REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE Dr. YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté Des Sciences et De La Technologie

Département de Génie de la Matière

Filière Génie civil

Mémoire de Fin d'Etude pour l'obtention du diplôme

de Master en génie civil

Option : Structures

THÈME

CONCEPTION ET ETUDE D'UNE CLINIQUE EN (R+4)

Etudié par :

SAHLAOUI Mohamed

MAAMRI Abderrahmane

Dirigé par :

Mr : SAÏDI Mohamed Mouloud

Promotion 2014-2015

Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce travail.

ET après nous remercions nos parents pour nous avoir aider et nous orienter vers le bon chemin.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mr. Saïdi .mohamed mouloud pour nous avoir encadrer et pour son aide, sa patience et la confiance qu'il nous a accordés.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à tous les enseignants qui ont participé à notre formation.

Encore des remerciements l'ingénieur GCV Mr.oueld turki benaissa pour de multiples raisons : son accueil au bureau d'études et sa sympathie, et la formation précieuse qui nous a assuré

Nos profond remercîments pour les membres de jury qui ont accepté

d'évaluer ce travail.

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

Sahlaoui et Maamri

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères

Après mon DIEU pour leurs sacrifices :

A Mes chers parents que dieu les garde et préserve.

Mes chers frères.

À toute ma famille.

À tous mes amis.

À tous les étudiants de filière génie civil.

Mohamed

Je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères

Après mon DIEU pour leurs sacrifices :

A Mes chers parents que dieu les garde et préserve.

Mes chères sœurs.

Mes chers frères.

À toute ma famille.

À tous mes amis.

À tous les étudiants de filière génie civil.

Abderrahmane


بسم الله الرحمن الرحيم

Figure.I.1. Façade principale..... 1
Figure.I.2. Façade latérale..... 2
Figure.I.3. Plan de RDC..... 2
Figure.I.4. étages courant..... 3
Figure.I.5. Coupe B-B..... 3
Figure.I.6. Diagramme parabole rectangle contrainte- déformation..... 6
Figure.I.7. Diagramme rectangulaire contrainte-déformation du béton..... 7
Figure.I.8. Diagramme calcul « déformation-contrainte » pour les aciers..... 8
Figure.II.1. Schéma du plancher..... 10
Figure.II.2. Dimensions du corps creux..... 10
Figure.II.3. Mur double cloison..... 12
Figure.II.4. Mur simple cloison..... 12
Figure.II.5. Constituant d'un plancher terrasse..... 13
Figure.II.6. Constituant d'un plancher étage courant..... 13
Figure.II.7. Composants d'une dalle de la terrasse..... 14
Figure.II.8. Composants d'une dalle de l'étage..... 15
Figure.II.9. Choix de poteau plus sollicité..... 18
Figure.II.10. Section réduite du poteau..... 20
Figure.II.11. Représentation du poteau le plus sollicité..... 20
Figure II.12. Zones nodales..... 24
Figure.II.13. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)..... 25
Figure.III.1. L'acrotère..... 26
Figure.III.2. Ferraillage de l'acrotère..... 32
Figure.III.3. Schéma statique de la poutrelle..... 33
Figure.III.4. les types des poutrelles..... 33
Figure.III.5. Travée avec un seul étaiement au milieu..... 34
Figure.III.6. Travée avec deux étaiements espacés de 1,416 m..... 35
Figure.III.7. Les moments en travées et en appuis de méthode forfaitaire..... 36
Figure.III.8. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU..... 39
Figure.III.9. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS..... 40
Figure.III.10. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU..... 41
Figure.III.11. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS..... 41
Figure.III.12. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU..... 42
Figure.III.13. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS..... 43
Figure.III.14. Section de béton des poutrelles..... 44
Figure.III.15. Ferraillage des poutrelles..... 49
Figure.III.16. Disposition constructive de treuillé soudé de la table de compression..... 50
Figure.III.17. Vue en trévère et en plan de l'escalier..... 51
Figure.III.18.modélisation de 1èrevolée..... 52
Figure.III.19.modélisation de 2eme volée..... 52
Figure.III.20. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U..... 56
Figure.III.21. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S..... 57
Figure.III.22. Schéma statique des efforts de la poutre palière à l'E.L.U..... 62
Figure.III.23. Ferraillage de la poutre palière..... 65
Figure.III.24. La rupture de la dalle..... 67
Figure.III.25. Le déplacement des zones de ruptures de la dalle..... 68
Figure.IV.1. Vue de la structure en 3D..... 73
Figure.IV.2. Disposition des voiles..... 73
Figure.IV.3. Types des poteaux..... 75
Figure.IV.4. Voile plein..... 76
Figure.IV.5. Voile avec une seule ouverture..... 76
Figure.IV.6. Spectres de réponse..... 84
Figure.IV.7. Le comportement des trois premiers modes..... 86
Figure.IV.8. Les forces agissent sur la stabilité au renversement..... 90
Figure.IV.9. Distribution des forces sismiques..... 90
Figure.IV.10. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X..... 91

Figure.IV.11. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y..... 92
Figure.IV.12. déplacements en tête..... 95
Figure.V.1. Disposition des armatures pour les poutres porteuse. 108
Figure.V.2. Ferraillage des poutres principale intermédiaires de terrasse..... 112
Figure.V.3. Ferraillage des poutres principales de rive de terrasse 112
Figure.V.4. Ferraillage des poutres principales intermédiaires d'étages..... 113
Figure.V.5. Ferraillage des poutres principales de rive d'étages..... 113
Figure.V.6. Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires de terrasse..... 113
Figure.V.7. Ferraillage des poutres secondaires de rive de terrasse..... 114
Figure.V.8. Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires d'étages..... 114
Figure.V.9. Ferraillage des poutres secondaires de rive d'étages..... 114
Figure.V.10. Ferraillage des poutres en arcs de rive de terrasse..... 115
Figure.V.11. Ferraillage des poutres en arcs de rive d'étages..... 115
Figure.V.12. Ferraillage des chainages de rive d'étages..... 115
Figure.V.13. Définition de la zone nodale dans les poteaux..... 116
Figure.V.14. Disposition des armatures pour les poteaux..... 125
Figure.V.15. Ferraillage des poteaux de RDC..... 125
Figure.V.16. Ferraillage des poteaux de 1er étage..... 126
Figure.V.17. Ferraillage des poteaux de $2^{éme}$ étage..... 126
Figure.V.18. Ferraillage des poteaux de $3^{éme}$, $4^{éme}$..... 126
Figure.V.19. Disposition des armatures verticales dans les voiles..... 129
Figure.V.20. Les armatures transversales et les épingles..... 132
Figure.V.21. La zone de recouvrement des voiles..... 132
Figure.V.22. Moment et effort tranchant résistants dans le linteau..... 137
Figure.V.23. Armatures de linteaux..... 137
Figure.VI.1. La 1ér proposition des semelles isolée..... 142
Figure.VI.2. Semelle isolée sous poteau carré..... 143
Figure.VI.3. Les efforts normaux des poteaux et des voiles a l'ELS..... 144
Figure.VI.4. Les bulles de pression..... 147
Figure.VI.5. Représentation finale des semelles..... 149
Figure.VI.6. . Schéma d'une semelle filante sous voile..... 152
Figure.VI.7. Schémas d'une Semelle filante sous poteaux..... 152
Figure.VI.8. Ferraillage de la longrine..... 162

Tableau.I.1. Caractéristiques mécanique des aciers..... 7
Tableau.II.1. Charge permanente du mur intérieur..... 11
Tableau.II.2. Charge permanente du mur extérieur..... 11
Tableau.II.3. Charge permanente du plancher terrasse..... 12
Tableau.II.4. Charge permanente du plancher étage courant..... 13
Tableau.II.5. Charge permanente due à la dalle de la terrasse..... 14
Tableau.II.6. Charge permanente due à la dalle d'étage..... 15
Tableau.II.7. Pré dimensionnement des poteaux..... 19
Tableau.II.8. Calcule de$(Nu)^{-}$..... 20
Tableau.II.9. détermination des charges permanentes..... 21
Tableau.II.10. Détermination des surcharges d'exploitation..... 22
Tableau.II.11. Calcule de N_{ultime} 23
Tableau.II.12. Vérification aux zones nodales 24
Tableau II.13. Pré dimensionnement des voiles 25
Tableau.III.1. Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère..... 26
Tableau.III.2. Les efforts sur l'acrotère..... 27
Tableau.III.3. Dimensions et caractéristiques des matériaux..... 27
Tableau.III.4. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles..... 32
Tableau.III.5. Méthode de Caquot..... 37
Tableau.III.6. Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S..... 38
Tableau.III.7. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU..... 39
Tableau.III.8. Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS..... 39
Tableau.III.9. Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU..... 40
Tableau.III.10. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS..... 41
Tableau.III.11. Moments et effort tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU..... 42
Tableau.III.12. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS..... 43
Tableau.III.13. Calcul des armatures..... 44
Tableau.III.14. vérification des armatures..... 46
Tableau.III.15. Ferraillages longitudinaux des poutrelles..... 46
Tableau.III.16. Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles..... 47
Tableau.III.17. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles..... 49
Tableau.III.18. Charges permanentes du palier de repos de l'escalier..... 53
Tableau.III.19. Charges permanentes de la paillasse de l'escalier..... 54
Tableau.III.20. Combinaison des charges de l'escalier..... 54
Tableau.III.21. Récapitulation des résultats..... 57
Tableau.III.22. Les données..... 58
Tableau.III.23. Calcul des sections d'acier de l'escalier..... 58
Tableau.III.24. Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S..... 59
Tableau.III.25. Valeur de la flèche..... 61
Tableau.III.26. Efforts de la poutre palière..... 62
Tableau.III.27. Ferraillage de la poutre palière..... 63
Tableau.III.28. Vérification des contraintes à l'état limite de service..... 63
Tableau.III.29. Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière..... 63
Tableau.III.30. les actions sur la dalle..... 67
Tableau.III.31. les données..... 69
Tableau.III.32. ferraillage de la dalle pleine..... 70
Tableau.III.33. vérification des contraintes à l'état limite de service..... 71
Tableau.IV.1. Calcul de centre de masse 74
Tableau.IV.2. Calcul du centre de torsion 77
Tableau.IV.3. Calcul de l'excentricité statique 78
Tableau.IV.4. Calcul d'excentricité..... 79
Tableau.IV.5. Coefficient d'accélération de zone A..... 80
Tableau.IV.6. Vérification de coefficient de comportement R sens (X)..... 81
Tableau.IV.7. Vérification de coefficient de comportement R sens (X) en pourcentages..... 81
Tableau.IV.8. Vérification de coefficient de comportement R sens (Y)..... 82

Tableau.IV.9. Vérification de coefficient de comportement R sens (Y) en pourcentages..... 82
Tableau.IV.10. détermination du facteur de qualité Q..... 83
Tableau.IV.11. Le comportement des trois premiers modes..... 87
Tableau IV.12. Coefficient de participation massique..... 87
Tableau.IV.13. Calcul de la force sismique..... 89
Tableau.IV.14. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul..... 89
Tableau.IV.15. Forces sismiques selon la hauteur suivant X..... 91
Tableau.IV.16. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y..... 92
Tableau.IV.17. Calcul du moment de renversement..... 92
Tableau.IV.18. Calcul du moment stabilisant..... 93
Tableau.IV.19. Vérification de stabilisation..... 93
Tableau.IV.20. Vérification des déplacements inter-étage sens X..... 94
Tableau.IV.21. Vérification des déplacements inter-étage sens Y..... 94
Tableau.IV.22. Vérification des déplacements en tête..... 95
Tableau.IV.23. Vérification l'effet P-* sens X..... 96
Tableau.IV.24. Vérification l'effet P-Δ sens Y..... 96
Tableau.IV.25. Vérification de cisaillement des poutres..... 96
Tableau.IV.26. Vérification de cisaillement des poteaux suivant (x) 97
Tableau.IV.27. Vérification de cisaillement des poteaux suivant (y) 97
Tableau.IV.28. Vérification de l'effort normal réduit à la base..... 98
Tableau.V.1. Les données de calcul..... 99
Tableau.V.2. Efforts internes maximum des poutres principales..... 101
Tableau.V.3. Efforts internes maximum des poutres secondaires..... 101
Tableau.V.4. Efforts internes maximum des poutres en arcs..... 102
Tableau.V.5. Section des armatures longitudinales des poutres principales (porteuse).....102
Tableau.V.6. Section des armatures longitudinales des poutres secondaires..... 103
Tableau.V.7. Section des armatures longitudinales des poutres en arcs..... 103
Tableau.V.8. Section des armatures longitudinales de chainage..... 104
Tableau.V.9. Vérification des poutres principales à l'E.L.S..... 105
Tableau.V.10. Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S..... 105
Tableau.V.11. Vérification des poutres en arcs à l'E.L.S..... 106
Tableau.V.12. Vérification de chainage à l'E.L.S..... 106
Tableau.V.13. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA..... 107
Tableau.V.14. Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA..... 107
Tableau.V.15. Vérification des poutres en arcs selon les conditions RPA et CBA..... 108
Tableau.V.16. Vérification des chainages selon les conditions RPA et CBA..... 108
Tableau.V.17. Calcul de $\tau_{\bar{u}}$..... 109
Tableau.V.18. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales..... 109
Tableau.V.19. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires..... 109
Tableau.V.20. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres en arcs..... 110
Tableau.V.21. Vérification de la contrainte de cisaillement des chainages..... 110
Tableau.V.22. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement..... 110
Tableau.V.23. Vérification de la torsion des poutres en arc..... 111
Tableau.V.24. Vérification de la flèche des poutres..... 112
Tableau.V.25. détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU..... 119
Tableau.V.26. Vérification des armatures à ELS des poteaux..... 121
Tableau.V.27. Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux..... 123
Tableau.V.28. Les armatures transversales et leurs espacements..... 124
Tableau.V.29. Vérification de la quantité d'armatures transversales..... 124
Tableau.V.30. Les données de calcul..... 130
Tableau.V.31. Les voiles pleines (sens-Y), L=1.55 m..... 130
Tableau.V.32. Vérification des contraintes à l'ELS..... 131
Tableau.V.33. Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les voiles pleines..... 133
Tableau.V.34. Les trumeaux (sens-X), L=0.95 m. 134
Tableau.V.35. Vérification des contraintes de trumeaux à l'ELS..... 134

Tableau.V.36. Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les trumeaux..... 135
Tableau.V.37. Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteaux..... 138
Tableau.V.38. Armatures longitudinales et Armatures de peau dans les linteaux..... 139
Tableau.V.39. Vérification des contraintes de cisaillement dans les linteaux..... 139
Tableau.V.40. Armatures transversales et leurs espacements dans les linteaux..... 140
Tableau.VI.1. Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées carré..... 143
Tableau.VI.2. Dimensionnement de semelles isolées..... 144
Tableau.VI.3. Vérification des contraintes des semelles isolées..... 145
Tableau.VI.4. Ferraillage des semelles isolées..... 146
Tableau.VI.5. Vérification de la stabilité au renversement des semelles isolées..... 146
Tableau.VI.6. Dimensionnement des semelles filantes sous voiles..... 149
Tableau.VI.7. Vérification des contraintes des semelles filantes sous voiles..... 150
Tableau.VI.8. Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU..... 150
Tableau.VI.9. Ferraillage finale et l'espacement des semelles filantes sous voiles..... 151
Tableau.VI.10. Vérification des longueurs de scellement..... 151
Tableau.VI.11. Vérification de la stabilité au renversement..... 151
Tableau.VI.12. Dimensionnement des semelles sous poteaux. 153
Tableau.VI.13. Vérification des contraintes des semelles filantes sous poteaux..... 153
Tableau.VI.14. Ferraillage des semelles filantes sous poteaux**.** 154
Tableau.VI.15. Ferraillage finale et l'espacement des semelles filantes sous voiles..... 154
Tableau.VI.16. Vérification des longueurs de scellement..... 154
Tableau.VI.17. Vérification de la stabilité au renversement de la semelle sous poteaux..... 155
Tableau.VI.18. Détermination de la hauteur de libage des semelles sous poteaux..... 156
Tableau.VI.19. Détermination des valeurs de q des semelles filantes sous poteaux..... 156
Tableau.VI.20. Méthode de Caquot..... 157
Tableau.VI.21. Détermination des valeurs de M et T des poutres de libage..... 157
Tableau.VI.22. Ferraillage longitudinale à l'ELU de la poutre de libage..... 158
Tableau.VI.23. Vérification des contraints à L'ELS..... 159
Tableau.VI.24. Vérification de l'effort de tranchant..... 159
Tableau.VI.25. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement..... 160
Tableau.VI.26. Vérification de la flèche pour la poutre de libage..... 160

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage :..... 1
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:..... 1
I.2.1. Dimensions en élévation :..... 1
I.2.2. Dimension en plan : 1
I.2.3. Données architecturales :..... 1
I.2.4. Système de contreventement :..... 4
I.2.5. Structure 4
I.3.Caractéristiques des matériaux :..... 4
I.3.1. Béton:..... 4
2.1. Types d'acier : 7
2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : 7
2.3. Contraintes limites : 8

Chapitre II : Pré dimensionnement et évaluation des charges

II.1. Introduction :..... 9
II.2. Pré dimensionnement des planchers : 9
II.2.1. Plancher à corps creux : 9
II.2.2. Les dalles pleines: 10
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations : 11
II.3.1. Maçonnerie : 11
II.3.2. Plancher terrasse : 12
II.4.2. Les poutres secondaires:..... 17
II.4.2. Les poutres secondaires:..... 17
II.4.3. Les poutres en arcs :..... 17
II.4.4. Conclusion 18
II.5. pré dimensionnement des poteaux :..... 18
II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité:..... 18
II.5.3. Dimensions des poteaux..... 19
II.5.4. Calcul de la longueur de flambement L_f : 19
II.5.5. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$:..... 19
II.5.6. la surface reprise par le poteau : 20
II.5.7. Descente des charges: 21
II.5.8. L'effort normal à l'état limite ultime :..... 23
II.5.9.Vérification selon le RPA99 (version 2003) : 23
II.5.10. Vérification aux zones nodales : 24
II.6.Les voiles : 25

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. L'acrotère :..... 26
III.1.1.Introduction :..... 26
III.1.2. Principe de calcul: 26
III.1.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation: 26
III.1.4. Détermination des efforts: 27
III.1.5. Calcul de ferraillage: 27
III.1.6. Vérification de l'effort tranchant: 31
III.2. Planchers à corps creux :..... 32
III.2.1. Calcul des poutrelles:..... 32

III.2.2. Calcul des charges et surcharges : 38
III.2.3.Sollicitations de calcul : 38
III.2.4.Ferraillage des poutrelles : 43
III.2.5.Vérification de l'effort tranchant : 47
III.2.6. Ferraillage de table de compression : 49
III.3.Calcul des escaliers: 51
III.3.1. Introduction: 51
III.3.2.Terminologie: 51
III.3.3. Dimensionnement: 51
III.3.4. Evaluation des charges et surcharges : 53
III.3.5. Détermination des sollicitations: 54
III.3.6. Détermination des efforts: 55
III.3.7. Calcul du ferraillage: 58
III.4. Calcul de la poutre palière: 61
III.4.1. Pré dimensionnement: 61
III.4.2. Charges revenants à la poutre: 61
III.4.3. Calcul des efforts: 61
III.4.4. Ferraillage de la poutre palière: 62
III.4.5. Vérifications: 63
III.5. Calcul des dalles: 66
III.5.1. Introduction: 66
III.5.2. Méthode de calcul: 67
III.5.3. Calcul des actions : 67
III.5.4. Calcul de la dalle pleine : 68
III.5.5. Calcul de ferraillage de la dalle pleine: 69
III.5.5. Calcul de ferraillage de la dalle pleine: 70

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1.Introduction : 72
IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure : 72
IV.2.1.Centre de masse : 72
IV.2.2.Centre de torsion : 74
IV.2.3.Excentricité : 77
IV.3.Choix de la méthode de calcul : 79
IV.3.1.Introduction : 79
IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente: 79
IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale: 80
IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique : 85
IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes : 86
IV.4.2.vérification de participation massique : 87
IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : 88
IV.4.4.Vérification de la stabilité au renversement : 89
IV.4.5.Vérification des déplacements inter-étages : 93
IV.4.6.Vérification des déplacements en tête : 94
IV.4.7.Vérification vis à vis de l'effet P-* : 95
IV.4.8.Vérification de cisaillement des éléments : 96
IV.4.9.Vérification de l'effort normal réduit à la base : 97
IV.5.Conclusion général : 98

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

V.1.Introduction :..... 99
V.2.Ferraillage des poutres :..... 99
V.2.1.Introduction :..... 99
V.2.2. Recommandation du RPA99 :..... 100
V.2.3. Les efforts :..... 101
V.2.4.Calcul des armatures longitudinales:..... 102
V.2.5.Vérification :..... 104
V.2.6.Calcul des armatures transversales :..... 110
V.2.7.Vérification de la flèche :..... 111
V.3.Ferraillage des poteaux :..... 116
V.3.1.Détermination des armatures longitudinales:..... 116
V.3.2. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :..... 119
V.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 :..... 120
V.3.4.Détermination des armatures transversales :..... 122
V.4. Ferraillage des voiles :..... 127
V.4.1. Les voiles pleins :..... 127
V.4.2.Voiles avec files d'ouvertures :..... 127
V.4.3. Méthode de calcul :..... 127
V.4.4. Armatures verticales :..... 130
V.4.5.Calcul des armatures horizontales et les espacements dans les voiles pleines : 133
V.4.6. Ferraillage des voiles avec ouverture :..... 134
V.4.6.1. Ferraillage des trumeaux :..... 134
V.4.7.Calcul des armatures horizontales et les espacements dans les trumeaux :..... 135
V.4.8. Ferraillage des linteaux :..... 135

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :..... 141
VI.2. Reconnaissance du sol:..... 141
VI.2.1. Nature de la couche de fondation :..... 141
VI.2.2. Stabilité du site :..... 141
VI.3. Efforts transmis par les fondations :..... 142
VI.4. Choix de type des fondations :..... 142
VI.5. Calcul des semelles isolées : 143
VI.5.1. Dimensionnement des semelles isolées :..... 144
VI.5.2. Vérifications des contraintes des semelles isolées :..... 145
VI.5.3. Ferraillage des semelles isolées :..... 145
VI.5.4. Vérification de la stabilité au renversement :..... 146
VI.6. Semelles filantes :..... 147
VI.6.1. Dimensionnement :..... 147
VI.6.2.Ferraillage des semelles filantes :..... 148
VI.6.3. Vérification des longueurs de scellement :..... 148
VI.6.4. Vérification de la stabilité au renversement : 148
VI.6.5. Semelles filantes sous voile :..... 149
VI.6.5.1. Dimensionnement :..... 149
VI.6.5.2. Vérifications des contraintes des semelles filantes sous voiles 149
VI.6.5.3. Ferraillage : 150
VI.6.5.4. Vérification des longueurs de scellement :..... 151

VI.6.5.5. Vérification de la stabilité au renversement : 151
VI.6.6. Semelles filantes sous poteaux :..... 152
VI.6.6.1. Ferraillage transversale :..... 152
VI.6.6.2. Dimensionnement :..... 153
VI.6.6.3. Vérifications des contraintes des semelles filantes sous poteaux :..... 153
VI.6.6.4. Ferraillage :..... 154
VI.6.6.5. Vérification des longueurs de scellement :..... 154
VI.6.6.6. Vérification de la stabilité au renversement :..... 155
VI.7. Ferraillage longitudinale (La poutre de libage) :..... 155
VI.7.1. Détermination des moments et l'effort tranchant :..... 156
VI.7.2. Armatures de peau :..... 158
VI.7.3. Vérification des contraints à l'ELS :..... 158
VI.7.4. Vérification de l'effort de tranchant :..... 159
VI.7.5. Armatures transversales :..... 160
VI.7.6. Vérification de la flèche :..... 160
VI.8. Les longrines :..... 161
VI.8.1. Introduction : 161
VI.8.2. Pré dimensionnement : 161
VI.8.3. Sollicitations : 161
VI.8.4. Ferraillage :..... 161

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, A min : Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
B_t : Section de la partie tendue.
L_t : Largeur de la section tendue.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.
E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
I_e : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.
M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S.
N : Effort normal.
N_{ser} : Effort normal de service.
N_U : Effort normal ultime.
T_u : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
l_f : Longueur de flambement,
S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
∑ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ : Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.
C.V, 0K, Oui : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز عيادة طبية تتألف من طابق ارضي+4 طوابق **ببلبرواقية** الواقعة **بولاية المدية** المصنفة ضمن المنطقة المتوسطة زلزاليا ***IIa*** حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.
هذا المشروع مهيكل بواسطة نظام صد (العارضات والأعمدة) المدعمة بالجدران المسلحة لضمان استقرار البناية ومقاومتها لكل الحمولات العمودية والأفقية.
قياس الأبعاد وتسليح مختلف العناصر الأساسية تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:
*القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.
*قانون الخرسانة المسلحة .
الدراسة الزلزالية تمت وفق الطريقة العددية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية ***«SAP2000V17.1.1»***
وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

RESUME

Ce projet, consiste à étudier un bâtiment en ***RDC+4*** étages, à usage sanitaire. Il est implanté ***à Berrouaghia-wilaya de Médéa***. Cette région est classée en zone sismique ***IIa*** selon le ***RPA99 version 2003***.

La résistance de la structure aux charges verticales et horizontales est assurée par un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Le dimensionnement de tous les éléments résistants sont établis conformément aux Règlements Algériens en vigueur (***CBA93 et RPA99version 2003***).

L'analyse sismique de la structure a été menée par la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel ***«SAP2000V17.1.1»***

Finalement nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

ABSTRACT

This project deals with the study of a building with basement and 4 floors in the city of ***Berrouaghia W.Medea.*** This is classified in a medium seismicity region (IIa) according to the Algerian seismic rules ***RPA99 version2003.***

The resistance of structure to vertical and horizontals loads assured by a system (frames and shear walls).

The measurements and the design of reinforcement of all elements were established accordance with the Algerian standards (***CBA93 and RPA99 version 2003*).**

The seismic analysis has been realized by the numerical method based on finite elements method, using the program ***« SAP2000 17.1.1 ».***

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans…etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

Pour assurer la résistance d'une structure face aux sollicitations externes qui peuvent générer des charges horizontales, en fait recours un système de contreventement qui peut être constitué par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Le règlement parasismique algérien par un nombre de chercheur est appelé à être modifier suivant l'évolution de l'activité terrestre.

L'étude aura lieu sur une clinique en R+4 implanté en zone de moyenne sismicité (zone IIa), la structure du bâtiment est contient des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé.et a fin d'élaborer ce travail on a agi comme suit :

La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.

La troisième étape sera le calcul des éléments secondaire (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et la table de compression, et aussi les dalles pleines).

La quatrième étape consiste à l'étude dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales) et pour assurer la stabilité et la résistance du bâtiment vis-à-vis les actions sismiques.

La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres ; poteaux ; voiles).

La sixième étape consistera à faire le calcul des fondations (type ; dimensions et ferraillages) ainsi que les longrines.

A la fin on conclure par une conclusion générale.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en RDC + 4 étages à usage sanitaire (Clinique). dont le lieu d'implantation est à BERROUAGHIA wilaya de MEDEA. Zone de moyenne sismicité (IIa), selon la nouvelle classification et conformément au Règlement Parasismique Algérien RPA 99 Version 2003, groupe d'usage 1B dans un site classé comme un sol ferme (S2).

I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

I.2.1. Dimensions en élévation :

- La hauteur de rez - de -chausser…. 3.06 m.
- La hauteur de l'étage courant …. 3.06 m.

La hauteur totale du bâtiment est de ...15.30 m.

I.2.2. Dimension en plan :

Notre bâtiment présente un dé symétrie dans ses directions, il est caractérisé par une forme rectangulaire de longueur **L**et une largeur ℓ.

Avec :

- **L**= 25.57 m.
- ℓ =14.32m.

I.2.3. Données architecturales :

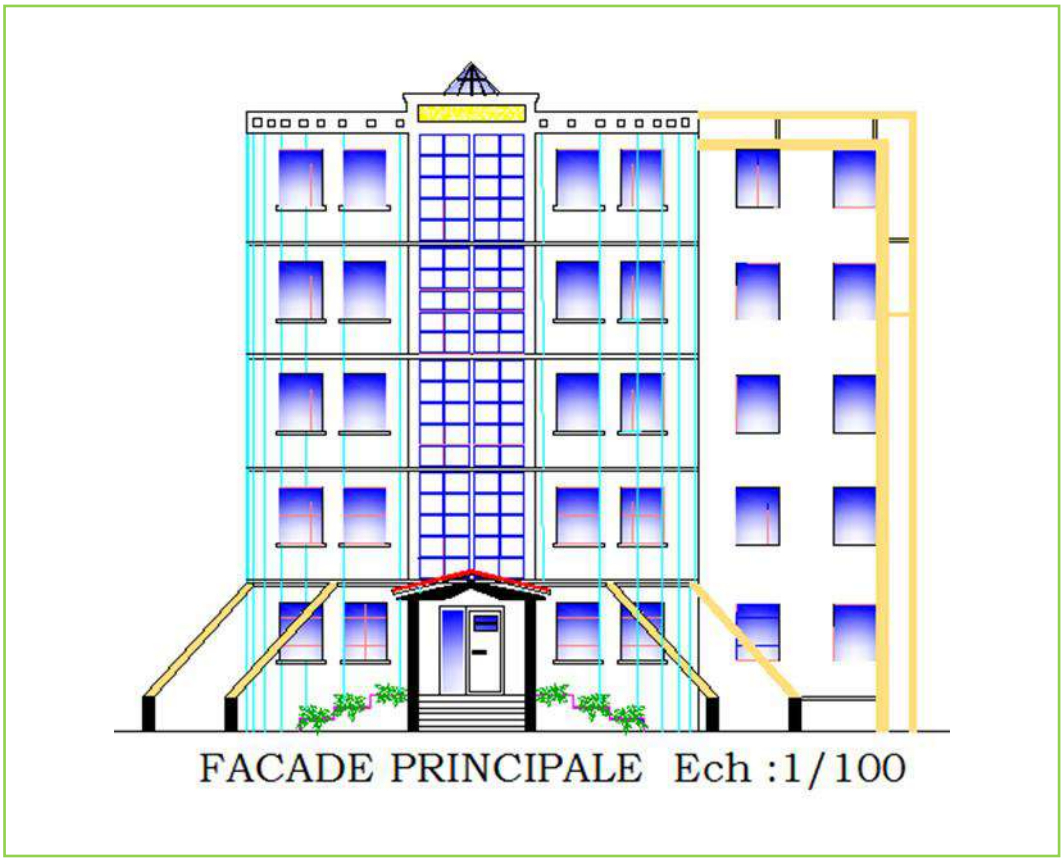


Figure.I.1. Façade principale.

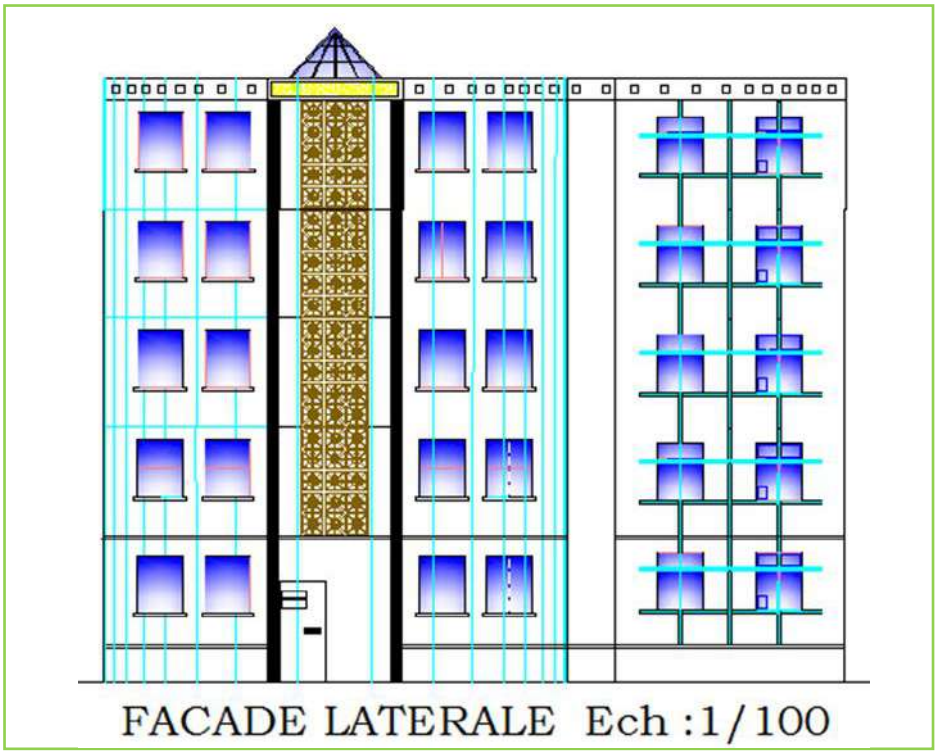


Figure.I.2. Façade latérale.

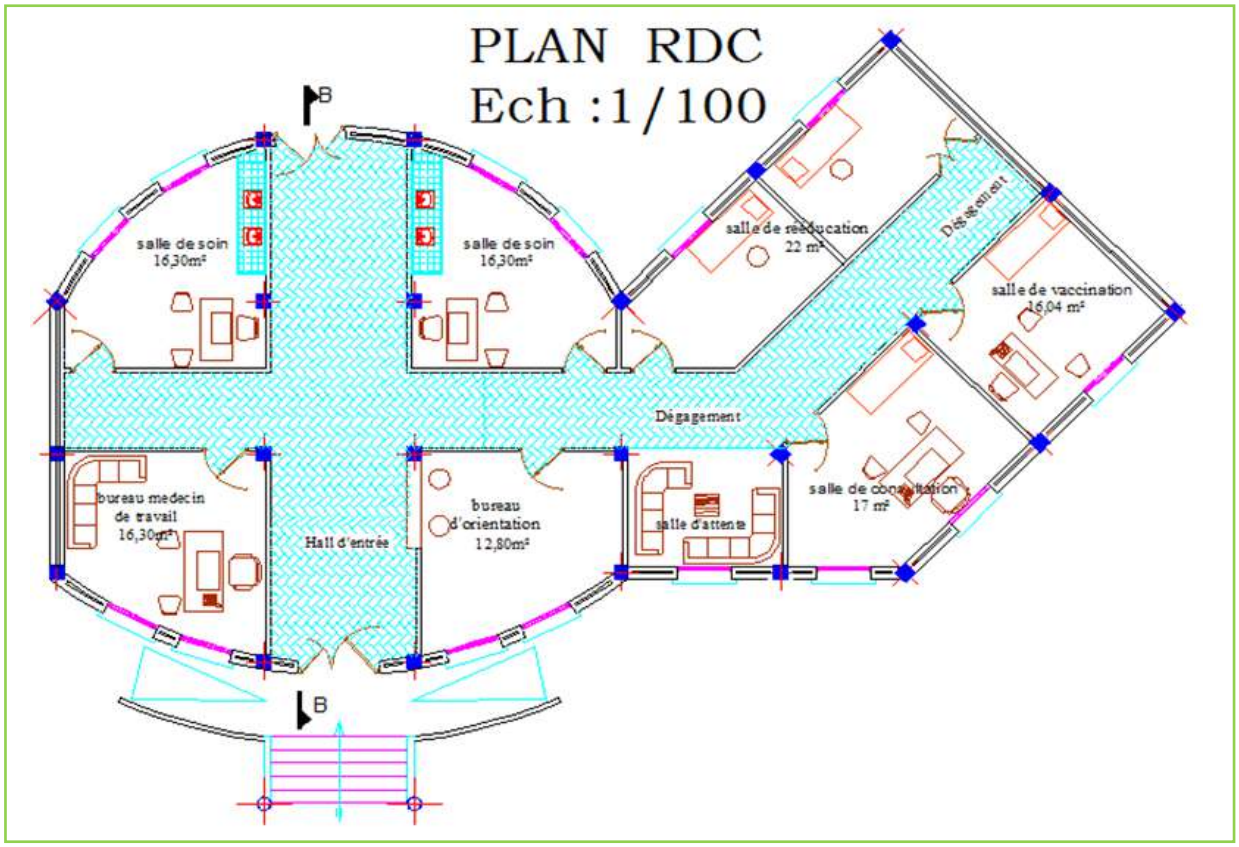


Figure.I.3. Plan de RDC.

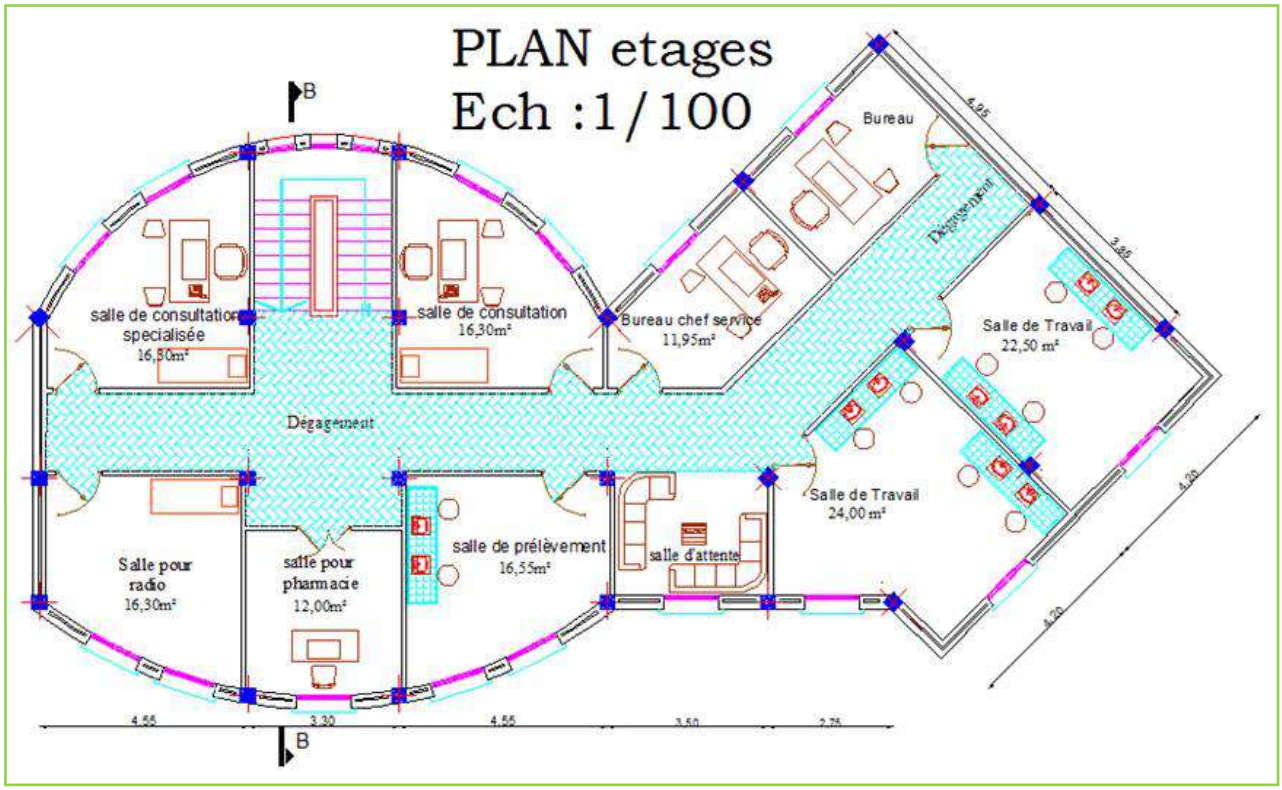


Figure.I.4. Plan étages courant.

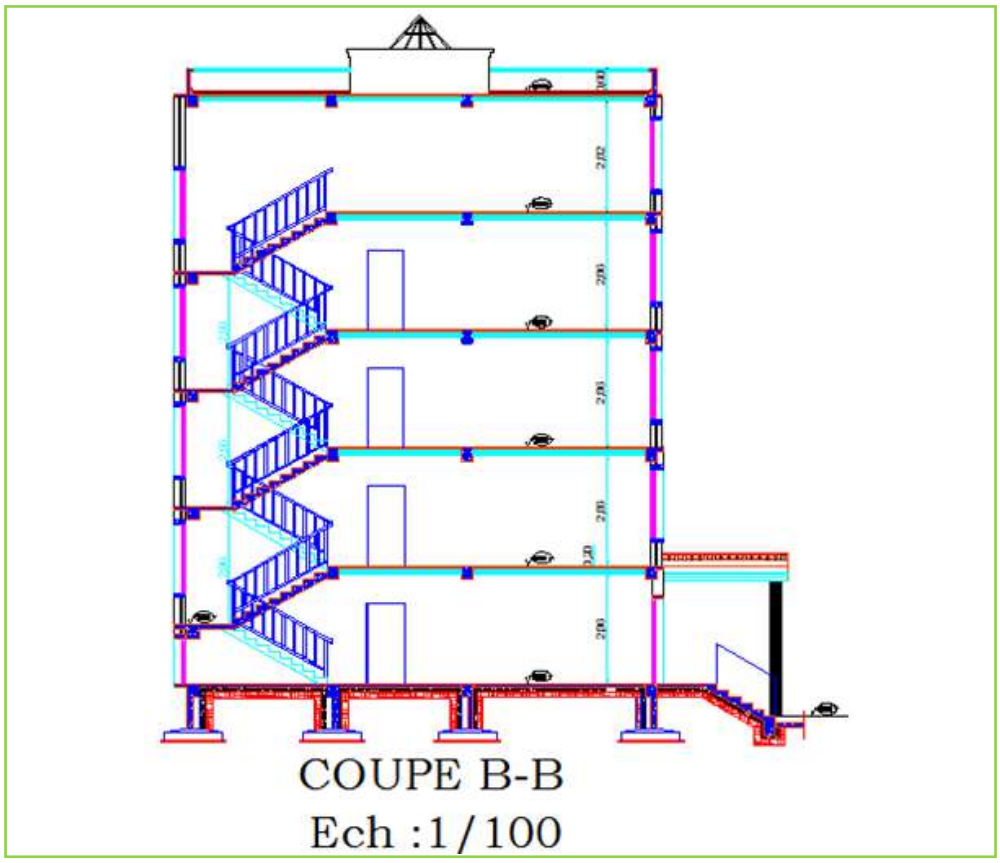


Figure.I.5. Coupe B-B.

I.2.4.Système de contreventement :

Notre bâtiment à une hauteur supérieure à 14 m, dans la zone IIa donc selon le RPA99 Version 2003 il est nécessaire de prévoir un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

I.2.5. Structure :

Le squelette de notre bâtiment est constitué par deux type des éléments qui' ils ont (les portiques : poteaux-poutres) et les voiles de contreventement.

- ***Planchers :***

Ce sont les éléments horizontaux porteurs des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. On à deux (02) types de planchers :

a. Plancher à corps creux (16+4) pour le (***RDC***) et les étages courants.

b. Planches à dalle pleine.

- ***Acrotère :***

Au niveau du plancher terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en voile de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur.

- ***Maçonnerie :***

La maçonnerie du bâtiment sera réalisée en briques creuses.

-Les murs Extérieurs : ils sont constitués de double cloison de brique creuse séparées par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

-Les murs Intérieurs : constitués par une seule cloison de 10 cm d'épaisseur.

- ***Escaliers :***

On a un seul type d'escalier composé de (02) volées, Les marches seront revêtis de carrelage.

- ***Revêtements :***

Le revêtement est constitué de :

-Carrelage de 2cm pour les appartements, les halls et les escaliers.

-Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.

-Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.

-Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.

- ***Infrastructure :***

C'est la partie en contact avec le sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol (avec la contrainte de sol est de $\sigma_{sol} = 2.00$ bars).

I.3.Caractéristiques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93). **[2]**

I.3.1. Béton :

Nous utiliserons un béton dosé a 350Kg/m^3 avec un ciment CPJ-CEMII42.5 donnant une résistance à la compression à 28 jours égale à f_{c28}=25 MPa. et une résistance à la traction f_{t28}=2.1MPa

La composition d'un mètre cube de béton est à titre indicatif :

-Ciment (classe 42.5)	**350Kg.**
-Sable (0/5)	**400Kg.**
-Gravier (8/15-15/25)	**800Kg.**
-Eau de gâchage	**175*ℓ*.**

I.3.1.a.Caractéristiques mécaniques du béton :

1. Résistance à la compression « f_{cj} » :

Dans les cas courants, le béton est défini de point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, cette résistance est mesurée sur les cylindres droites de 200 cm² de révolution et de diamètre égale à (16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (32cm).

Pour les bétons d'un âge j ≤ 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes : (Selon CBA 93 article A.2.1.1.1 page 05). **[2]**

$$f_{cj} = \frac{j}{4{,}76 + 0{,}83j} f_{c28} \quad \text{Si} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1{,}40 + 0{,}95j} f_{c28} \text{ Si} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPA}$$

Lorsque l'âge d'un béton dépasse 60 jours on peut admettre une résistance au plus égale à

$$f_{cj} = 1{,}1 f_{c28}$$

Dans notre étude fc_{28} égale à 25 MPA.

Avec :

- f_{cj} : La résistance caractéristique à "J" jours.
- f_{c28} : La résistance caractéristique à "28" jours.

2. Résistance caractéristique à la traction « f_{tj} » :

La résistance caractéristique à la traction du béton à''j'' jours désignée par ftj est déduite de celle à la compression par la relation suivante : (Selon CBA 93 article A.2.1.1.2 page 06). **[2]**

f_{tj}= 0.6+0.06 f_{cj} (f_{t28}**=2.1MPA**) D'où f_{tj} et f_{cj} en MPA.

3. Le Module de déformation transversale « G » :

La valeur du module de déformation transversal G est donnée par la formule suivante :

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

E : Module de déformation longitudinale.

$$\upsilon : coefficient\ de\ poisson \begin{cases} 0{,}2\ à\ l'ELS. \\ 0\ à\ l'ELU. \end{cases}$$

4. Module de déformation longitudinale « E » :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation $\mathbf{E_{ij}}$ du béton âge de **"j"** jours est pris égale à :

$E_{ij} = 11000.\sqrt[3]{f_{cj}}$ E_{I28}=32164.195 MPa. (Selon CBA 93 article A.2.1.2.1 page 07). **[2]**

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$E_{vj} = 3700.\sqrt[3]{f_{cj}}$ E_{V28}= 10721.40 MPa. (Selon CBA 93 article A.2.1.2.2 page 07). **[2]**

E_{ij}, f_{cj} en MPa.

5. Contraintes limites :

***5.1. Contrainte de cisaillement :* [2]**

Les contraintes sont déterminées à partir de l'effort tranchant.

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :
  τ_u = min (0.1.f_{c28}, 3 MPa). Pour : f_{c28} = 25 MPa : τ_u = 2.5 MPa.
- Fissuration peu nuisible :
  τ_u = min (0.13.f_{c28}, 4 MPa). Pour : f_{c28} = 25 MPa : τ_u = 3.25 MPa.

***5.2. Contrainte de déformation :* [2]**

- ***Contraintes limites à l'ELU « σ_{bc} » :***

La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation :

$$\sigma_{bc} = \frac{0{,}85.fc_{28}}{\theta.\gamma_b}$$ Avec : f_{c28} = 25 MPA.

- 0,85 **:** coefficient de minoration tient compte de l'altération du béton avec l'acier.

$$\gamma_b : coefficien\ t\ de\ sécurité \begin{cases} 1{,}5\ situation\ durable. \\ 1{,}15\ situation\ accidentel\ le. \end{cases}$$

- θ =1 Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;
- θ=0.9 Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures.
- θ=0.85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

- ***Contraint limite à l'ELS :***

La contrainte limite de service en compression est donnée par :

σ_{bc} =0.6.f_{c28} (σ_{bc} =15MPa)

***5.3. Diagramme contrainte- déformation ($\sigma = f_{(\xi)}$) :* [2]**

- ***Diagramme Parabole – Rectangle :***

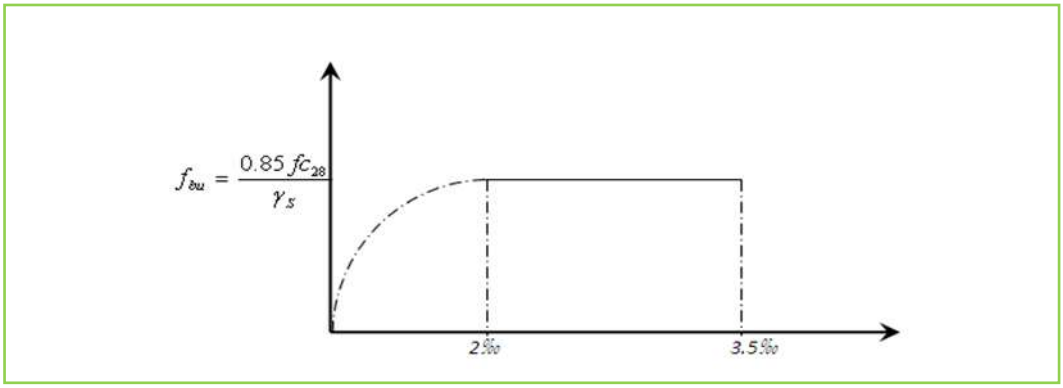


Figure.I.6. Diagramme parabole rectangle contrainte- déformation du béton.

Avec :

-σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

-fc_j : Résistance caractéristique du béton en compression a -j - jour.

-f_{bu} : Contrainte de calcul pour 2‰ ≤ ξ_{bc}≤3.5‰

-γ_b : Coefficient de sécurité.

- ξ_{bc} : Déformation du béton en compression.

➢ ***Diagramme Rectangulaire :*** **[2]**

-Cas d'emploi :

Si la section considérée est partiellement comprimée ; par exemple en flexion simple, en particulier, On utilise le diagramme rectangulaire défini par la **figure .I.7.**

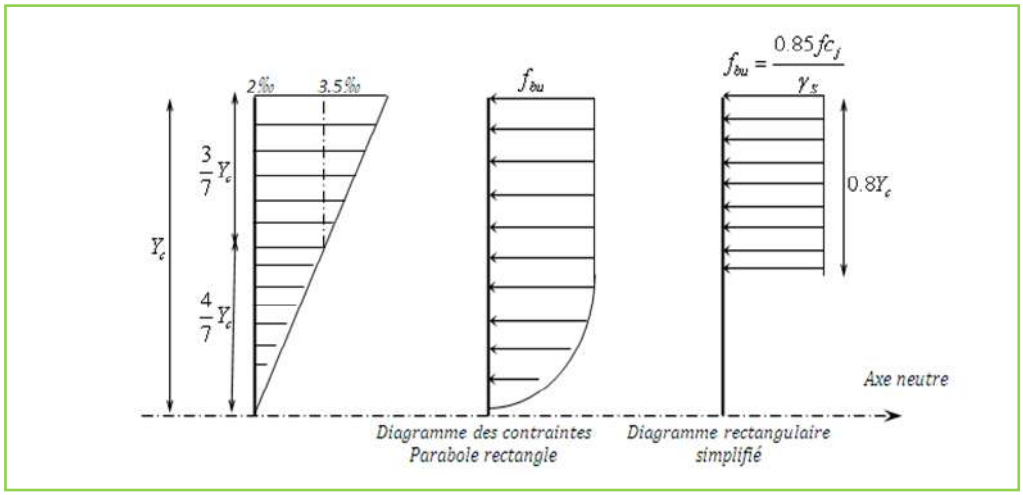


Figure.I.7. Diagramme rectangulaire contrainte-déformation du béton.

I.3.2. L'acier :

2.1. Types d'acier :

L'acier utilisé en béton armé pour l'amélioration de résistance de béton, Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.I.1. Caractéristiques mécanique des aciers.

Type d'acier	Nuances	Fe (MPA)	Diamètre (mm)	Utilisation
Rond lisse	FeE235	235	$\phi 6$	Armatures transversales
Acier HA	FeE400	400	T ≥ 8	Armatures transversales et longitudinales
Treillis soudés	TLE520	520	$0 \leq \phi \leq 6$	Table de compression

2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constant quel que soit la nuance de l'acier utilisé :

$E_s=2.10^5$MPa

2.3. Contraintes limites :

➢ **Etat limite ultime (ELU) :**

- ***Diagramme contraintes- déformations :*** **[2]**

Le diagramme contraint (σ_s) – déformations (ε_s) est conventionnellement défini ci-dessous :

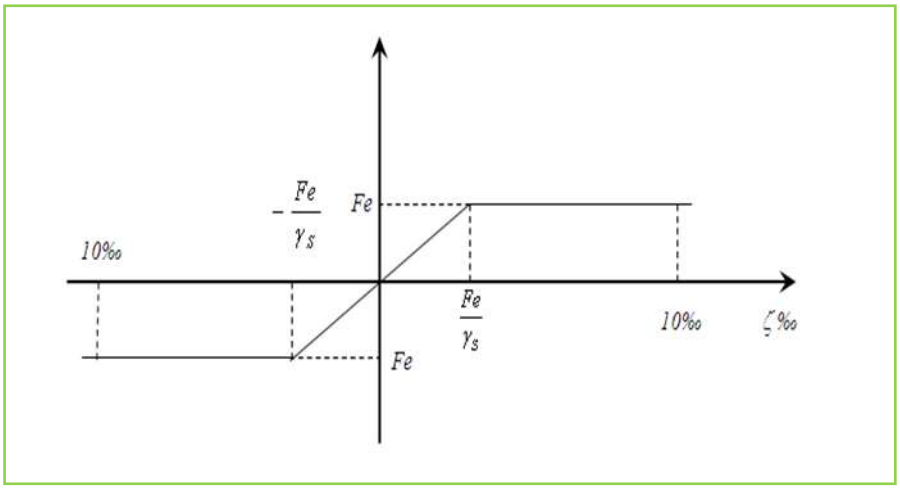


Figure.I.8. Diagramme calcul « déformation-contrainte » pour les aciers.

Avec :

- $\bar{\sigma_s} = F_e/\gamma_s$
- Fe : contrainte limite de l'acier ;
- σ_S : contrainte de l'acier ;
- γ_s : *coefficien t de sécurité* $\begin{cases} 1{,}15\ situation\ durable. \\ 1{,}00\ situation\ accidentel le. \end{cases}$

➢ **Etat limite de service (ELS) : [2]**

Il s'agit de la limite d'ouverture des fissures, ces dernières se présentent en trois cas engendrant des contraintes différentes :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer.
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma_s}$=*Min* [2 *f* / 3 ; 110.$\sqrt{\eta . f_{tj}}$] [MPa]
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma_s}$=*Min* [*f*/ 2 ; 90.$\sqrt{\eta . f_{tj}}$] [MPa]

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = \begin{cases} 1{,}00\ pour\ les\ ronds\ lisses\ et\ les\ treillis\ soudés. \\ 1{,}60\ pour les\ armatures\ à\ haute\ adhérance. \end{cases}$

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement est un calcul préliminaire qui consiste à donner une évaluation des dimensions des éléments constituant notre structure. Ce pré dimensionnement est établit tout en vérifiant les exigences des règles de RPA99 version 2003 et CBA 93.

II.2.Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des surfaces planes considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible limitant les étages et recevant les différentes charges et assurer l'isolation thermique et phonique entre les niveaux et donne une sécurité suffisante contre l'incendie. Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé.

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise les formules empiriques suivantes :

$$\frac{L}{20} \geq h_t \geq \frac{L}{25} \quad \text{Avec} \quad h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.

L = 4.25 m

$$\frac{425}{20} \geq h_t \geq \frac{425}{25} \rightarrow 21.25cm \geq h_t \geq 17cm \quad \text{Avec } h_t \geq 18.88cm \text{ On adopte } h_t = 20 \text{ cm}$$

avec : $h_t = (d + e)$.

On choisit *d = 16 cm* (hauteur de corps creux).

et e = *4 cm* (épaisseur de la dalle de compression). (Selon le CBA93 ARTICLE B 7.2.2).

Donc **h_t=20 cm.**

- ***Condition d'isolation acoustique :***

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

$H_{min} \geq 16$ cm, d'où on a 20 cm > 16 cm (condition vérifie).

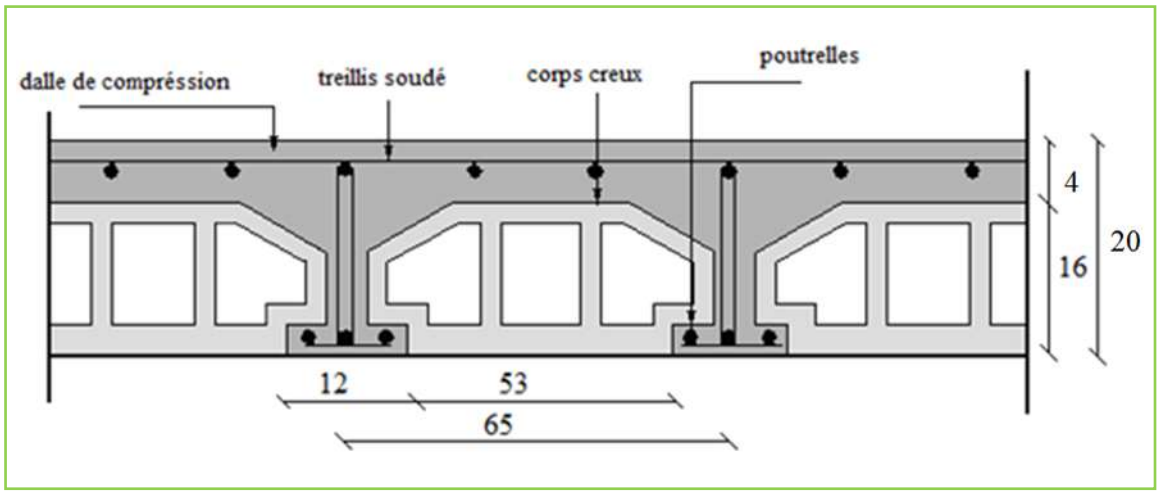


Figure.II.1. Schéma du plancher.

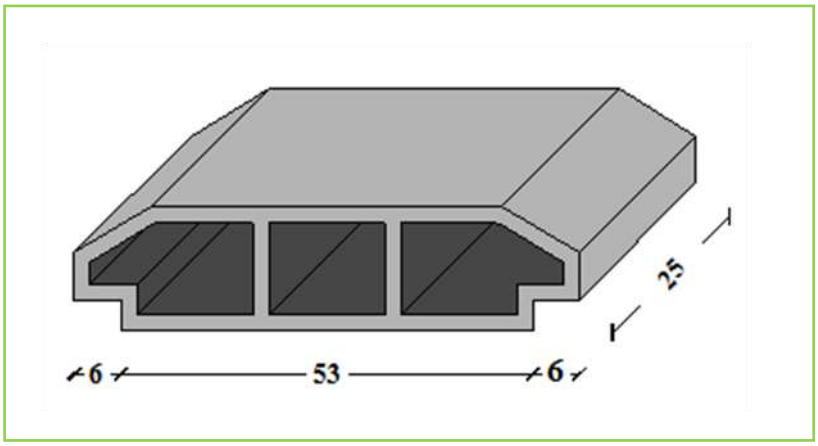


Figure.II.2.Dimensions du corps creux.

II.2.2.Les dalles pleines :

Le Pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants :

- ***Critère de résistance :***

  - Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L}{35} \leq ep \leq \frac{L}{30}$

  - Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L}{45} \leq ep \leq \frac{L}{40}$

  L : représente la plus grande portée de la dalle mesurée à nu d'appuis.

  $(L_x/45) \leq ep \leq (L_x/40)$; L = 3.20 m → 7.11 cm ≤ ep ≤ 8.00 cm

- ***Sécurité contre l'incendie* :**

  e_p = 7 cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

  e_p = 11 cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

- ***Critère d'isolation acoustique :***
- Selon les règles techniques « **CBA93** » en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.
- On limite donc notre épaisseur à : **15 cm**.
- ***Condition de la flèche :***
  - Si $L \leq 5$ m $\Rightarrow f \leq L/500$
  - Si $L > 5$m $\Rightarrow f \leq (L/1000) + 0.5$ cm

Conclusion :

Après avoir vérifié toutes ces conditions ; on adopte une épaisseur de 15cm.

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations : [3]

II.3.1. Maçonnerie :

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau.II.1.charge permanente du mur intérieur.

N°	composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques ($KN/m^{3)}$	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	90	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			Total	1.62

II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau.II.2.charge permanente du mur extérieur.

N°	composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.15	9	1.30
3	Lame d'aire	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			Total	2.92



Figure.II.3. Mur double cloison.

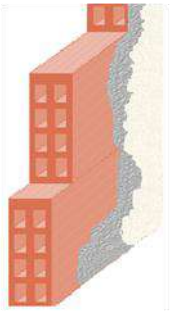


Figure.II.4. Mur simple cloison.

II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau.II.3. Charge permanente du plancher terrasse.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.05	1
2	Étanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	2.2
5	Plaque de liège	0.04	0.16
6	Pare vapeur	0.01	0.04
7	Film polyane	-	0.01
8	Plancher corps creux	0.16+0.04	2.80
9	Enduit en ciment	0.02	0.36
		Total	6.74

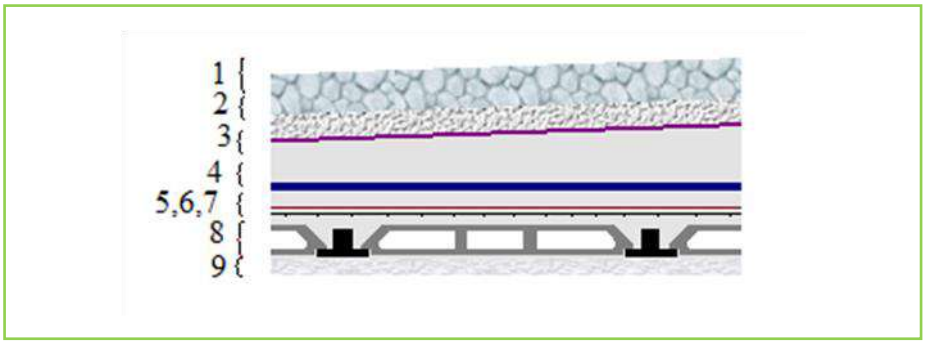


Figure.II.5. Constituant d'un plancher terrasse.

II.3.2.b. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible : **Q = 1 KN/m²**

II.3.3. Plancher étage courant :

II.3.3.a. Charges permanentes :

Tableau.II.4. Charge permanente du plancher étage courant.

N°	Désignation	Ep (m)	Poids (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.02	0.40
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Cloison simple	0.10	1.62
5	Plancher en corps creux (16 + 4)	0.20	2.80
6	Enduit en ciment	0.02	0.36
		Total	G = 6.16

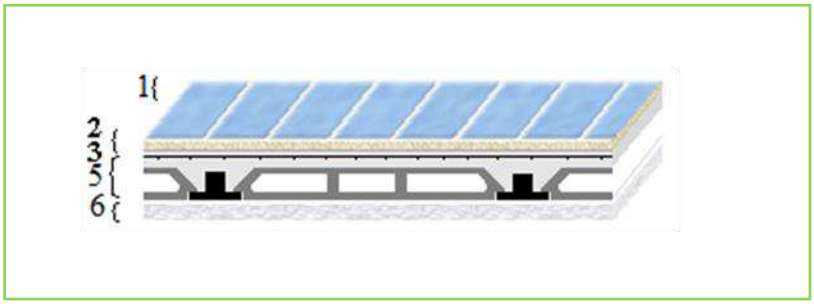


Figure.II.6. Constituant d'un plancher étage courant.

II.3.3.b. charges d'exploitation :

Ouvrage clinique : **Q = 3.5KN/m².**

II.3.4.Dalle pleine :

II .3.4.a.Dalle de la terrasse :

- **Charges permanentes :**

Tableau.II.5. Charge permanente due à la dalle de la terrasse.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique
1	Gravillon roulé (8/15)	0.05	1
2	Étanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier Kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	2.2
5	Film polyane	-	0.01
6	Liège (isolant)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.04
8	Dalle pleine	0.15	3.75
9	Enduit en ciment	0.02	0.36
		Total	G = 7.69

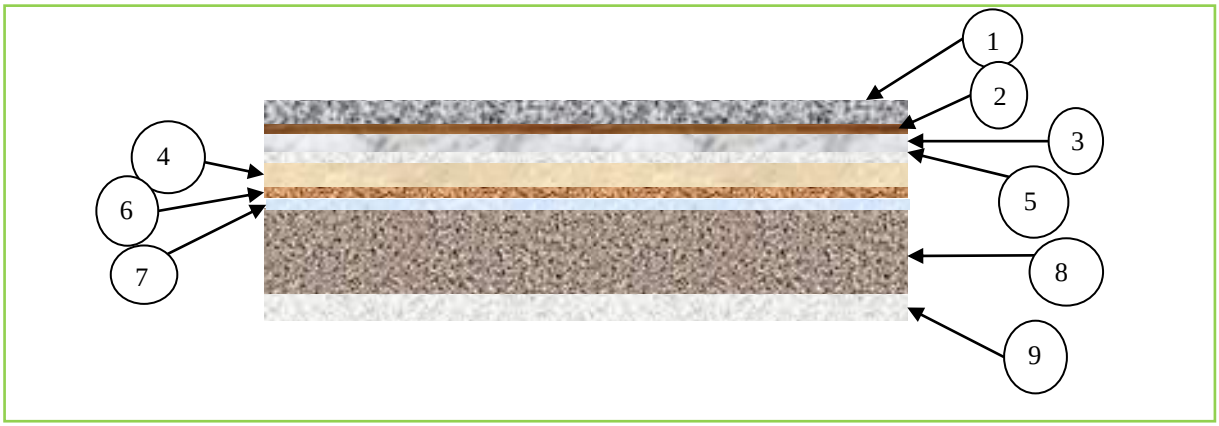


Figure.II.7. Composants d'une dalle de la terrasse.

II.3.4.b. dalle de l'étage :

- **Charges permanentes :**

Tableau.II.6. Charge permanente due à la dalle d'étage.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.02	0.40
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Dalle pleine	0.15	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	0.36
	Cloison simple	0.10	1.62
		Total	G = 7.11

- **charges d'exploitation :**

Pour les dalles : Q = 3.5 KN/m².



Figure.II.8. Composants d'une dalle de l'étage.

II.4. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

D'ou :

- b : largeur de la base de la poutre.
- h : hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le Pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\frac{L_{max}}{15} \le h \le \frac{L_{max}}{10} \quad et \quad 0{,}3h \le b \le 0{,}7h$$

Et doivent respecter les conditions imposées par (*Art.7.5.1 : RPA 99 VERSION 2003*).

- $h \ge 30cm$
- $b \ge 20cm$
- $\frac{h}{b} \le 4$
- $b_{max} \le 1{,}5h + b_1$

II.4.1. Les poutres principales :

- **Conditions de la résistance :**

L_{max} = 4.65 m → 31 cm ≤ h ≤ 46.5 cm.

12.00 cm ≤ b ≤ 28.00 cm.

Pour la portée de L = 4.65m : on adopte : h = 40cm, b = 30 cm.

- **Vérification selon RPA 99 ver 2003 :**
  - h = 40 cm > 30cm. (c.v)
  - b = 30 cm >20 cm. (c.v)
  - $\frac{h}{b} = 1{,}33 < 4$ (c.v)
  - $b_{max} = 30\,cm \le 1{,}5 \times 40 + 30 = 90\,cm$ (c.v)
- **Condition de la rigidité :**

$$\frac{h}{L} = 0.082 \ge \frac{1}{16} = 0{,}062 \quad \text{(c.v)}$$

Donc on prend : **(b × h) = (30 ×40) cm².**

II.4.2. Les poutres secondaires :

- **Conditions de la résistance :**

L_{max} = 4.20 - 0.3 = 3.90m → 26.00 cm ≤ h ≤ 39.00 cm

10.50cm ≤ b ≤ 24.50 cm

Pour la portée de L = 4.20m : on adopte : h = 35cm, b = 30 cm.

- **Vérification selon RPA 99 ver 2003 :**

- h = 35 cm>30cm. (c.v)
- b = 30 cm > 20 cm. (c.v)
- $\frac{h}{b} = 1,17 < 4$ (c.v)
- $b_{max} = 30\,cm \le 1,5 \times 35 + 30 = 82,5\,cm$ (c.v)

- **Condition de la rigidité :**

$\frac{h}{L} = 0.089 \ge \frac{1}{16} = 0,062$ (c.v)

Donc on prend **: (b x h) = (30 x 35) cm².**

II.4.3. Les poutres en arcs :

Le pré dimensionnement de ce type de poutres se fait comme le pré dimensionnement des poutres droites.

Avec **L_{max}** = longueur réel de l'arc de la poutre ;

- **Conditions de la résistance :**

L_{max} = 6.05-0.3 = 5.75 m → 38.33 cm ≤ h ≤ 57.50 cm

13.50cm ≤ b ≤ 31.50 cm

Pour la portée de L = 5.75 m : on adopte : h = 45cm, b = 30 cm.

- **Vérification selon RPA 99 ver 2003 :**

- h = 45 cm>30cm. (c.v)
- b = 30 cm > 20 cm. (c.v)
- $\frac{h}{b} = 1,50 < 4$ (c.v)
- $b_{max} = 30\,cm \le 1,5 \times 45 + 30 = 97,5\,cm$ (c.v)

- **Condition de la rigidité :**

$\frac{h}{L} = 0.078 \ge \frac{1}{16} = 0,062$ (c.v)

Donc on prend : **(b x h) = (30 x 45) cm².**

II.4.4. Conclusion :

Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place du ferraillage, on adopte les sections des poutres porteuses et non porteuses et les poutres en arcs respectivement :
(30×40) et (30×35) et (30×45) cm².

II.5. pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la décente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devient :(Nu=1,1Nu).

II.5.1. Étapes de pré dimensionnement :

- choix du poteau le plus sollicité.
- calcul de la surface reprise par le poteau.
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du *(Art.7.4.1 : RPA 99 VERSION 2003)*

II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité :

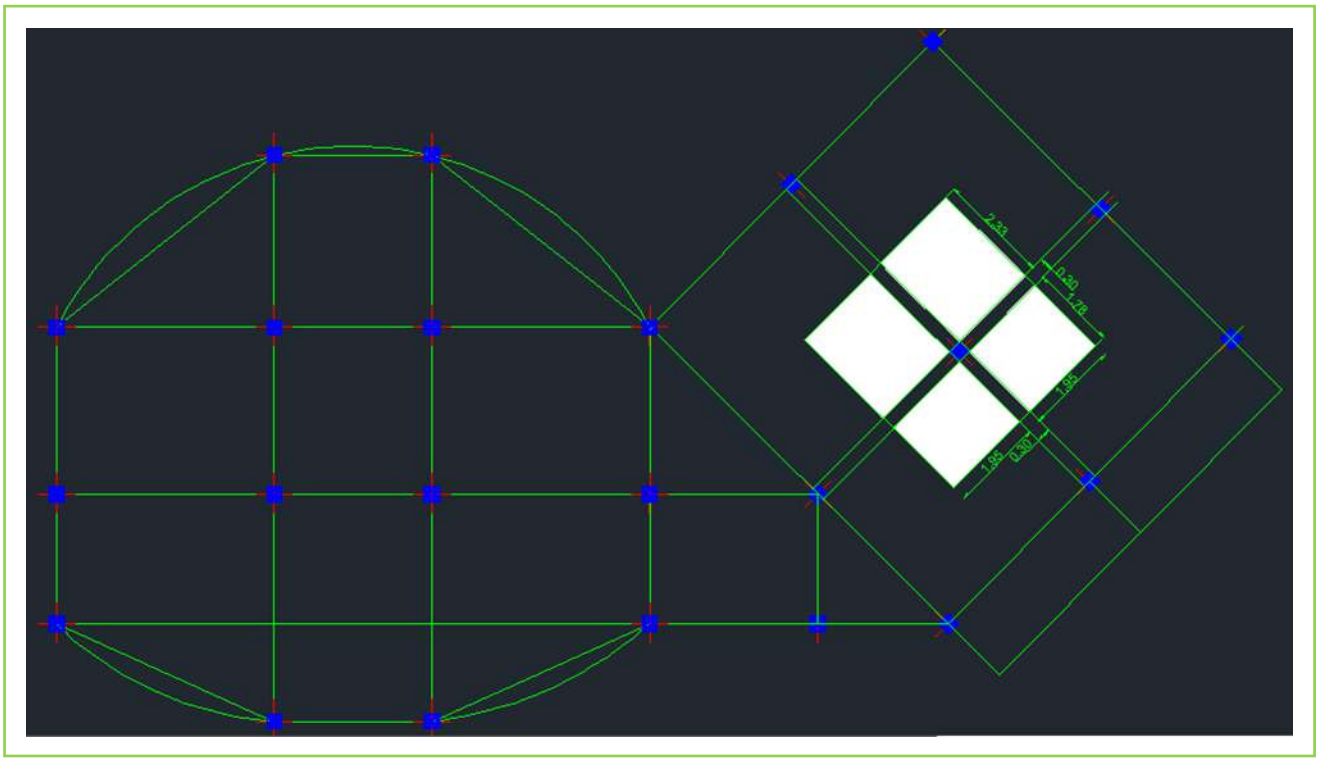


Figure.II.9. Choix de poteau plus sollicité.

II.5.3. Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003.

- $Min(b_1,h_1) \geq 25cm$: *zone IIa*
- $Min(b_1,h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Tableau.II.7. Pré dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		4ème	3ème	2ème	1ème	RDC
Dimension du poteau	h (cm)	35	35	40	40	45
	b (cm)	35	35	40	40	45

II.5.4. Calcul de la longueur de flambement L_f :

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement L_f comme suit :

- 0,7 × L_0 : si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation.
  - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

II.5.5. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$:

Pour des poteaux voisins de rive, on majore la charge de 10 % :

$$N_{ultime} \leq \alpha \times \left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec : f_{c28}=25Mpa ; γ_b=1,5 ; γ_s=1,15 ; f_e 400

A_s : section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul $A_s = \frac{B}{1000}$;

Br : section réduite du poteau en déduisant de la section réelle

Un centimètre sur toute sa périphérie ; Br = (b-2cm) × (h-2cm).

α : coefficient

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\frac{\lambda}{35})^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6(\frac{50}{\lambda})^2 \text{ Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}; i = \frac{b}{\sqrt{12}} \quad \text{(section rectangulaire)}$$

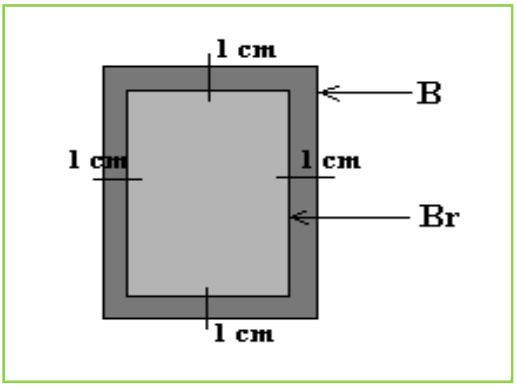


Figure.II.10.Section réduite du poteau.

Tableau.II.8. Calcul de $\bar{N}$.

	dimension	Br (mm²)	L_0	λ	α	As (mm²)	$\bar{N}$ (kN)
Le 4éme étage	35x35	108900	2.66	18.42	0.805	122.5	1657.72
le 3éme étage	35x35	108900	2.66	18.42	0.805	122.5	1657.72
le 2éme étage	40x40	144400	2.66	16.13	0.815	160	2224.73
le 1éme étage	40x40	144400	2.66	16.13	0.815	160	2224.73
RDC	45x45	184900	2.66	14.33	0.822	202.5	2872.49

II.5.6. la surface reprise par le poteau :

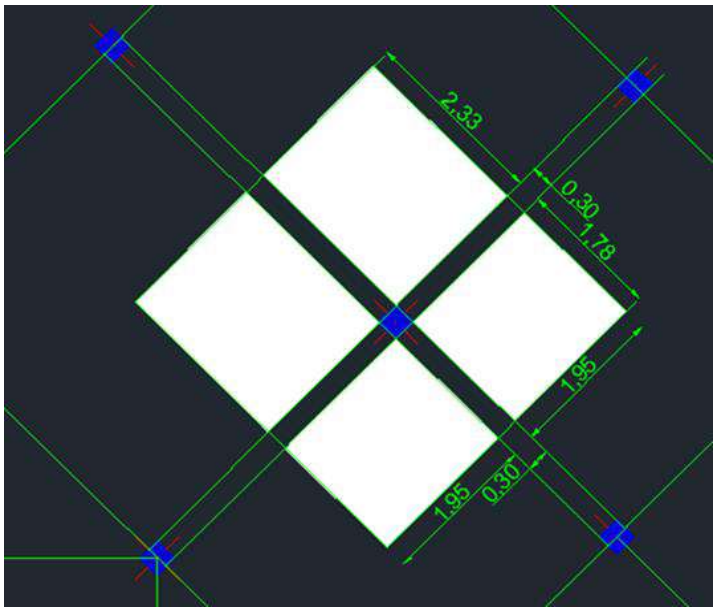


Figure.II.11. Représentation du poteau le plus sollicité.

On a :

- La surface Complete du plancher :

S_t= (1.95+0.3+1.95) × (1.775+0.30+2.325) = 18.48m^2

- La surface du plancher seulement :

S_P= (1.95+1.95) × (1.775+2.325) = 15.99 m2

Donc finalement on a **S_t = 18.48 m^2** et **S_P =15.99 m^2**

II.5.7.Descente des charges :

II.5.7.a.Détermination des Charge permanente :

1--4^{éme} étage G_4= $G_{plancher\ t}$ + $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau}

1--3eme étage G_3= $G_{plancher\ c}$ + $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau} +G_4

2--2eme étage G_2= $G_{plancher\ c}$ + $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau}+G_3

3--1eme étage G_1= $G_{plancher\ c}$+ $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau} +G_2

4-- RDC G_0= $G_{plancher\ c}$ + $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau} +G_1

$G_{plancher\ t\ ou\ c}$ = poids de plancher terrasse×$S_{plancher\ t\ ou\ c}$

$G_{(poutres\ principales\ ou\ secondaires)}$ =b×h×L×poids volumique du béton armé

$G_{(poteau)}$= b×h×he× poids volumique du béton armé

Poids volumique du béton armé =25 KN/m^3

Tableau.II.9. détermination des charges permanentes.

	H_e (m)	S_{poteau} (m^2)	$G_{plancher}$ (KN)	$G_{poutre\ p}$ (KN)	$G_{poutre\ s}$ (KN)	G_{poteau} (KN)	G_{niveau} (KN)	$G_{cumules}$ (KN)
le 4eme étage	3.06	0.1225	107.77	12.15	10.11	9.37	139.4	139.4
le 3eme étage	3.06	0.1225	98.50	12.15	10.11	9.37	130.13	269.53
le 2eme étage	3.06	0.16	98.5	12	9.98	12.24	132.72	402.25
le 1eme étage	3.06	0.16	98.5	12	9.98	12.24	132.72	534.97
RDC	3.06	0.202	98.5	11.85	9.84	15.49	125.68	660.65

II.5.7.b .Détermination des sur charges d'exploitation : (DTRB.C.2.2) [3]

Loi de dégression :

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes .c'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement pour lesquels la loi de dégression dite également de basse donnée ci-après est applicable.

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_n$$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour n ≥ 5.

Cette équation est donnée par **« DTR B.C.2.2 » [3]**

Avec :

Q : Charge d'exploitation.

n : Nombre d'étage.

Q_0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q1, Q2,..., Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Les surcharges des planchers sont différentes :

1--4éme étage Q_0

2--3éme étage $Q_0 + Q_1$

3--2éme étage $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

4--1er étage $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

4--RDC $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Application numérique :

Terrasse inaccessible…. Q = 1 KN/m^2

Etage courant…...Q = 3.5 KN/m^2

1-- 4eme étage Q 4 = 18.48×1 = 18.48 KN

1-- 3eme étage Q 3 = 18.48+18.48×3.5 = 83.16 KN

2-- 2eme étage Q 2 = 18.48+0.95 × (64.68+64.68) = 141.37 KN

3-- 1er étage Q 1 = 18.48+ 0.90× (64.68×3) = 193.12 KN

4-- RDC Q 0 = 18.48+0.85× (64.68×4) = 238.39KN

Tableau.II.10. Détermination des surcharges d'exploitation.

Etage	4	3	2	1	RDC
Q(KN)	18.48	83.16	141.37	193.12	238.39

II.5.8. L'effort normal a l'état limite ultime :

L'effort normal doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité voisin de poteaux de rive.

$N_{ultime} = 1.35G + 1.5Q$

$Nu = 1.1Nultime$

Tableau.II.11. Calcul de N_{ultime}.

Etage	G(KN)	Q(KN)	N_{ultime}(KN)	$1.1N_{ultime}$(KN)	$1.1N_{ultime} \leq \overline{N}$
4ème étage	139.4	18.48	215.91	237.50	vérifiée
3ème étage	269.53	83.16	488.605	537.46	vérifiée
2ème étage	402.25	141.37	755.09	830.60	vérifiée
1ème étage	534.97	193.12	1011.88	1113.07	vérifiée
RDC	660.65	238.39	1249.46	1374.41	vérifiée

II.5.9.Vérification selon le RPA99 (version 2003) : [3]

- RDC :

Les poteaux de section (45×45) cm2

- ✓ Min (45, 45) > 25 cm…. (**c .v.)**
- ✓ Min (45, 45) $> \frac{306}{20} = 15.3$ cm
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 1 < 4$. …..**(c .v.)**

- 1er étage, 2eme étage :

Les poteaux de section (40×40) cm2

- ✓ Min (40, 40) > 25 cm…… (**c .v.)**
- ✓ Min (40, 40) $> \frac{306}{20} = 15.3cm$
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$. …..**(c .v.)**

- 3eme étage et 4eme étage :

Les poteaux de section (35×35) cm2

- ✓ Min (35, 35) > 25 cm…… (**c .v.)**
- ✓ Min (35, 35) $> \frac{306}{20} = 15.3cm$
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4$. …..**(c .v.)**

Résultat :

Les sections des poteaux sont satisfaites aux conditions de RPA99 version 2003.

Conclusion :

On adopte la section des poteaux suivante :

- **(bxh)** = **(35×35)** cm^2 pour4^{ème} et 3ème ; **(bxh)** = **(40×40)** cm^2 pour2^{ème} et 1er étages et **(bxh)**= **(45×45)** cm^2 pour RDC.

II.5.10. Vérification aux zones nodales :(RPA99v2003)

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$
- $d \leq Max\ (b_1/2\ ;\ h1/2)$

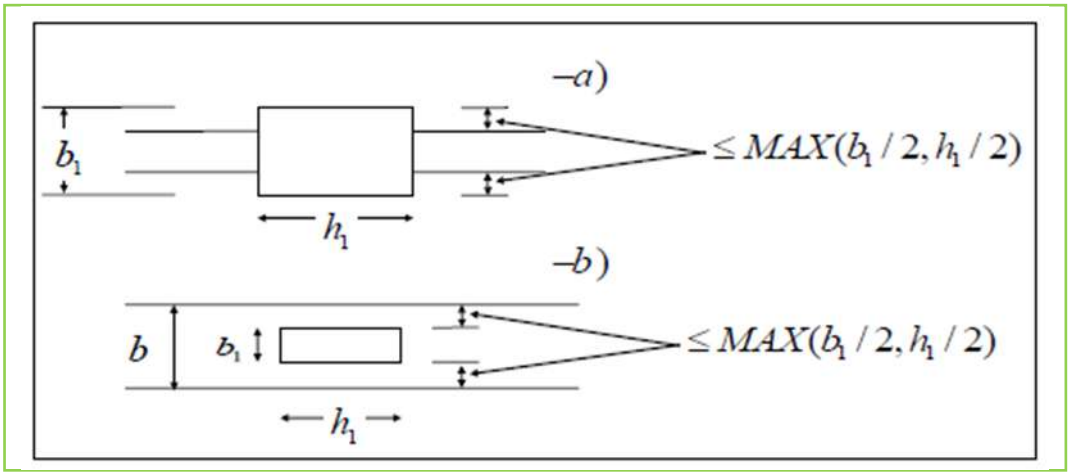


Figure II.12. Zones nodales.

Tableau II.12. Vérifications aux zones nodales.

Etage	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$	d (cm)	Max (b1/2 ; h1/2)	d ≤ Max (b1/2 ; h1/2)
3 éme et 4éme	30	35	35	C.V	2.5	17.5	C.V
2 éme et 1ere	30	40	40	C.V	5	20	C.V
RDC	30	45	45	C.V	7.5	22.5	C.V

II.6. pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ayant pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le *RPA99 version 2003(Art 7.7.1)*, exige une épaisseur minimale de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

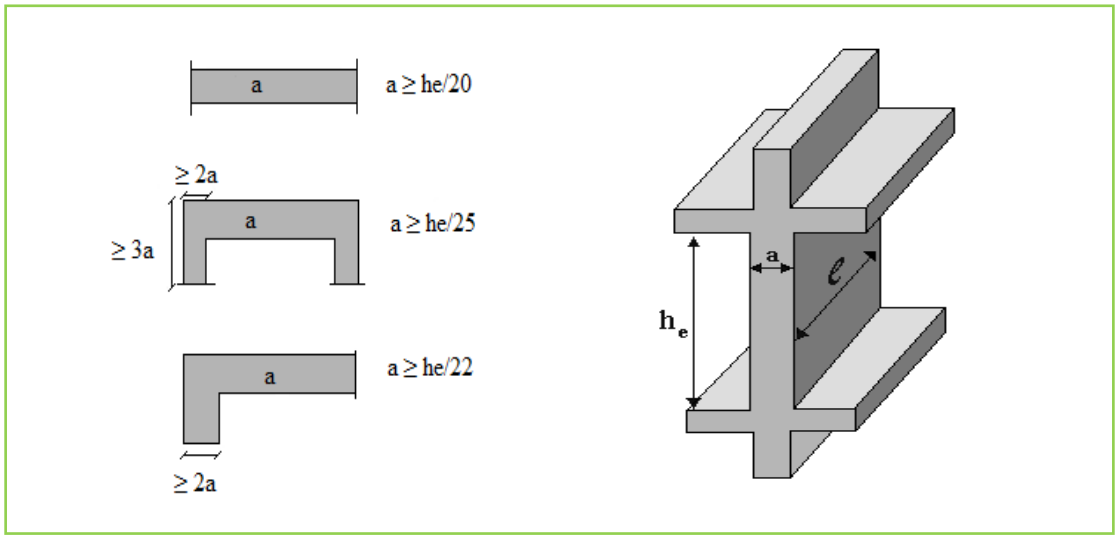


Figure.II.13. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).

$$a \geq Max\left\{15\,cm; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right\}$$

Tableau.II.13. Pré dimensionnement des voiles.

Niveau	h_e (cm)	a (cm)
4éme	271	15
3éme	271	15
2éme	271	15
1er	271	15
RDC	271	15

Chapitre II

Pré dimensionnement et évaluation des charges

III.1. L'acrotère :

III.1.1.Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle : la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

III.1.2. Principe de calcul:

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur. C'est un système isostatique assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de **1KN/ml** appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

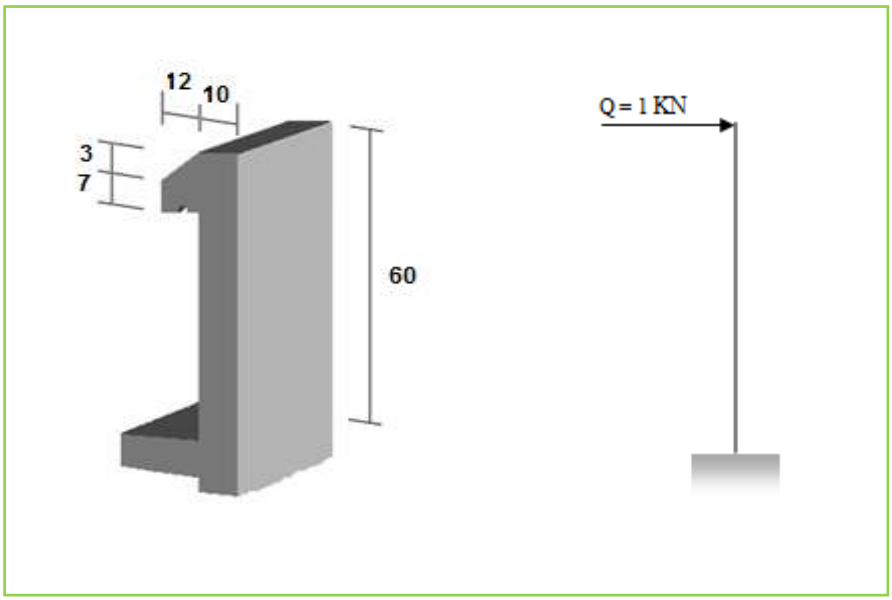


Figure.III.1. L'acrotère.

III.1.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

Tableau.III.1. Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère.

Charge Permanente
Poids propre : [(0,60.0,1)+(0,12.0,07)+((0,12.0,03)/2)].25=1.755 KN
Charge d'exploitation
Q = 1 KN

III.1.4. Détermination des efforts:

Tableau.III.2. Les efforts sur l'acrotère.

L'E.L.U	
L'effort normal :	N_U =1,35.G = 1,35×1.755 =2,36 KN
Moment d'encastrement :	M_U =1,5.Q.h = 1,5×1×0,6= 0.9 KN.m
L'effort tranchant :	T_U =1,5.Q = 1,5×1 = 1, 5 KN.
L'E.L.S	
L'effort normal :	Nser = G = 1.755 KN
Moment d'encastrement :	Mser = Q. h =1×0,6= 0,6KN.m
L'effort tranchant :	Tser = Q =1 KN

III.1.5. Calcul de ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fera pour une section rectangulaire (100×10) cm^2 soumise à la flexion composée.

Tableau.III.3. Dimensions et caractéristiques des matériaux.

Dimensions			**Resistances caractéristiques**		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
b	100	cm	F_{c28}	25	M Pa
h	10	cm	F_e	400	M Pa
c_1	2.5	cm	σ_b	14.17	M Pa
c'	2.5	cm	σ_s	348	M Pa
d	7.5	cm	γ_s	1.15	M Pa
/			γ_b	1.5	M Pa
Longueur de flambement			**Sollicitations**		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
L_0	0,6	m	N_u	2.369	KN
L_f	1,2	m	M_u	0.9	KN.m
/			N_s	1.755	KN
/			M_{ser}	0.6	KN.m

III.1.5.a .Etat Limite Ultime:

- ***Calcul de l'excentricité:***

$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9 \times 100}{2.369} \Rightarrow e_0 = 38.00\text{cm}$

Où l'enrobage est: c= c_1 = 2.5 cm

On a $e_0 = 38.00$ cm > $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors on a une section partiellement comprimée.

- ***Calcul du moment de flexion :***

a : distance entre le point d'application de " N " et le centre des armatures tendues.

$e = e_0 + (h/2-c) \Rightarrow e = 40.50$ cm.

$M_1 = Nu \times e \Rightarrow M_1 = 0.96$ KN.m.

- ***Calcul des armatures verticales :***

Le calcul se fera en flexion simple à l'état limite ultime:

Mu =M_1=0.96 KN.m

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_{bc}.b \cdot d^2}$$

μ= 0.012 < μ_l = 0,392 $\Rightarrow$ A_1' = 0.

Donc : ß = 0.994 (tab).α = 0.0151 avec $\sigma_s = \overline{\sigma s}$ = 348MPa

$$A = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A = 37\ mm^2 = 0.37 cm^2/ml.$$

N : effort de compression, alors : $A_2 = A - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A = 0.30\ cm^2$

Et A' = $A_1 \Rightarrow$ A' = 0

$$\text{Donc: } \begin{cases} A_2 = 0.30\ cm^2 \\ A_1 = 0\,cm^2 \end{cases}$$

- ***Condition de non fragilité:***

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\,cm^2 > A = 0{,}30\,cm^2$$

Donc : $A = A_{min} = 1.00\ cm^2$

On adoptera : **A_2 = 5 HA8 =2.51cm²**

- ***Armatures de répartition:***

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.63 \leq Ar \leq 1.26$

Donc, on prendra : **Ar = 4HA8 = 2.01 cm²**

➢ ***Espacement:***

$S_t = 20\ cm \leq S_{min}$ = min [3h = 30 cm; 33 cm] = 30 cm (cv)

$S_{tr} = \frac{60}{3} = 20\ cm \leq$ S_{min} = min [4h = 40 cm; 45 cm] = 40 cm (cv)

III.1.5.b. Vérification à l'état limite de service:

Données : Nser = 1.755 KN.
Mser = 0.6 KN.m.

➢ ***Calcul de l'excentricité:***

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.755} = 34.19\ cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\ cm \leq e_0 = 34.19 cm$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $\frac{M'_G}{N_{Ser}} \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

D'ou: $B_o = b.h + 15 (A_1 + A_2) \Rightarrow B_o = 1037.65\ cm^2$.

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15 (A_1 c + A_2 d)] \Rightarrow \upsilon_1 = 4.91$ cm.

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon_2 = 5.09$ cm.

$I = \frac{b}{3} (\upsilon_1^3 + \upsilon_2^{3)} + 15 [A_1 (\upsilon_1 - c_1)^2 + A_2 (\upsilon_2 - c_2)^2] \Rightarrow I = 8560.11\ cm^4$.

Alors: $\frac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1.62$ cm.

Donc :

$M'_G = N_{ser} .CG'$

$CG' = CG + GG' = CG + (\upsilon_1 - (h/2)) = e_0 - (h/2 - c) + (\upsilon_1 - (h/2)) = 31.60$.

$CG' = 31.60 > \frac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1.62$ cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15\,k\,(d - y_1)$

➢ ***Détermination d'y1 :***

Pour déterminer y_1, il faut résoudre l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

Tels que y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

$$p = -3C^2 - 90\frac{A'}{b}(C - c') + 90\frac{A}{b}(d - C)$$

$$q = -2C^3 - 90\frac{A'}{b}(C - c')^2 - 90\frac{A}{b}(d - C)^2$$

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -29.19 cm < 0".

$$\begin{cases} p = -2473.28\,cm^2 \\ q = 46702.07\ cm^3 \end{cases}$$

D'où l'équation (*) devient : $y_2^3 + (-2473.28)\, y_2 + 46702.07 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -6.03x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \dfrac{3q}{2p}\sqrt{\dfrac{-3}{p}} = -0{,}986 \Rightarrow \varphi = 170°{,}40 \\ a = 2\sqrt{\dfrac{-p}{3}} = 57.43\,cm \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\dfrac{\varphi}{3}) = 31.45\,cm \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 120) = -57.34\,cm \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 240) = 25.89\,cm \end{cases}$

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante:
$0 < y_1 = y_2 + C < h$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Finalement, on trouve :
$y_2' = 31.45$ cm
$y_2'' = -57.34$ cm rejetée comme valeur (< 0)
$y_2''' = 25.89$ cm rejetée comme valeur (< 0)
D'où alors **:** $0 < y_1 = 31.45 + (-29.19) = 2.26$ cm < d = 7.5 cm
Donc on prend : $y_2 = 31.45$ cm.

$$S_{xx'} = \frac{1}{2} b\, y_1^2 + 15\left[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)\right]$$

$$S_{xx'} = 58.09 cm^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1755}{58094} = 0.03020\ N/mm^3$$

Donc : σb = ky1= 0.03020 x 22.6 ⇒ **σb = 0.683 MPa**

Et : σs = 15 k (d - y1) = (15 x 0.03020) x (75 – 22.6) **= 23.74 MPa**

Donc, on obtient :

$\sigma b = 0.683\ MPa \leq \overline{\sigma}\, b = 0.6\ fc28 = 15\ MPa$ **(c.v).**

$$\overline{\sigma}s = Min\left[\frac{2}{3}fe = 333.33\,MPa\,;110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\,MPa\right] = 201.633\,MPa$$

Avec $\eta = 1.6$ (fissuration préjudiciable).

$\sigma s = 23.74\ MPa \leq \overline{\sigma s}$ **(c.v)**

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

III.1.6.Vérification de l'effort tranchant:

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$T = V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0.90}{0.9 \cdot 0.075} \Rightarrow T = -11.83 < 0$$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

a)Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

On doit vérifier que: $\boldsymbol{\tau u} \leq \bar{\tau}$ telles que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02\,MPa$$

Et : $\bar{\tau} = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 4\ Mpa\right] = 2.5\ Mpa$ (la fissuration est préjudiciable**)**

D'où alors : $\tau u = 0.02\ Mpa < \tau u = 2.5 Mpa$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Vérification de l'acrotère au séisme:(RPA.99 version 2003: Art 6.2.3) [1]

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante :

$Fp = 4.A.Cp.Wp$

A = coefficient d'accélération : F (groupe d'usage 1B, zone sismique IIa).

Cp = facteur de force horizontale.

Wp =poids de l'acrotère pour une bande de 1 m de largeur.

A = 0.20

Cp = 0.3

Wp = 1.755 KN

$Fp = 4.A.Cp.Wp = 4 \times 0.20 \times 0.3 \times 1.755 = 0.42\ KN < 1.5Q = 1.5\ KN$

Donc:

L'acrotère résiste à la force sismique.

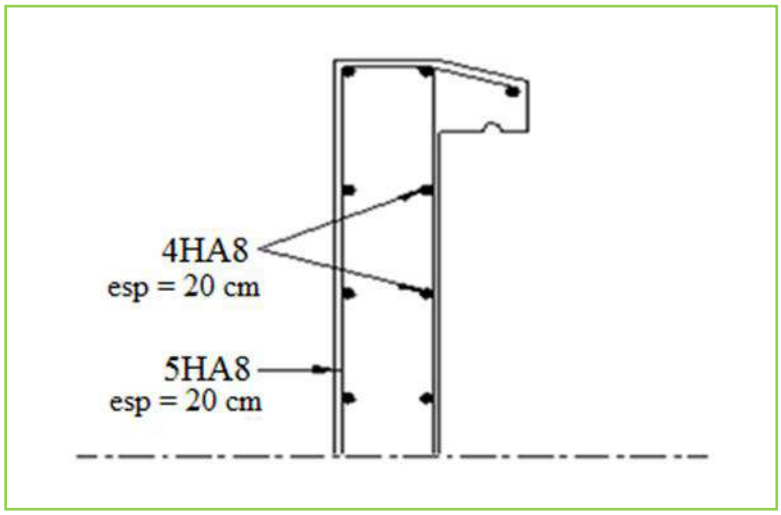


Figure.III.2. Ferraillage de l'acrotère.

III.2. Planchers à corps creux :

III.2.1. Calcul des poutrelles:

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65×L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

a. ***Calcul avant coulage:***

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge dû à l'ouvrier.

✓ **Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation**:

Tableau.III.4. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

La travée L (m)	Q (KN)	G (KN/ml)	
4.25	2,125	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0,12×0,04×25 = 0,12	0,65×1 = 0,65
		0,77	

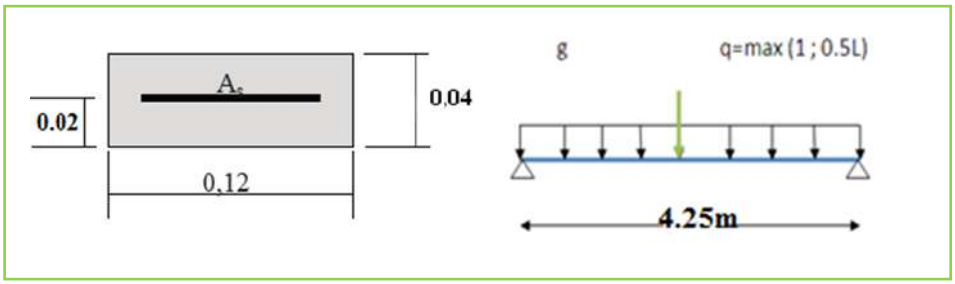


Figure.III.3. Schéma statique de la poutrelle.

On a trois types de poutrelles à étudier :

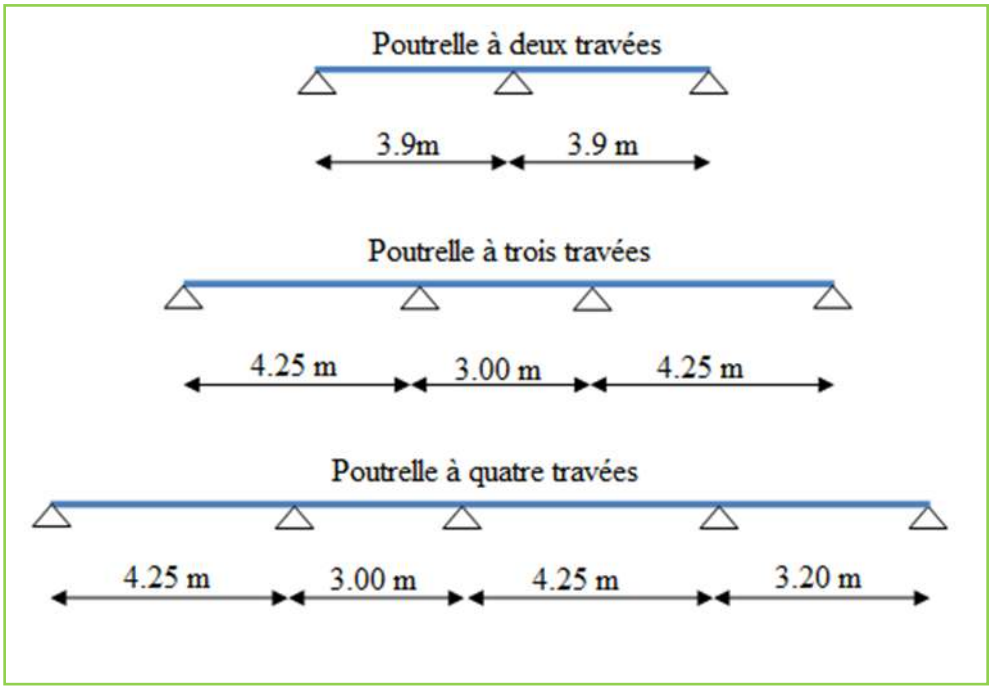


Figure.III.4.les types des poutrelles.

✓ ***calcul de la flèche des poutrelles:***

$$f = \frac{5 \times 1.35 \times G\ L^4}{384 \times EI} + \frac{1.5 \times Q\ L^3}{48 \times EI};$$

$$[f] = \frac{L}{500};$$

$$f = \frac{5 \times 1.35 \times 0.77 \times 4250^4}{384 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 640000} + \frac{1.5 \times 2125 \times 4250^3}{48 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 640000} = 70{,}79\ mm$$

f = 70.79 mm > [f] = 8.5 mm C.N.V

Conclusion :

Les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaiements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

➢ **Calcul du nombre d´étaiement :**

C´est à partir du calcul de la flèche qu´on pourra déterminer le nombre d´étaiement c'est à dire, on suppose qu´on dispose d´un pied droit, on détermine alors la flèche pour la comparer avec la flèche admissible. Si ce dernier est supérieur à la première donc un pied nous suffira, sinon on ajoute un deuxième et ainsi de suite jusqu´à avoir une flèche inférieure à la flèche admissible.

❖ **Evaluation des charges et surcharges :**

Charges permanentes :

La poutrelle est soumise à :

$$\Rightarrow \mathbf{G} = 0.65 + 0.12 = 0.77 \text{ kN/ml.}$$

Charges d'exploitation :

L'intensité du poids de l'ouvrier, le poids des matériaux et du coffrage est égale à la plus grande des deux valeurs :

$$Q = \text{Max}\begin{cases} 1kN \\ 0.5 \times 2.125 = 1.062kN \end{cases}$$

$$\Rightarrow Q = 1.062 \text{ KN}$$

❖ **Pour un seul étaiement au milieu :**

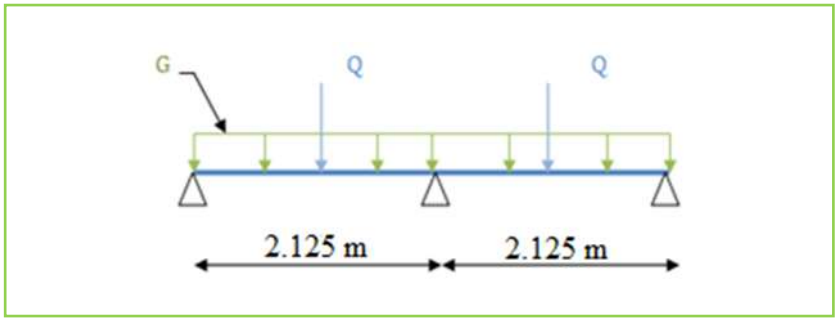


Figure.III.5. Travée avec un seul étaiement au milieu.

$$f = \frac{5 \times 1.35 \times 0.77 \times 2125^4}{384 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 640000} + \frac{1.5 \times 1062.5 \times 2125^3}{48 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 640000} = 4{,}42\ mm$$

f = 4.42 mm > [f] = 4.25 mm C.N.V

❖ **Pour deux étaiements :**

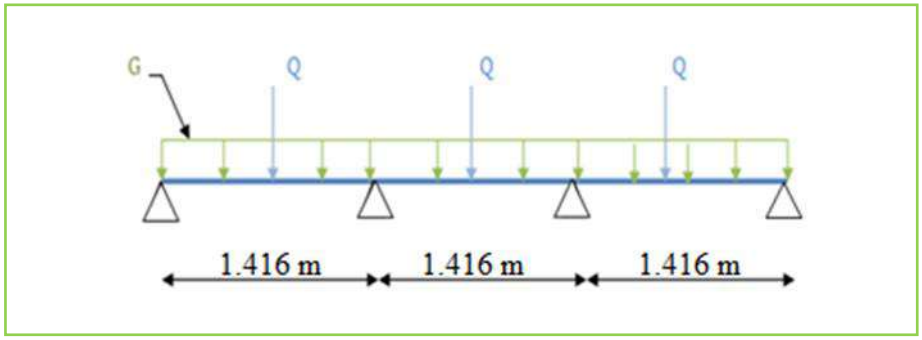


Figure.III.6. Travée avec deux étaiements espacés de 1,416 m.

G= 0.77 kN/ml

$$Q = \text{Max}\begin{cases}1kN \\ 0.5\times1.416 = 0.708kN\end{cases}$$

$\Rightarrow$ Q = 1 KN.

$$f = \frac{5 \times 1.35 \times 0.77 \times 1416^4}{384 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 640000} + \frac{1.5 \times 1000 \times 1416^3}{48 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 640000} = 1{,}07\ mm$$

f = 1.07 mm < [f] = 2.83 mm C.V

Résultats :

2 étaiements espacés de 1.416 m sont suffisent pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage et éviter la flèche des poutrelles en première étape.

b. ***Après coulage :***

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.

b.1. Méthode de calcul des poutrelles:

b.1.1.méthode forfaitaire : [2]

➢ ***conditions d'application :***

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les trois conditions suivantes :

- **Conditions concernant la charge d'exploitation :**

Charges uniformément réparties : $Q \leq \text{Min}(2.G \text{ et } 5\ KN/m^2)$

Charges concentrées : $P \leq \text{Min}(Q/4 \text{ et } 2\ KN)$

- P : charge permanente concentrée (en KN).
- Q : charge d'exploitation concentrée (en KN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à charge d'exploitation modérée.

- **Conditions concernant les caractéristiques géométriques :**
  - le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.
  - le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0,8 et 1,25 :

$$0{,}8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1{,}25$$

- **Condition concernant le type de fissuration :**

La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

➢ ***Exposé de la méthode :***

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée à part. Il s'agira de déterminer le moment positif en travée Mt et les deux moments négatifs aux appuis :

M_t : moment en travée.

M_w : moment à l'appui de gauche.

M_e : moment à l'appui de droite.

On désigne par : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

- $M_t + ((Mw+Me)/2) \geq \text{Max}\ (1{,}05M_0 \text{ et } (1+0{,}3\ \alpha)\ M_0)$
- $M_t \geq \begin{cases} ((1{,}2+0{,}3\ \alpha)/2).M_0 & \text{pour les travées de rive.} \\ ((1+0{,}3\ \alpha)/2).M_0 & \text{pour les travées intermédiaire} \end{cases}$
- les moments d'encastrements des appuis :
  - $M_a \geq 0{,}6\ M_0$ cas des poutres à 2 travées.
  - $M_a \geq 0{,}5\ M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.
  - $M_a \geq 0{,}4\ M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

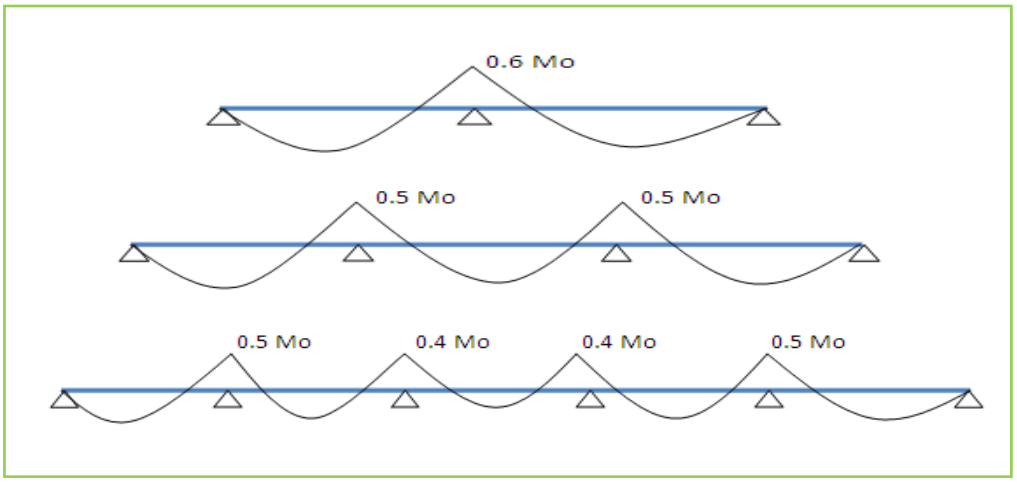


Figure.III.7. Les moments en travées et en appuis de méthode forfaitaire.

Remarque :

1) M_0 : moment isostatique ($M_0=PL^2/8$)
2) dans les expressions ci-dessus les moments M_w et Me sont pris en valeur absolues.
3) sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.
4) si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment ($M_a=0,2\ M_0$).
5) l'effort tranchant est égal :
   $T_w=PL/2+((M_w-M_e)/L)$
   $T_e=-PL/2+((M_w-M_e)/L)$
6) le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :
   $M_t=0,85\ M_0$
   $M_a=M_b=-0,5\ M_0$

- $Q \le \text{Min}\begin{cases}2.G\\5\ KN/m^2\end{cases}$ (C.V)
- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées (C.V)
- le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre " 0,8 " et " 1,25 ". (C.N.V)
- La fissuration doit être peu nuisible. (C.V)
-

b.1.2.méthode de Caquot :

Tableau.III.5. Méthode de Caquot.

Moment isostatique M_0	$M_0 = \frac{ql^2}{8}$	
Moment en travée M_t	$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$	
Moment à l'appui M_a	Appuis de rives	$M_A = 0.2M_0$
	Appuis intermédiaires	$M_B = \frac{q_w.\, l_w'^3 + q_e\, .l_e'^3}{8{,}5(l_w' + l_e')}$
longueurs fictives l'	Travée de rive	L
	Travée intermédiaire	0.8l
Effort tranchant T	Tw	$T_w = T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$
	Te	$T_e = -T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$

Avec :

- M_0 : moment isostatique.
- M_w, Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considérée.
- l'_w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'_e : longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.2.2. Calcul des charges et surcharges :

Tableau.III.6. Charges et surcharges des poutrelles aux E.L.U et E.L.S.

	G KN/m²	Q KN/m²	Pu KN/m	Pser KN/m
Plancher terrasse	6.74×0.65 = 4.381	1×0.65 = 0.650	6.88	5.031
Plancher courant	6.16×0.65 = 4.004	3.5×0.65=2.275	8.817	6.279

III.2.3.Sollicitations de calcul :

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher d'étage ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

- **Vérification si la méthode forfaitaire est applicable** :

$$Q = 2.275 kN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 8.008 \ kN/m^2 \\ 5 \ kN/m^2 \end{cases}$$ **(C.V)**

L'inertie est constante pour toutes les travées.

$0.8 < LAB / LBC < 1.25 \longrightarrow 0.8 < 1 < 1.25$ **(C.V)**

La fissuration est peu nuisible

Donc la méthode forfaitaire est applicable; les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

✓ **poutrelles à deux travées : (forfaitaire)**

a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.7. Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	α	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_e(KN)	T_w (KN)
A – B	0.36	16.76	11.90	3.35	10.06	-18.91	15.47
B – C	0.36	16.76	11.90	10.06	3.35	-15.47	18.91

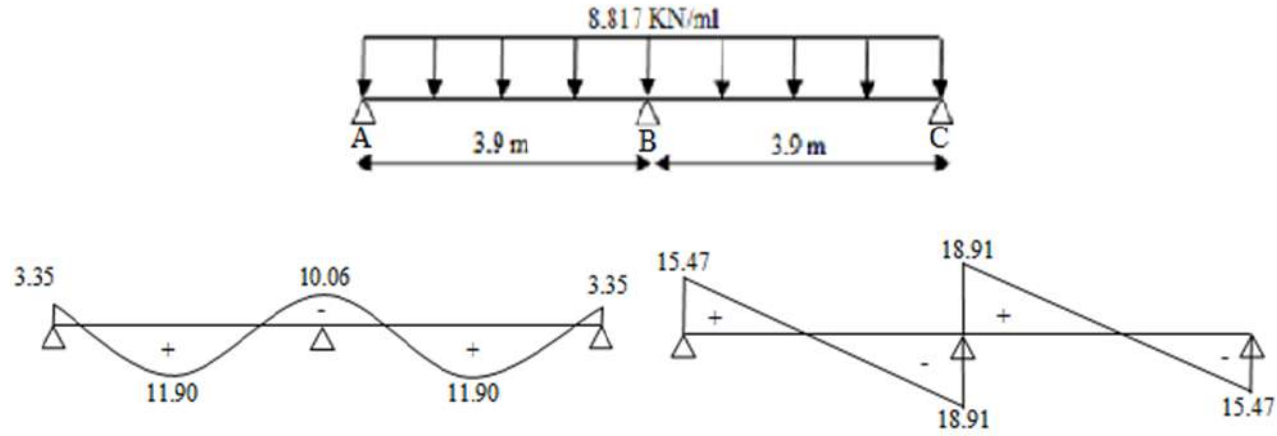


Figure.III.8. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.8. Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travée	α	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e (kN)
A-B	0.36	11.94	8.5	2.39	7.164	11.02	-13.46
B-C	0.36	11.94	8.5	7.164	2.39	13.46	-11.02

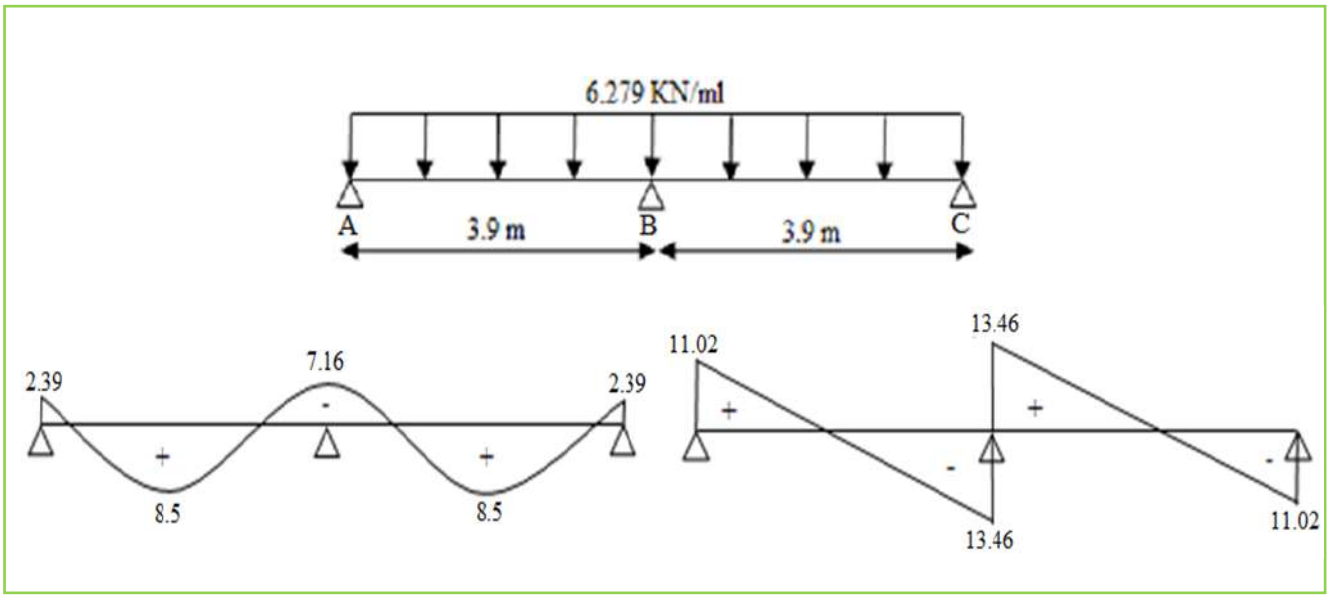


Figure.III.9. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS.

✓ **poutrelles à trois travées : (Caquot)**

a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.9. Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_e(KN)	T_w (KN)
A – B	19.90	10.83	3.98	14.16	-16.34	21.13
B – C	9.92	-4.24	14.16	14.16	13.22	-13.22
C – D	19.90	10.83	14.16	3.98	-21.13	16.34

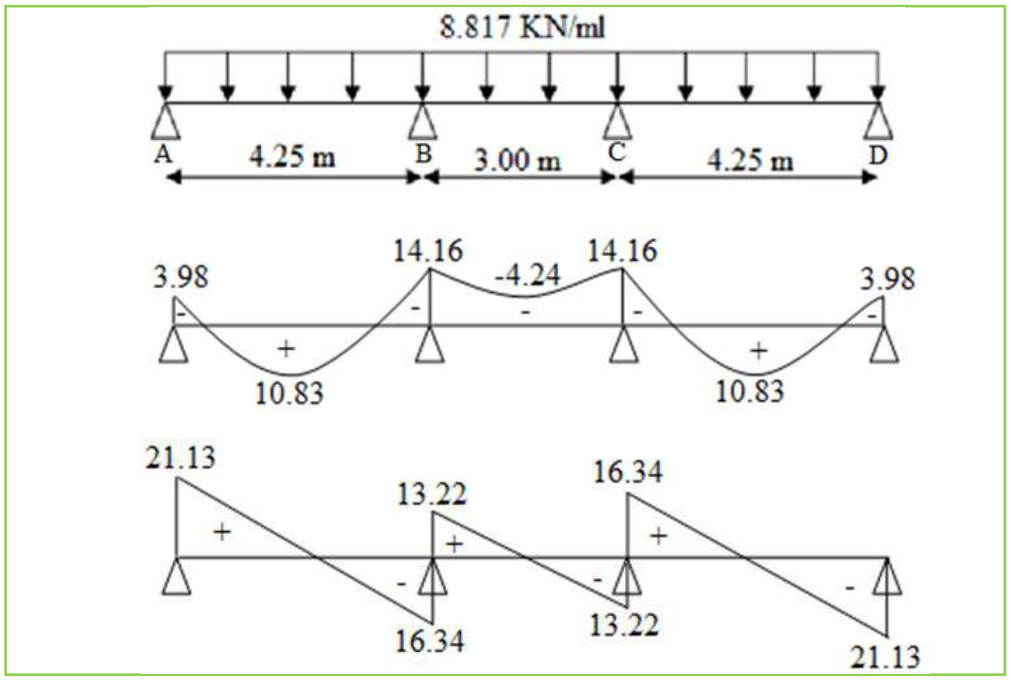


Figure.III.10. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.10. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)
A – B	14.18	7.72	2.84	10.08
B – C	7.06	-3.02	10.08	10.08
C – D	14.18	7.72	10.08	2.84

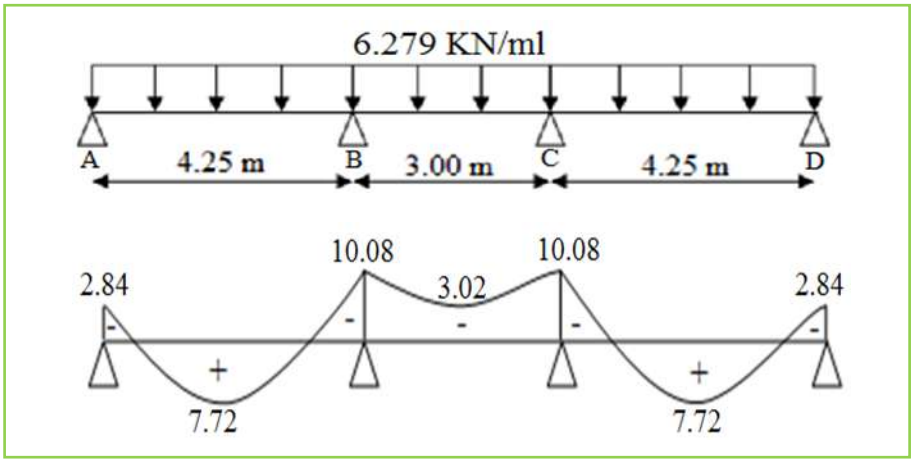


Figure.III.11. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

✓ **poutrelles à quatre travées : (Caquot)**

a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.11. Moments et effort tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_e(KN)	T_w (KN)
A – B	19.90	10.83	3.98	14.16	-16.34	21.13
B – C	9.92	-1.91	14.16	9.5	-14.78	11.67
C – D	19.90	9.49	9.5	11.33	-18.31	19.17
D – E	11.28	4.49	11.33	2.26	-16.94	11.27

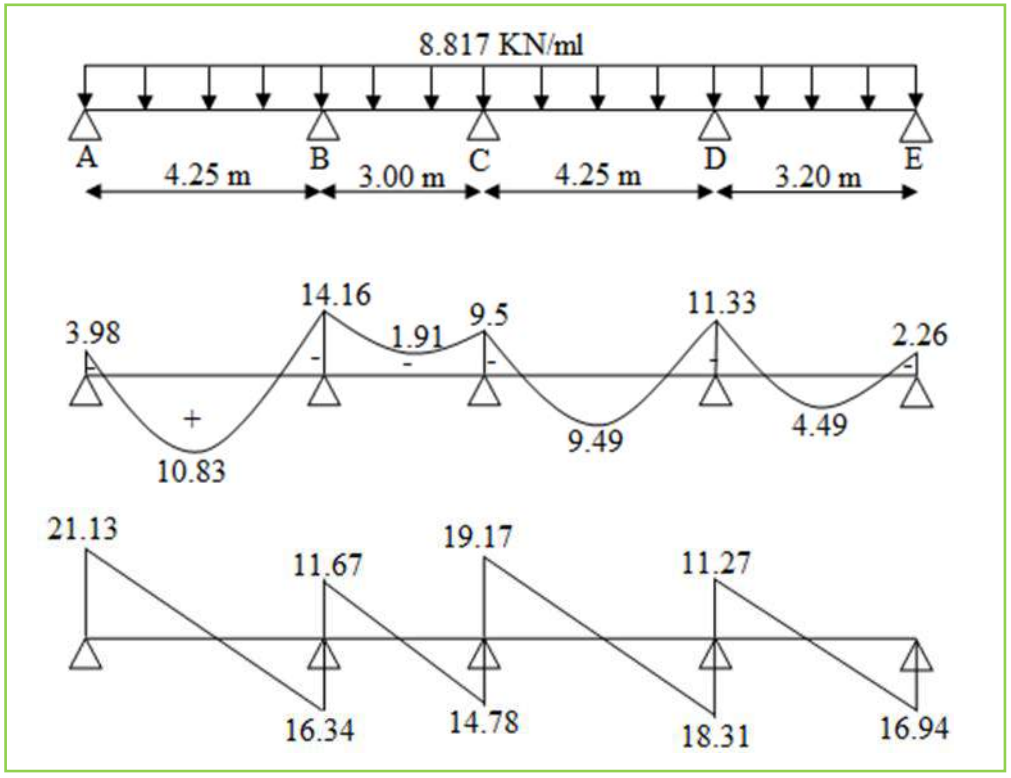


Figure.III.12. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.12. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)
A – B	14.18	7.72	2.84	10.08
B – C	7.06	-1.37	10.08	6.77
C – D	14.18	6.76	6.77	8.07
D – E	8.04	3.2	8.07	1.61

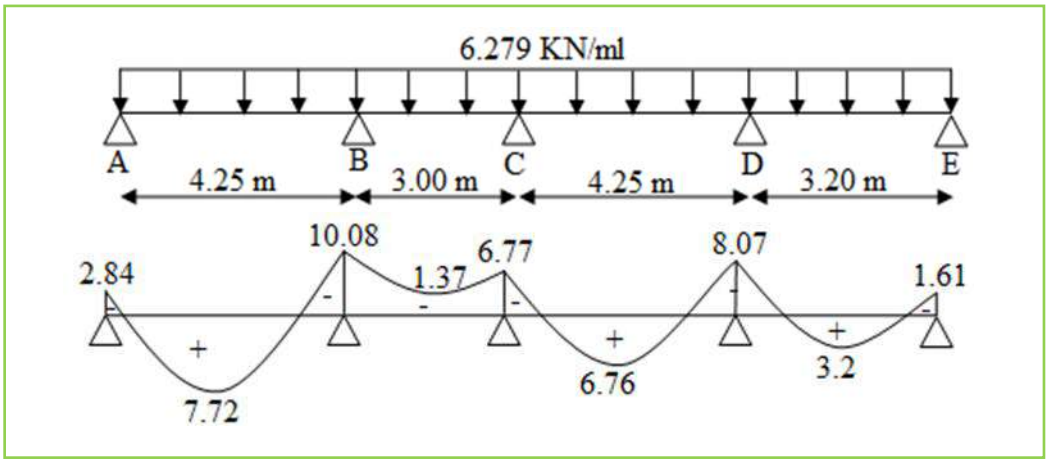


Figure.III.13. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

III.2.4.Ferraillage des poutrelles :

***a.* Calcul des armatures longitudinales:**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Si Mu < M0 ⇒ l'axe neutre appartient à la table⇒ étude d'une section rectangulaire.
- Si Mu ≥ M0 ⇒ l'axe neutre appartient hors la table⇒ étude d'une section en T. dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

- b = 65 cm
- b_0 = 12 cm
- h = 20 cm
- h_0 = 4 cm
- d = 18 cm
- σ_b= 14.2 MPa
- σ_s= 348 MPa

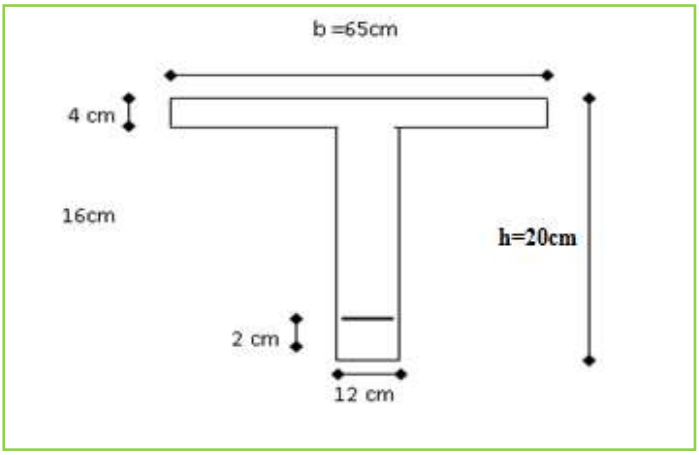


Figure. III.14. Section de béton des poutrelles.

Tableau.III.13. Calcul des armatures.

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (KN.m)	11.90	14.16
	M_0 (KN.m)	$M_0=b.h_0.\sigma_{b\ adm}.(d-h_0/2)=650.40.14.2.(180-40/2)=$ 58.95 (KN.m)	
		$M_u < M_0$ ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (65×20) ⇒ calcul en flexion simple	$M_u < M_0$ ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (12×20) ⇒ calcul en flexion simple
	μ	0.039	0.257
	μ_l	0,392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	β	0.980	0.928
	A' (cm^2)	0	0
	A (cm^2)	1.94	2.44
	A_{min} (cm^2)	1.30	0.24
	Le choix	3HA10 = 2.35	1HA14+1HA12 = 2.67

***b.* Vérification à L'ELS:**

➢ **En travée :**

M_{ser} = 8.5 KN.m

✓ ***Position de l'axe neutre :***

$$S_{xx'} = \frac{bh_0}{2} - 15A(d - h_0); A' = 0$$

On a: b = 65 cm; b_0 = 12 cm; d = 18 cm; h_0 = 4 cm; A = 2.35 cm². A'= 0

$$S_{xx'} = \frac{65 \times 4}{2} - 15 \times 2.35 \times (18 - 4) = -363.5 < 0$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la nervure, et leur position déterminée par l'équation suivante : $y_1^2 + Dy1 - E = 0$ *avec :* $0 < y1 \leq d$

$$D = \frac{2(b - b_0)h_0 + 30A}{b_0} \Rightarrow D = \frac{2(65 - 12)4 + 30(2.35)}{12} \Rightarrow D = 41.21$$

$$E = \frac{2(b - b_0)h_0^2 + 30Ad}{b_0} \Rightarrow E = \frac{2(65 - 12)4^2 + 30 \times 2.35 \times 18}{12} \Rightarrow E = 247.08$$

$\Rightarrow y1 = 5.31$ *cm.*

$$I = \frac{1}{3}\left(by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3\right) + 15A(d - y_1)^2 \Rightarrow I = 8862.47 cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot y_1}{I} \Rightarrow \sigma_b = \frac{8.50 \cdot 10^6 \cdot 53.1}{8862.47 \times 10^4} \Rightarrow \sigma b = 5.09 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15 MPa \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$ ***(C.V)***

➢ **Aux appuis :**

M_{ser} = 10.08 KN.m

✓ ***Position de l'axe neutre :***

$$S_{xx'} = \frac{bh_0}{2} - 15A(d - h_0); A' = 0$$

On a: b = 12 cm; b_0 =12 cm; d =18 cm; h_0 = 4 cm; A = 2.67 cm². A'= 0

$$S_{xx'} = \frac{65 \times 4}{2} - 15 \times 2.67 \times (18 - 4) = -430.7 < 0$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la nervure, et leur position déterminée par l'équation suivante : $y_1^2 + Dy1 - E = 0$ *avec :* $0 < y1 \leq d$

$$D = \frac{2(b - b_0)h_0 + 30A}{b_0} \Rightarrow D = \frac{2(65 - 12)4 + 30(2.67)}{12} \Rightarrow D = 42.01$$

$$E = \frac{2(b - b_0)h_0^2 + 30Ad}{b_0} \Rightarrow E = \frac{2(65 - 12)4^2 + 30 \times 2.67 \times 18}{12} \Rightarrow E = 261.48$$

$\Rightarrow y1 = 5.5$ *cm.*

$$I = \frac{1}{3}\left(by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3\right) + 15A(d - y_1)^2 \Rightarrow I = 5631.10 cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot y_1}{I} \Rightarrow \sigma_b = \frac{10.08 \cdot 10^6 \cdot 55}{5631.1x10^4} \Rightarrow \sigma b = 9.85 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15 MPa \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$ ***(C.V)***

Tableau.III.14. vérification des armatures.

		En travée	Aux appuis
Vérification a l'ELS	M_{ser} (KN.m)	8.5	10.08
	$\sigma_{b\ adm}$ (MPa)	15	
	y_1 (cm)	5.31	5.5
	I_G (cm^4)	8862.47	5631.1
	K (N/mm^3)	0.099	0.180
	σ_b (MPa)	5.09	9.85
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	Oui	Oui

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau.III.15. Ferraillages longitudinaux des poutrelles.

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	3HA10 = 2.35	**1HA14+1HA12 = 2.67**

c. Calcul des armatures transversales:

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right] \rightarrow \phi \leq [5.7;\ 12;\ 12]$

On adopt: ϕ_t = 6 mm.

$a_t = \frac{\pi \phi_t^2}{4}$ = 0.28 cm^2 ; n_t = 2.

$A_t = a_t.n_t$ = 0.56 cm^2

➢ ***Espacement:***

$S_t \leq \min[0.9\,d, 40\,cm] = 16.2cm$

On adopte: S_t = 15cm.

On doit vérifier les deux relations suivantes: $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3.f_{t28}.k)}{0.9.f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$\frac{0{,}56 \times 10^2}{120 \times 150} = 0{,}003 \geq \frac{1{,}15(0{,}700 - 0{,}3 \times 2{,}1 \times 1)}{0{,}9 \times 400 \times (0+1)} = 0.0011$

$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0 \times 4.b_0.S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 12. \times 15}{400} = 0.19cm^2$

A_t = 0.56 $cm^2 \geq A_{tmin}$ = 0.19 cm^2 (C.V)

Tableau.III.16. Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles.

A transversales	espacement
2φ6	15cm

III.2.5.Vérifications:

a) Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{21.13\times10^3}{120\times180} = 0.978\,\text{MPa}$$

On considère que la fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa}; 5\text{MPa}\right] = 3.33\,\text{MPa}$$

$\tau_u = 0{,}978\,\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa}$ (c.v)

b) Vérification au voisinage de l'appui:

Appui de rive : $\sigma_b = \frac{2\cdot V_u}{b_0\cdot a} \le \overline{\sigma_b} = \frac{0.8\cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow Vu \le b_0\cdot a\cdot 0.4\cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 129.60$ KN

Avec : a = Min [0.9 d ; (C-e-2)] = Min [16.2 ; 26] $\Rightarrow$ a = 16.2 cm

Vu=Al $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ = 4.45 KN $\Rightarrow$ Vu = 4.45 KN < 129.60 kN **(C.V)**

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

Appui intermédiaire : Vu + (Mu/0.9d) = 4.45+[(-14.16)/(0.9x0.18)] = -82.96 < 0

Donc, la section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant.

$\sigma b_{moy} = Vu/a.b_0 \le \overline{\sigma} = 1.3fc28/\gamma b$ avec: $V_u = |V_{uG}| + |V_{ud}| = 21.13+16.34 = 37.47$ KN.

σb_{moy}:la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui

$\sigma b_{moy} = 1.92$ MPa $< \overline{\sigma}_b = 21.67$ MPa **(C.V)**

Donc, la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui vérifiée.

c) Etat limite de déformation : [2]

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \ge \frac{M_t}{15Mo} \Rightarrow 0.051 > \frac{8.5}{15.11.94} = 0.047 & \textbf{(C.V)} \\ \frac{A}{b_0\cdot d} \le \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0109 < \frac{4.2}{400} = 0.0090 & \textbf{(C.N.V)} \end{cases}$$

Puisque il y'a une seule condition, n'est pas vérifiée, alors on doit calculer la flèche.

d) calcul de la flèche: [2]

✓ **Évaluation détaillée de la flèche :**

M_{ser} = 8.50 KN.m , $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12.18} = 0.0109$

$\rho = 1.09\ \% \Rightarrow \beta_1 = 0.856$ (Tableau).

$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 234.74$ MPa

$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0{,}05 \times 2{,}1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.0109} = 3.77$

$\lambda_v = 2/5\ \lambda_i = 1.508$

$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0{,}0109 \times 234.74 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.298$

Détermination de l'axe neutre:

$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0).h_0 + 15A} = 7.09$ cm

Moment d'inertie de la section totale:

$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_o)h_0^3}{12} + h_0(b-b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2 = 15016.80\ \text{cm}^4$

$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 7779.04\ \text{cm}^4$

$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 11396.90\ \text{cm}^4$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195$ MPa ; $E_v = 1/3\ E_i = 10721.398$MPa

$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{8.50 \times 10^6 \times (3.90 \times 10^3)^2}{10.(32164.2 \times 7779.04 \times 10^4)} \Rightarrow$ fi = 5.16 mm

$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{8.50 \times 10^6 \times (3.9 \times 10^3)^2}{10.(10721.4 \times 11396.90 \times 10^4)} \Rightarrow$ fv = 12.56 mm.

$\Delta ft = fv - fi \Rightarrow \Delta ft = 12.56 - 5.16 = 7.40$ mm

Il faut avoir : $\Delta ft \leq f_{Limite} = \bar{f}$ avec: $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{3900}{500} = 7.80$ mm.

Donc: $\Delta ft = 7.44\ mm < f_{Limite} = 8.50\ mm$

Tableau.III.17. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles.

M(KN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	ß1	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
8.50	2.35	7.09	0.0109	0.856	234.74	0.298	3.77	1.508
I (cm^4)	If_i (cm^4)	If_v (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f < f_{adm}$
15016.80	7779.04	11396.9	3.9	5.16	12.56	7.40	7.8	**C.V**

❖ **Conclusion :**

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (e=16+4cm) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

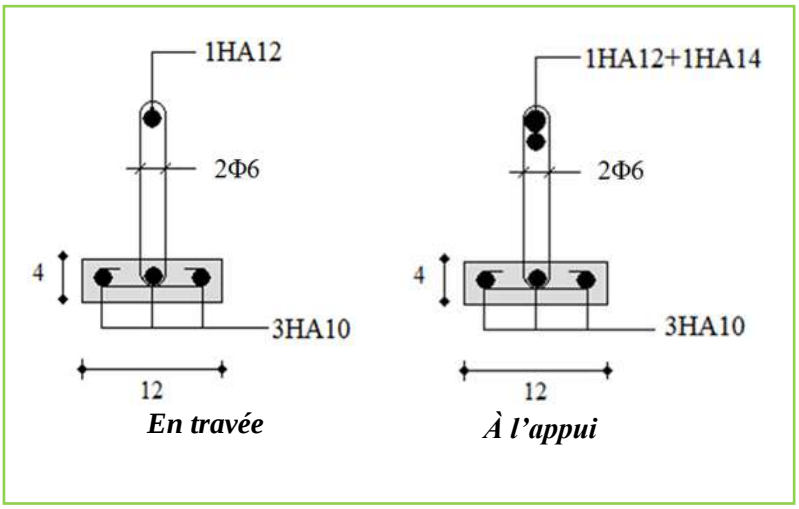


Figure.III.15. Ferraillage des poutrelles.

III.2.6. Ferraillage de la table de compression : [2]

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle; on prévoit un ferraillage an quadrillage.

D'après l'article [B.6.8.4.2.3]; le règlement CBA 93 exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaire aux nervures.

- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

On adopte un quadrillage carré de mailles (**15×15**) **cm^2.**

➢ **Armatures:**

$$At \geq 0.02xLx\frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad 50\ cm \leq L \leq 80\ cm$$

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage)

At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$\text{Donc: } At \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5cm^2$$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles aux nervures.

On choisit un treillis soudé :

TLE520 ; fe = 520 MPa ; ϕ = 6 mm.

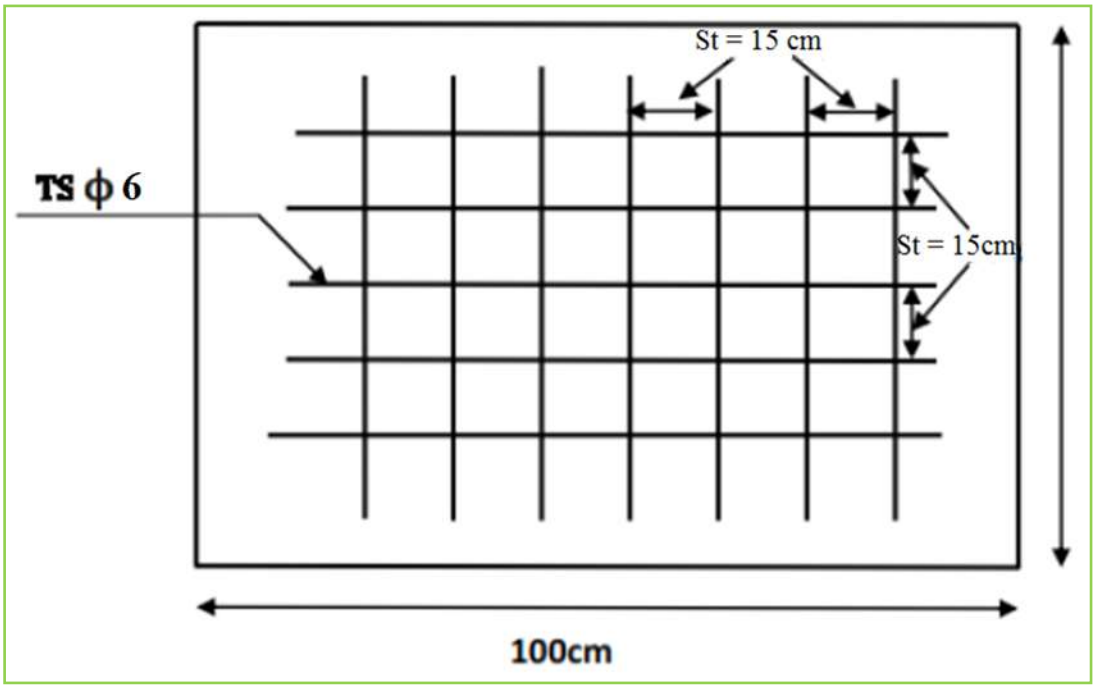


Figure.III.16. Disposition constructive de treuillé soudé de la table de compression.

III.3.Calcul des escaliers:

III.3.1. Introduction:

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Dans notre bâtiment elle se fait par escalier.

III.3.2.Terminologie:

- ✓ **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- ✓ **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- ✓ **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives.
- ✓ **La contremarche :** est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- ✓ **Le nez de marche :** est l'arrête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- ✓ **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- ✓ **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- ✓ **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- ✓ **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche.
- ✓ **Le jour :** C'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- ✓ **La ligne de foulée :** est la ligne qui définir le parcoure d'un Person qui utilise l'escalier.
- ✓ **L'échappée :** est la distance verticale entre le nez de marche et le dessus de la paillasse.
- ✓ **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

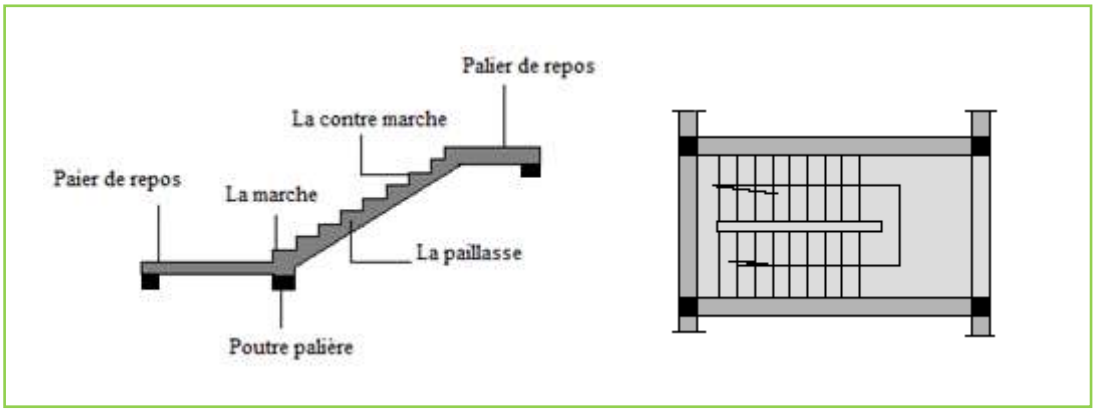


Figure.III.17. Vue en trévère et en plan de l'escalier.

III.3.3. Dimensionnement:

Pour les dimensions des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de BLONDEL: $60 \leq g + 2h \leq 64$

Il porte un palier et une paillasse.

$h = \frac{H}{n}$ et $g = \frac{L}{n-1}$

n: nombre de contres marches.

$x = g + 2h \Rightarrow 2H.(n-1) + n.L = x.n.(n-1)$

On pose :

$x.n^2 - (x + 2H + L).n + 2H = 0$.....(*)

Pour la formule générale (*): $60\ cm \leq g + 2h \leq 64\ cm$

On prend $g+2h = 64$ m.

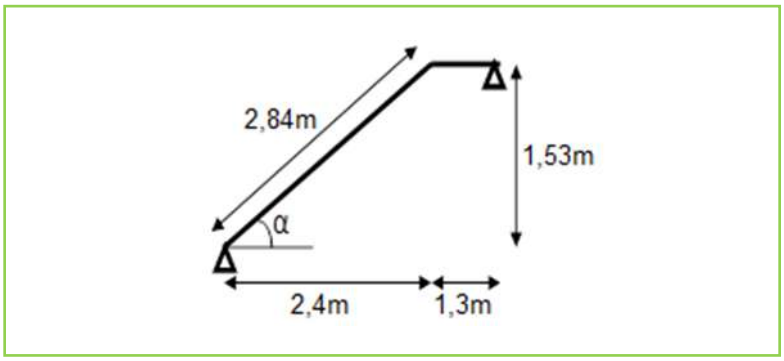


Figure.III.18.modélisation de 1ère volée.

- **1 ère volée :**

$64n^2 - (64 + 2\times153 + 240).n + 2\times153 = 0$

$64n^2 - 610.n + 306 = 0 \Rightarrow n = 9$

Nombre de marches: n - 1 = 8 ;

Hauteur de la marche: $h = \frac{H}{n} = \frac{1.53}{9} = 0.17$cm ;

Le giron: $g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 0{,}30$cm ;

- ✓ **Vérification de la formule de blondel :**

$60 \leq g + 2h \leq 64 \longrightarrow 60 \leq 30 + 2\times17 = 64 \leq 64$

- ✓ **Vérification d'inclinaison α :**

$Tg\ \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \longrightarrow \alpha = 32.517^\circ$

- ✓ **épaisseur de la paillasse ep :**

$L_{total} = \sqrt{(1.53)^2 + (2.4)^2} + 1.30 = 4.15$ m.

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtés, on a :

$L_{total} / 35 \leq ep \leq L_{total} / 30 \longrightarrow 11.85 \leq ep \leq 13.83$

On adopt: **ep = 15 cm.**

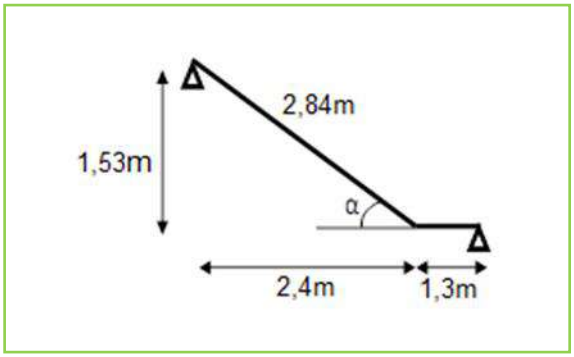


Figure.III.19.modélisation de 2eme volée.

➢ **2ème volée :**

$64n^2 - (64 + 2\times153 + 240).n + 2\times153 = 0$

$64n^2 - 610.n + 306 = 0 \Rightarrow n = 9$

Nombre de marches: n - 1 = 8

Hauteur de la marche: $h = \frac{H}{n} = \frac{1.53}{9} = 0.17$

Le giron: $g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30$

✓ **Vérification de la formule de blondel :**

$60 \leq g + 2h \leq 64$ cm $\longrightarrow$ $60 \leq 30 + 2\times17 = 64 \leq 64$

✓ **Vérification d'inclinaison α :**

$Tg\ \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \longrightarrow \alpha = 32.517°$

✓ **épaisseur de la paillasse ep :**

$L_{total} = \sqrt{(1.53)^2 + (2.40)^2} + 1.30 = 4.15$ m.

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtés, on a :

$L_{total} / 35 \leq ep \leq L_{total} / 30 \longrightarrow 11.85 \leq ep \leq 13.83$

On adopte: **ep = 15 cm.**

III.3.4. Evaluation des charges et surcharges :

A. Charges permanentes:

Tableau.III.18. Charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0 .44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	18	0.36
			G	5.49

Tableau.III.19. Charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.15 / cosα	25	4.44
5	Poids des marches	0.17/2	25	2.125
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	8.305

B. Surcharge d'exploitation: [3]

- **La paillasse :** $Q = 3.5KN/m^2$
- **Le palier :** $Q = 3.5KN/m^2$

III.3.5. Détermination des sollicitations:

- **ELU : Pu = 1,35G+1,5Q**
- **ELS : Pser = G+Q**

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau.III.20. Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Palier	5.49	3.5	12.66	8.99
Paillasse	8.305	3.5	16.46	11.81

III. 3.6. Détermination des efforts:

a. Etat Limite Ultime :

$\sum F = 0$

$R_a + R_c = (16.46 \times 2.4) + (12.66 \times 1.30) = 55.96kN$

$Ra \times 3.70 = (12.66 \times 1.30 \times 0.65) + (16.46 \times 2.4 \times (1.2+1.30)$

Ra = 29.58 KN et Rc = 26.38 KN

1. Tronçon AB ($0 \leq x \leq 2.40$) :

Effort tranchant**:** T (x) = 29.58–16.46 x

Moment fléchissant M (x) = $-16.46 \times \left(\frac{x^2}{2}\right) + 29.58\, x$

M (0) = 0KN.m ; T(0) = 29.58 KN

M (2.40) = 23.59KN.m ; T (2.40) = – 9.92KN.

2. Tronçon BC ($2.40 \leq x \leq 3.70$) :

Effort tranchant**:** T (x) = $29.58 - 16.46 \times 2.40 - 12.66\,(x - 2.40)$

Moment fléchissant **:** M (x)= $-16.46 \times 2.40\,(x - \frac{2.40}{2}) + 29.58x - 12.66 \times (x - 2.40) \times \left(\frac{x-2.40}{2}\right)$

M (2.40) = 23.59 KN.m ; T (2.40) = –9.92KN

M (3.70) = 0KN.m ;T (3.70) = –26.38KN

T (x) = 0 $\Longrightarrow$ x =1.80m ; donc M_{max} (1.79) = 26.58KN.m

Donc :

Mt = 0.85×26.58 = 22.59KN.m

Ma = 0.5×26.58 = 13.29KN.m

$T_w = PL/2 + ((M_w - M_e)/L)$ = 27.97 KN.

$T_e = -PL/2 + ((M_w - M_e)/L)$ = -27.97 KN.

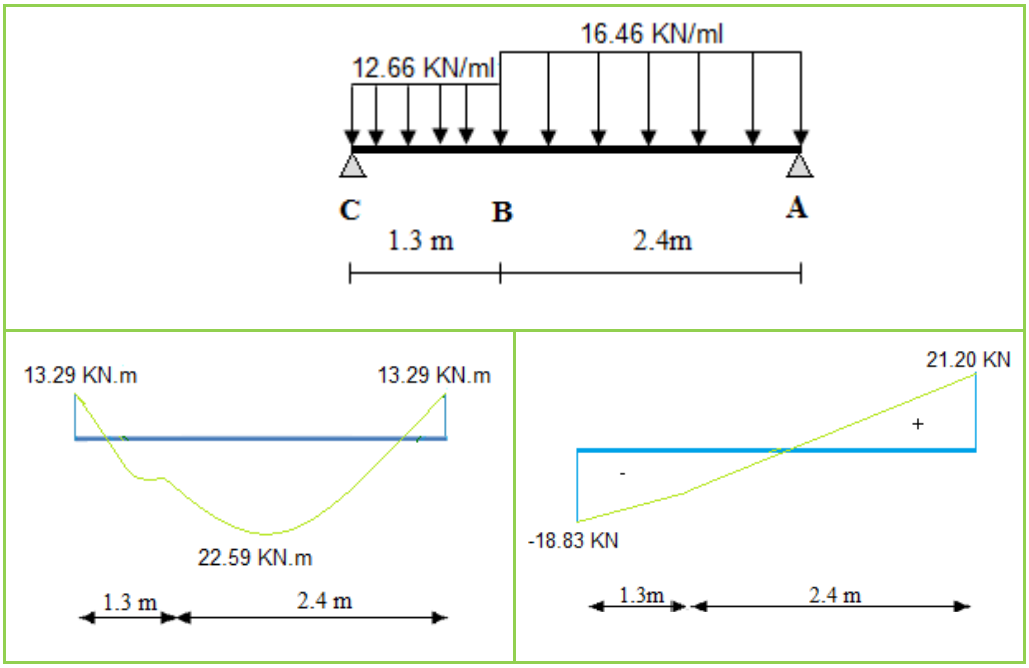


Figure.III.20. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U.

b. Etat Limite de service:

$\sum F = 0$

Ra+ Rc = (11.81× 2.40) + (8.99 × 1.30) = 40.03

Ra + Rc = 40.03 KN

$\sum M/C = 0$

Ra × 3.70– 11.81× 2.40 × ((2.40 /2) +1.30) –8.99 × 1.30 × (1.30/2) = 0

Ra = 21.20 KN et Rc = 18.83KN

1. Tronçon AB ($0 \leq x \leq 2.40$) :

Effort tranchant**:** T (x) = 21.20–11.81 x

Moment fléchissant M (x) = – 11.81 ($\frac{x^2}{2}$) +21.20 x

M (0) = 0KN.m ; T(0) = 21.20 KN

M (2.40) = 16.87 KN.m ; T (2.40) = -7.14 KN

2. Tronçon BC ($2.40 \leq x \leq 3.70$) :

Effort tranchant**:** T (x) = 21.20 –11.81×2.40 – 8.99 (x–2.40)

Moment fléchissant **:** M (x)= –11.81 ×2.40 (x– $\frac{2.40}{2}$) +21.20 x –8.99× (x – 2.40) × ($\frac{x-2.40}{2}$)

M (2.40) = 16.87 KN.m ; T (2.40) = –7.14KN

M (3.70) = 0KN.m ; T (3.70) = –18.83KN

T (x) = 0 ⟹ x =1.79 ; M_{max} (1.79) =19.03 KN.m

Donc :

Mt =0.85×119.03 =16.18KN.m

Ma =0.5×19.03 =9.52 KN

T_w=PL/2+ ((M_w-M_e)/L) = 20.02 KN.

T_e=-PL/2+ ((M_w-M_e)/L) = 20.02 KN.

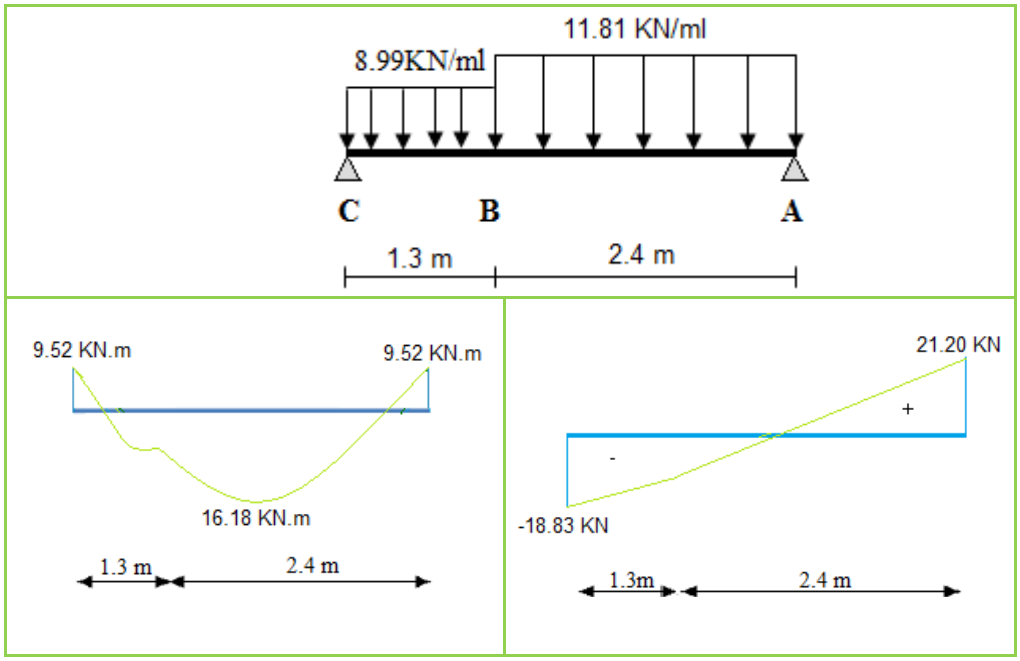


Figure.III.21. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S.

c. Récapitulation :

M_t= 0,85 M_{max} M_a =0,5 M_{max}

Tableau.III.21. Récapitulation des résultats.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (KN)
E.L.U	22.59	13.29	27.97
E.L.S	16.18	9.52	20.02

III.3.7. Calcul du ferraillage:

Tableau.III.22. Les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b =1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	d=12.5 cm
Acier	FeE400	F_e=400MPa	γ_s = 1,15	σ_s = 348 MPa

Le calcul du ferraillage s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.
Les résultats obtenu est:

Tableau.III.23. Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{adopt} (cm²/ml)
En travée	22.59	0.102	0.946	5.49	0	1.50	5HA12 = 5.65
En appuis	13.29	0.060	0.969	3.15	0	1.50	5HA12 = 5.65

a. Armature de répartition:

En travée :

A_r = A/4 ; Ar = 5.65/4 = 1.41 cm^2 /ml

Ar = 2HA10 = 1.57 cm²/ml

Aux appuis :

A_r = A/4; Ar = 5.65/4 = 1.41 cm^2/ml

Ar = 2HA10 = 1.57 cm²/ml

b. condition de non fragilité: [2]

Amin = B/1000 = 1.5cm^2

Donc : A> Amin

Le choix :

En travée : A = 5HA12 = 5.65 cm²/ml

Aux appuis : A = 5HA12 = 5.65 cm²/ml

c. Condition d'espacement:

Pour les armatures longitudinales :

St = $\frac{100}{5}$ =20cm on prend St =20cm

L'espacement maximal: S p max ≤ Min [3h; 33cm] = 33cm

L'espacement minimal: S p min = 2.5cm

2.5cm < St = 20cm < 33cm **(c.v)**

Pour les armatures de répartition :

St = $\frac{100}{2}$ =50 cm.

L'espacement maximal: S p max ≤ Min [3h; 33cm] = 33cm

L'espacement minimal: S p min = 2.5cm

2,5cm < 33cm< St =50cm **(c.n.v);** donc on prend St = 20 cm.

Le choix sera **Ar = 5HA10 = 3.93 cm²/ml**

d. Vérification de l'effort tranchant:

$\tau u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau} u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{1.5}$

$\bar{\tau} u = 0.07 \times \frac{25}{1.5}$ =1.16Mpa

$\tau u = \frac{27.97 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.224$

τu =0.224Mpa ≤ $\bar{\tau}$u = 1.16Mpa **(c.v)**

e. Vérification à l'Etat Limite de Service:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition: $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Tableau.III.24.Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S.

	En travées	En appuis
A (cm²)	5.65	5.65
M_{ser} (KN.m)	16.18	9.52
Y (cm)	$50y^2 + 15A'.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 4.60$	$50y^2 + 15A'.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 4.60$
I (cm⁴)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 8533.78$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 8533.78$
$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	15	
σ_b (MPa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 7.52$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 5.1$
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	C.V	C.V

Conclusion:

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

f.Vérification de la flèche: [2]

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} = 0.041 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{16.18}{20x18.52} = 0.044 \qquad \text{(c.n.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = 0.0045 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \qquad \text{(c.v)}$$

On doit passer au calcul des flèches;

✓ **Calcul de la flèche:**

M_{ser} = 16.18 KN.m ; A = 5.65 cm^2

$$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b-b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b-b_0).h_0 + 15A} = 7.77\text{cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_o)h_0^3}{12} + h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2$$

$I_0 = 3.013\times10^4\ cm^4$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = 0.0045; \qquad \beta = 0.898$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \cdot d \cdot A}; \quad \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}};$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho}$$ (Déformation instantanée);

$\lambda_v = 2/5\ \lambda_i$ (Déformation de longue durée).

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i\mu} \quad ; \quad I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v\mu}$$

Module de déformation longitudinal instantanée $E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$

Module de déformation longitudinale de longue durée $E_v = E_i/3$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_i.I_{fi}}; \quad f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_v.I_{fv}}; \quad \Delta f_t = f_v - f_i$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = 0.74\ cm$$

Tableau.III.25. Valeur de la flèche.

M_{ser}(KN.m)	ρ	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v	I_0 (cm^4)	E_i(MPa)
16.18	0.0045	255.12	0.45	4.66	1.86	$3.013.10^4$	32164.20
E_v(MPa)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
10721.39	10701.65	18041.92	6.44	11.45	5.01	7.4	cv

III.4. Calcul de la poutre palière:

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculer en flexion simple.

La longueur de la poutre: L = 3.00m

III.4.1. Pré dimensionnement:

La longueur de la poutre: L = 3.00m

$L/15 \leq h \leq L/10$; $0.3h \leq b \leq 0.7h$

L = 3.00m => $20.00 \leq h \leq 30.00$ => h = 35 cm

L = 3.00m => $10.50 \leq b \leq 24.5$ => b = 30 cm

Soit: **(b x h) = (30 x 35) cm^2**

- **Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003: [1]**
  - b = 30 cm ≥ 20 cm. (c.v)
  - h = 35 cm ≥ 30 cm. (c.v)
  - h / b = 1.167 < 4 (c.v)

III.4.2. Charges revenants à la poutre:

Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière):

R_{ult} = 26.38 KN ; R_{ser} = 18.83 KN

Poids propre de la poutre: 0.30 x 0.35 x 25 = 2.625 KN/ml.

Poids de double cloison : 2.71×2.92 = 6.83 KN/ml.

Donc: P_u = 1.35x (2.625+ 6.83) +26.38 = 39.14KN/ml.

P_{ser} = (2.625+ 6.83) +18.83 =28.28 KN/ml.

III.4.3. Calcul des efforts:

La poutre palière de l'escalier est encastrée aux deux extrémités. Le calcul se fait pour une poutre hyperstatique.

On a pris les valeurs données par l'aide-mémoire de la résistance des matériaux.

$$R_A = R_B = \frac{pl}{2}$$

$$M_{appuis} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12} \; ; \qquad M_{travée} = \frac{pl^2}{24}$$

Tableau.III.26. Efforts de la poutre palière.

	T (KN)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
E.L.U	58.710	14.677	29.355
E.L.S	42.420	10.605	21.210

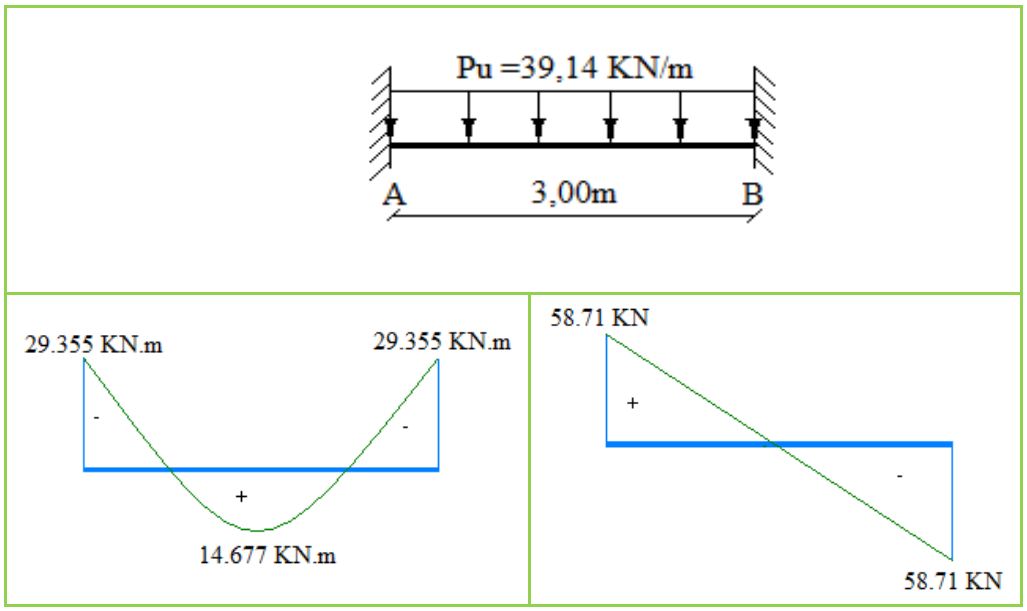


Figure.III.22. Schéma statique des efforts de la poutre palière à l'E.L.U.

III.4.4. Ferraillage de la poutre palière:

➢ **Armatures longitudinales:**

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : Acier : FeE400 ; $\gamma_s = 1,15$; $\sigma_s = 348$ MPa

Béton : $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1,5$; $\sigma_b = 14,2$ MPa

b=30cm, h=35cm, d=32.5cm, c=2.5cm, (fissuration peu nuisible)

Tableau.III.27. Ferraillage de la poutre palière.

	M(KN.m)	μ	β	A(cm²)	Amin CBA (cm²)	Amin RPA (cm²)	Aadp (cm²)	A (cm²)
En travée	14.677	0.032	0.984	1.32	1.05	5.25	**3HA12**	3.39
En appuis	29.355	0.065	0.967	2.68			**3HA12**	3.39

III.4.5. Vérifications:

***a.* Vérification à ELS :**

La vérification des contraintes se fait à l'état limite de service.

Les fissurations sont peut nuisible donc on vérifiera que les conditions du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma}_{adm} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$$

Tableau.III.28.Vérification des contraintes à l'état limite de service.

	M_{ser} (KN.m)	A(cm^2)	I (cm^4)	k (N/mm³)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	10.605	3.39	3.5518×10^4	0.029	8.25	2.46	C.V
Appuis	21.21	3.39	3.5518×10^4	0.059	8.25	4.93	C.V

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

***b.* RPA 99 Version 2003: [1]**

- A_{min} = 0,5% b×h
- A_{max} = 4% b×h zone courante
- A_{max} = 6% b×h zone de recouvrement

Tableau.III.29.Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière.

	$\sum$ A(cm^2)	A min = 5.25 cm²	A max = 42 cm²	Correction
Travées	6.78	C.V	C.V	**3HA12** = 3.39 cm²
appuis		C.V	C.V	**3HA12** = 3.39 cm²

***c.* Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{58.71\times10^3}{300\times325} = 0.602\,MPa$$

$$\bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$\tau_u = 0.602\,MPa < \bar{\tau}_u = 3.33\,MPa$$

c.1. Vérification des armatures longitudinales :

$$A = 3.39\,cm^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15\times58.71\times10^3}{400} = 1.69\,cm^2$$

c.2 . Vérification de compression dans la bielle de béton:

$$a = Min[b-c-2; 0.9d] = 25.5\,cm$$

$$V_u \leq 0{,}4\left(\frac{f_{c28}}{1{,}5}\right)b_0.a$$

$$V_u = 58.71KN \leq 510KN \quad (cv)$$

c.3.Vérification au voisinage de l'appui:

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0{,}8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2\times58.710\times10^3}{300\times255} = 1.53 < 0.8\times\frac{25}{1.15} = 17.39 \quad (c.v)$$

***d.* Armatures transversales:**

$$\varphi_t \leq Min\left[\frac{h}{35} = 10.00\ ;\ \varphi_l = 12; \frac{b_0}{10} = 30;\right] = 10.00mm$$

$$\varphi_t = 8\,mm$$

$$a_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0.502\,cm^2$$

$A_t = a_t.n_t$, $(n_t = 4)$.

$A_t = 2.009\ cm^2$, $A_t = 4HA8 = 2.01\ cm^2$

d.1. Espacement:

On doit vérifier:

$$S_t \leq \overline{S_t} = Min[0{,}9d; 40cm] = 29.25\ cm$$

Avec k = 1 (flexion simple) et α = 90°

$$S_t \leq \frac{0{,}9A_t.(f_e/\gamma_s)}{b(\tau_u - 0{,}3f_{t28})} = \frac{0{,}9.2{,}01.(235/1{,}15)}{30(0{,}602-0{,}3.2{,}1)} \Rightarrow S_t \leq -44.007\ cm$$

✓ **Vérification vis-à-vis** (Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003).

$S_t \leq$ Min [h/4; 12$Ø_l$; 30 cm]

$S_t \leq$ Min [8.75; 14,4 ; 30 cm] = 8.75 cm en zone nodale

$S_t \leq h/2 = 17.5$cm en zone courante

On adopte les valeurs suivantes:

- S_t = 5cm (zone nodale)

- S_t = 15cm (zone courante)

d.2. Section minimale d'armatures transversales:

$$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0{,}4.b_0.S_t}{f_e}$$

Zone nodale $A_t = 2.01cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\times300\times50}{235} = 0.25cm^2$

Zone courante $A_t = 2.01\text{cm}^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\times300\times150}{235} = 0.76\text{cm}^2$

$A_{t\,min}$ =0,003. S_t. b ≤ A_t

0.003.15.30=1.35 cm^2 < 2.01 cm^2 (C.V)

0.003.5.30=0.45 cm^2 < 2.01 cm^2 (C.V)

***e.* Vérification de la flèche: [2]**

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{300} = 0.116 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{(c.v)}$$

$$\frac{h}{L} = 0.116 \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{Mo} = \frac{10.61}{10\times31.82} = 0.033 \quad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{3.39}{30\times32.5} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{(c.v)}$$

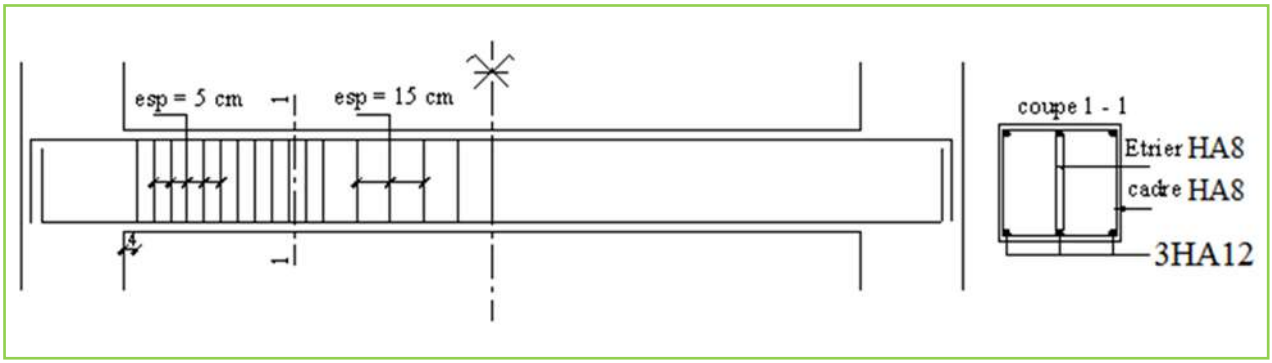


Figure.III.23. Ferraillage de la poutre palière.

III.5. Calcul des dalles:

III.5.1. Introduction:

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

III.5.2. Méthode de calcul:

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élasto-plastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.5.2.a.Principe de calcul :

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour tous les cas de charges, tous les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles.

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que $\sum travaux = 0$

✓ **travail externe :**

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, et de la flèche maximale.

T_{ext} = P. f (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec:

- P : Charge totale
- S : Surface de répartition de la charge.
- f : flèche du centre de gravité de S.

✓ **Travail interne :**

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

T_{int}= M. L .θ.

Avec :

- M : Moment de flexion.
- L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation
- Θ: Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser : $\sum Text = \sum Tint$

III.5.3. Calcul des actions :

Les résultats de calcul sont :

Tableau.III.30. Les actions sur la dalle.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P (KN/m)
ELU	7.11	3.50	14.85
ELS			10.61

III.5.4. Calcul de la dalle pleine :

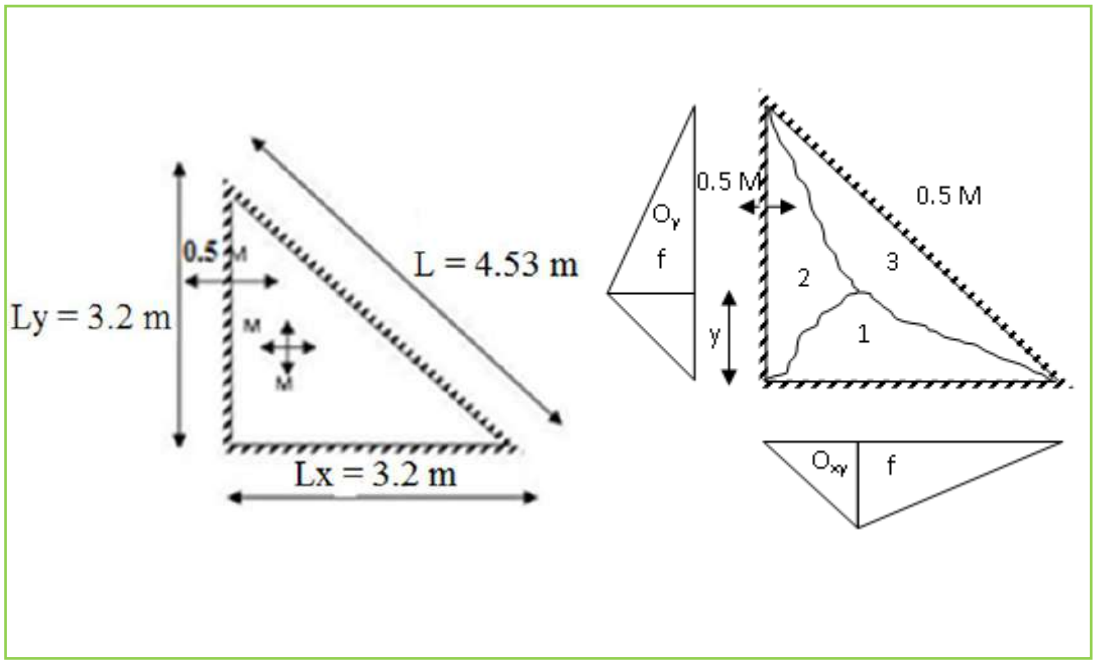


Figure.III.24. La rupture de la dalle.

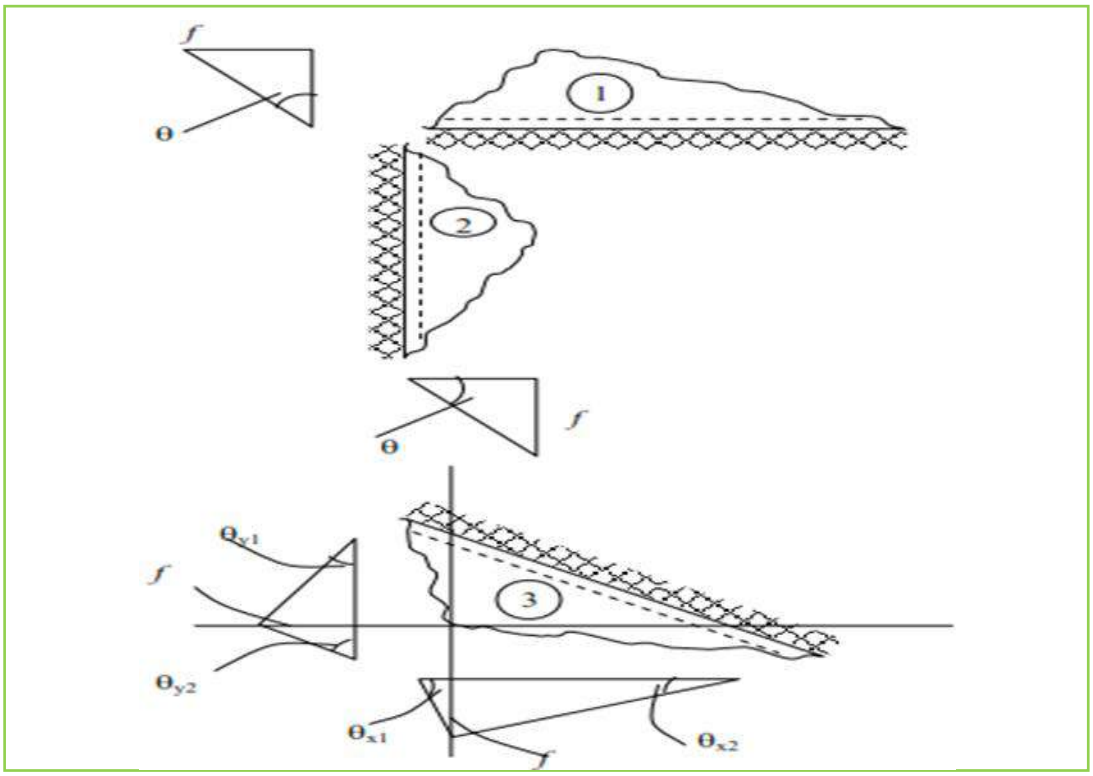


Figure.III.25. Le déplacement des zones de ruptures de la dalle.

III.5.4.1. Travail externe :

Text (1) = Pu Ly $\frac{x}{2}\frac{f}{3}$

Text (2) = Pu Lx $\frac{y}{2}\frac{f}{3}$

Text (2) = Pu (S- Lx $\frac{y}{2}$ - Ly $\frac{x}{2}$) $\frac{f}{3}$

Donc :

Text= $\sum_{i=1}^{3} T_{ext}$(i) = Pu S $\frac{f}{3}$ = Text = Pu $\frac{L_x L_y}{2}\frac{f}{3}$

D'où :

Text =1.71Pu f

III.5.4.2. Travail interne :

Tint (1) = MLx $\frac{f}{y}$ + 0.5MLx $\frac{f}{y}$ =1.5 MLx $\frac{f}{y}$

Tint (2) = MLy $\frac{f}{x}$ + 0.5MLy $\frac{f}{x}$ =1.5 MLy $\frac{f}{x}$

Tint (3) = 1.5Mf $\frac{L}{2}$ ($\frac{L}{L_x-2x}$ +$\frac{L}{L_y-2y}$)

D'où :

Tint = $\sum_{i=1}^{3} T_{int}$(i) = 1.5Mf [$\frac{L_x}{y}$ +$\frac{L_y}{x}$ +$\frac{L}{2}$ ($\frac{L}{L_x-2x}$ +$\frac{L}{L_y-2y}$)]

Par l 'application de principe du travail virtuel : ∑Tint = ∑Text

On obtient : $M = 1.71\ Pu / 1.5 \left[\frac{L_x}{y} + \frac{L_y}{x} + \frac{L}{2} \left(\frac{L}{L_x - 2x} + \frac{L}{L_y - 2y} \right) \right]$

$Pu = 1.5 \left[\frac{L_x}{y} + \frac{L_y}{x} + \frac{L}{2} \left(\frac{L}{L_x - 2x} + \frac{L}{L_y - 2y} \right) \right] \times \frac{M}{1.71}$

Pu = f (x, y) dx $\begin{cases} \frac{dP}{dx} = 0 \longrightarrow \frac{-3.2}{x^2} + \frac{2 \times 4.53}{(3.2 - 2x)^2} = 0 \\ \frac{dP}{dy} = 0 \longrightarrow \frac{-3.2}{y^2} + \frac{2 \times 4.53}{(3.2 - 2x)^2} = 0 \end{cases}$

Après le calcul on trouve $\begin{cases} X = 0.87\ m \\ Y = 0.87\ m \end{cases}$

Donc :

$Pu = 18.78\ Mu \longrightarrow Mu = \frac{P_u}{18.78}$

$Pser = 18.78 Mser \longrightarrow Mser = \frac{P_{ser}}{18.78}$

Alors :

$\begin{cases} Mu = 0.79 KN.m \\ Mser = 0.56 KN.m \end{cases}$

III.5.5. Calcul de ferraillage de la dalle pleine:

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml à l'état limite ultime.

Tableau.III.31. Les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	e=2,5 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	
Acier	FeE400	F_e=400MPa	γ_s = 1,15	$\overline{\sigma_s}$ = 348 MPa

Le moment en travée suivant les deux sens :
Mtx= Mty= 0.85Mu= 0.67 KN.m
Le moment on appuis :
Max= May = 0.5Mu = 0.40KN.m

$$\mu = \frac{Mu}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \ ; \ A = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \ ;$$

Tableau.III.32. Ferraillage de la dalle pleine.

	sens	M_u (KN.m)	μ	B	A (cm²)	A_{min} (cm²)	A choisi	A final (cm²)	sens	A_{rep} (cm²)	St (cm)
Travée	X	0.67	0.003	.	0.15	1.50	5T10	3.93	y	5T10	20
Appuis	X	0.4	0.002	0.999	0.09	1.50	5T10	3.93	y	5T10	20
Travée	Y	0.67	0.003	0.998	0.15	1.50	5T10	3.93	x	5T10	20
Appuis	Y	0.4	0.002	0.999	0.09	1.50	5T10	3.93	x	5T10	20

III.5.6. Vérifications:

a. Vérification de l'espacement entre les aciers:

$$S_{tadm} \le Min\begin{cases} 3h = 45cm \\ 33cm \end{cases} = 33cm$$

L'espacement réel = b/n = 100/5 = 20 cm ; on adopte: esp = 20 cm.

b. Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \le \overline{\tau_u} = \frac{0{,}07\, f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

$$V_x = \frac{p \times l_x \times l}{2l_x + l_y} = \frac{14.85 \times 3.2 \times 4.53}{2 \times 3.2 + 3.2} = 22.42 \text{ KN};$$

$$V_y = \frac{p \times l_x \times l}{3l_y} = \frac{14.85 \times 3.2 \times 4.53}{3 \times 3.2} = 22.42 \text{ KN};$$

$$\tau_u = \frac{v_x}{bd} = \frac{22.42 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.179 \text{ Mpa}.$$

$$\tau_u = \frac{v_y}{bd} = \frac{22.42 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.179 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.179MPa \le \overline{\tau_u} = 1.16MPa \qquad \text{(c.v)}$$

Donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification des contraintes à l'état limite de service:

d.

Mtx = Mty = 0.85Mser = 0.476 KN.m

Max = May = 0.5Mser = 0.28 KN.m

$$Mt + \frac{Me + Mw}{2} \ge 1.2Mx \Longrightarrow \qquad 0.476 + \frac{0.28 \times 2}{2} = 0.756 \ge 1.2 \times 0.56 = 0.672 \qquad \text{…..c.v}$$

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

➢ **Détermination de la valeur de(y) :**

$\frac{b}{2}$ y^2+ n A's (y – c') –n As (d – y) = 0 avec n = 15

➢ **Moment d'inertie :**

I= $\frac{b\,y^3}{3}$ + n A's $(y - c')^2$+ n As $(d- y)^2$

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition:

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

La vérification des contraintes se fait à l'état limite de service.

Les fissurations sont peut nuisible donc on vérifiera que les conditions du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{adm} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$$

Tableau.III.33. Vérification des contraintes à l'état limite de service.

	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	I (cm^4)	Y (cm)	K (N/mm^3)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	0.476	3.93	6.19×10^3	3.29	0.0077	0.253	C.V
appuis	0.28	3.93	6.19×10^3	3.29	0.0045	0.148	C.V

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

e. Vérification de la flèche : [2]

$$\frac{h}{L_x} = 0.0467 \geq \frac{M_t}{20M_x} = 0.0375 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b.d} = 0.0031 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \qquad \text{(c.v)}$$

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

IV.1.Introduction :

Pour notre structure le Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles) dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation. L'étude dynamique consiste à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique. Cette dernière nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure. Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- Le centre de Masse (C_G).
- Le centre de Torsion (C_R).

IV.2.1.Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; on utilise les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_G = \dfrac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \\ Y_G = \dfrac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi} \end{cases} \quad \text{..... (N°1)}$$

Ou :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

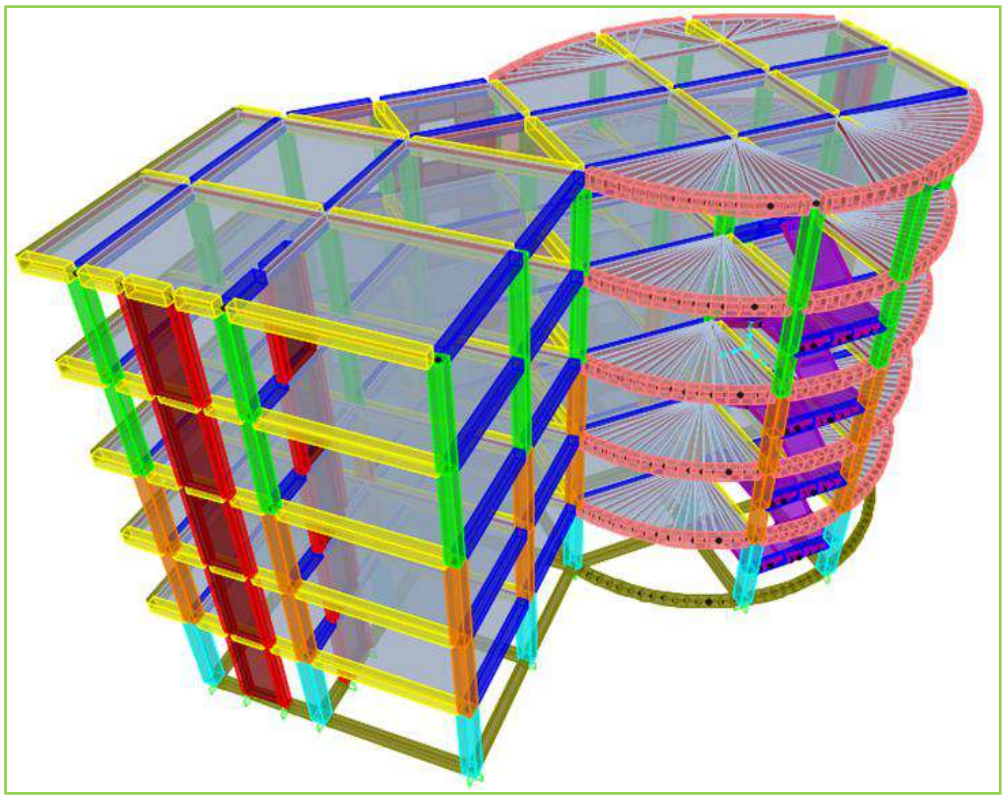


Figure.IV.1. Vue de la structure en 3D.

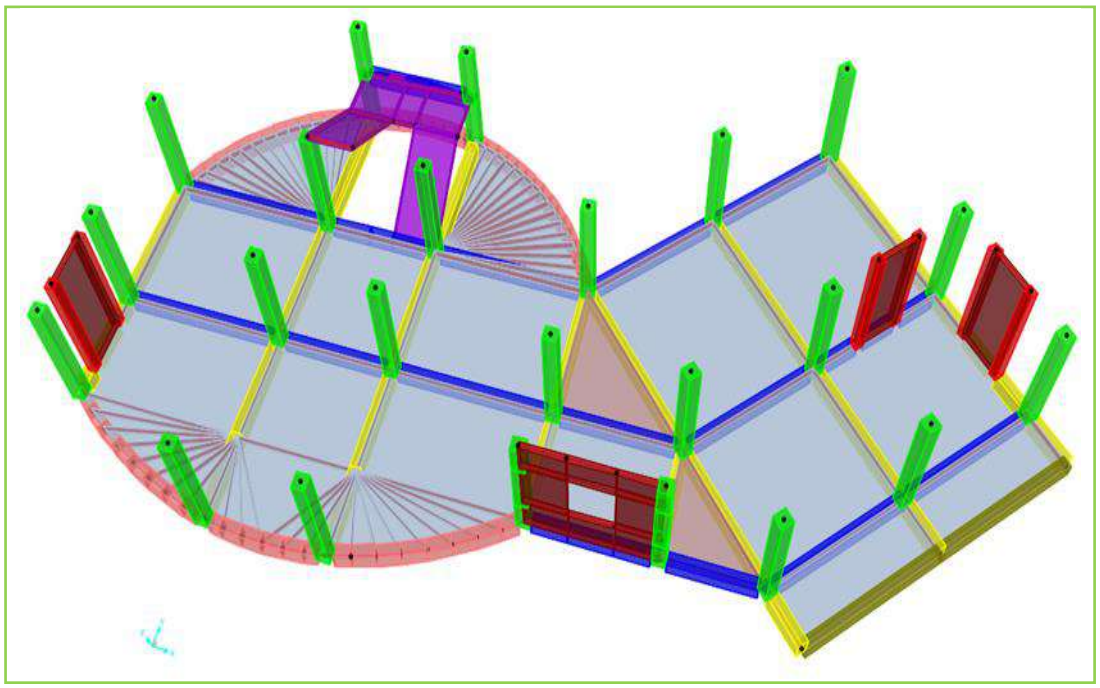


Figure.IV.2. Disposition des voiles.

Lx=25.57 m.

Ly=14.32 m.

Les résultats de centre de masse pour chaque niveau sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.1. Calcul de centre de masse.

Etage	$\sum W_i(KN)$	$\sum W_i.X_G$	$\sum W_i.Y_G$	$X_G(m)$	$Y_G(m)$
RDC	2862.18	33830.97	18317.95	11.82	6.4
1er	2829.49	33472.87	18108.74	11.83	6.4
2ème	2800.52	33130.15	17923.33	11.83	6.4
3ème	2759.1	32722.93	17630.65	11.86	6.39
4ème	2402.19	27913.45	15590.21	11.62	6.49

IV.2.2.Centre de torsion :

Dans le plan horizontal, c'est le point à travers lequel, si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher.

Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte des éléments de contreventements : poteaux et voiles.

NB : Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de masse : d'où le risque de torsion à l'axe vertical.

Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de voiles en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$\begin{cases} X_R = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \\ Y_R = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}} \end{cases}$$

Ou :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de
- Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_R, Y_R : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

IV.2.2.1. Calcul des moments d'inertie des éléments résistants :

A. les poteaux :

Un poteau est un élément vertical résistant dans la structure. Il est considéré comme un élément élancé, ses dimensions transversales sont négligeables par rapport à sa largeur.

Donc, chaque poteau à une certaine rigidité :

$K_{x\,ou\,y} = \frac{12E.I_{x\,ou\,y}}{L^3}$, le poteau est supposé encastré aux extrémités.

- ❖ E : module de Young.
- ❖ $I_{x,\,y}$: moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " et / ou " oy ".
- ❖ L : longueur du poteau.

✓ ***Moment d'inertie :*** Comme on a deux types de poteaux, on utilise les formules du moment d'inertie, suivants :

- Pour les poteaux '2' : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
- Pour les poteaux '1' :

$$I_x = \frac{bh}{12}\left(h^2 \times \cos^2(\alpha) + b^2 \times \sin^2(\alpha)\right)$$

$$I_y = \frac{bh}{12}\left(h^2 \times \sin^2(\alpha) + b^2 \times \cos^2(\alpha)\right)$$

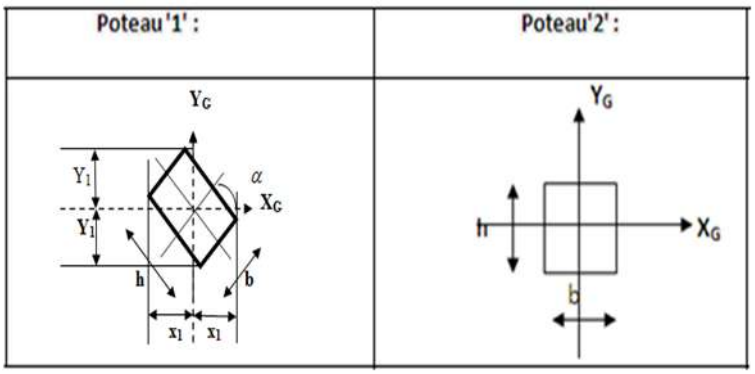


Figure.IV.3. Types des poteaux.

B. Les voiles :

B.1. Les voiles pleins :

Un voile est un élément structural résistant, il reprend les efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que l'on peut déterminer en %. Il a un grand rôle d'élever la rigidité de la structure, donc une grande marge de stabilité de la structure.

Le voile est un poteau de grande inertie transversale, et d'épaisseur moins faible que le poteau. Comme le voile est supposé encastré à sa base, sa rigidité est égale a :

$$K_{xouy} = \frac{12 I_{xouy}}{h^3}$$

- ❖ $K_{x,y}$: la rigidité du voile suivant la direction " ox " et / ou " oy ".
- ❖ E : module de déformation longitudinale.
- ❖ h : hauteur de voile.
- ❖ $I_{x,\,y}$: moment d'inertie de la section transversale du voile / à " ox " et / ou " oy ".

✓ ***Moment d'inertie :***

- $I_{XG} = \frac{L.e^3}{12}$ par rapport à " X_G ".
- $I_{YG} = \frac{e.L^3}{12}$ par rapport à " Y_G ".

➢ Pour les voiles en diagonale :

- $I_{YG} = \frac{e.L}{12}[L^2 x cos^2(\alpha) + e^2 x \sin^2(\alpha)]$.
- $I_{YG} = \frac{e.L}{12}[L^2 x \sin^2(\alpha) + e^2 x \cos^2(\alpha)]$.

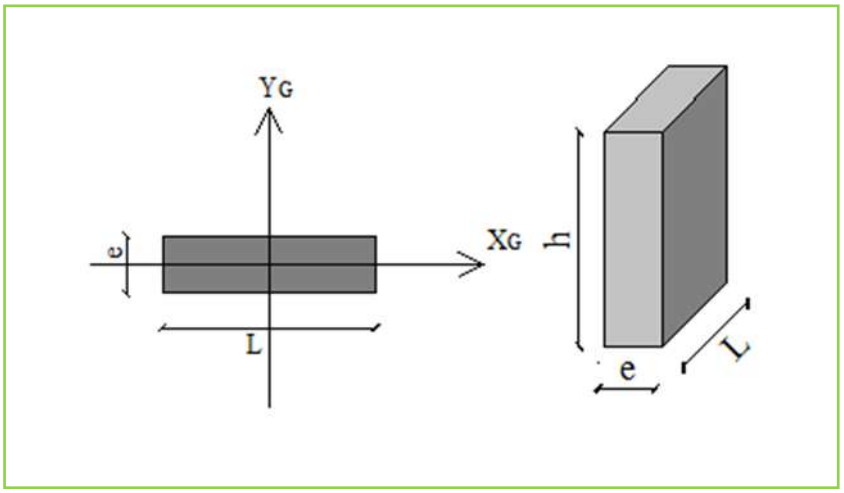


Figure.IV.4. Voile plein.

B.2. Les voile avec ouvertures :

Suite à l'exigence d'architecture, parfois, on à des baies dans les voiles, donc on fait les calculs pour un voile avec une ou plusieurs files d'ouvertures.

Le voile avec file d'ouverture (notre cas) est constitué par deux montants appelés trumeaux, et une traverse qui sépare deux ouvertures en élévation appelée linteau.

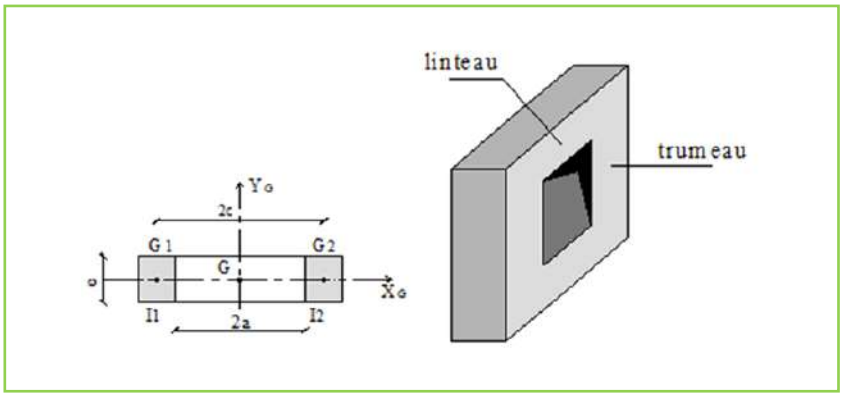


Figure.IV.5. Voile avec une seule ouverture.

La rigidité d'un voile avec une file ou plusieurs files d'ouvertures est moins qu'un voile plein ayant les mêmes caractéristiques dans tous les sens (matériaux, dimensions…). Donc pour cette raison on fait introduire la notion d'inertie équivalente pour un voile à une ou plusieurs files d'ouvertures. L'inertie équivalente " I_{eq} " d'un voile avec file d'ouverture est égale à l'inertie du voile fictif plein qui aurait la même flèche au sommet que le voile avec files d'ouvertures soumis à une charge uniforme pour le vent et / ou triangulaire par le séisme.

Le centre de torsion pour chaque étage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau.IV.2. Calcul du centre de torsion.

Etage	$\sum Ix_i (m^4)$	$\sum Iy_i (m^4)$	$\sum Iy_i . X_T$	$\sum Ix_i . Y_T$	$X_T (m)$	$Y_T (m)$
RDC	0.1580	0.1265	1.660945	1.10758	13.13	7.01
1er	0.1285	0.0969	1.287801	0.895645	13.29	6.97
2ème	0.1285	0.0969	1.287801	0.895645	13.29	6.97
3ème	0.1082	0.0766	1.034866	0.748744	13.51	6.92
4ème	0.1082	0.0766	1.034866	0.748744	13.51	6.92

IV.2.3.Excentricité :

IV.2.3.A. Excentricité statique :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$\begin{cases} e_x = | X_G - X_t | \\ e_y = | Y_G - Y_t | \end{cases}$$

- **Calcul d'excentricité selon RPA Version 2003 ►► [Art 3.5.1-a] ◄◄ : [1]**

a2. À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

➢ **Dimensions du bâtiment :**

Longueur du bâtiment = 25.57 m

Largeur du bâtiment = 14.32 m

➢ **Excentricité admissible :**

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 3.84 m.

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 2.15 m.

Les valeurs de l'excentricité statique sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.3. Calcul de l'excentricité statique.

Etage	X_t (m)	Y_t (m)	X_G (m)	Y_G (m)	e_x (m)	e_y (m)	Verifications
RDC	13.13	7.01	11.82	6.4	1.31	0.61	OK
1er	13.29	6.97	11.83	6.4	1.46	0.57	OK
2ème	13.29	6.97	11.83	6.4	1.46	0.57	OK
3ème	13.51	6.92	11.86	6.39	1.65	0.53	OK
4ème	13.51	6.92	11.62	6.49	1.89	0.43	OK

➢ **IV.2.3.B. Excentricité accidentelle : (Art.4.2.7 : RPA 99 Version 2003) [1]**

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} Ex = 0{,}05.Lx \\ Ey = 0{,}05.Ly \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau.IV.4. Calcul d'excentricité.

Etage	L_x (m)	L_y (m)	e_x (m)	e_y (m)
RDC	25.57	14.32	1.28	0.72
1er	25.57	14.32	1.28	0.72
2ème	25.57	14.32	1.28	0.72
3ème	25.57	14.32	1.28	0.72
4ème	25.57	14.32	1.28	0.72

IV.3.Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1.Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

1. En **zone IIa** le bâtiment ou bloc étudier à une hauteur au plus égale à : 30m **(C.V)**

a)Régularité en plan :

- Dans notre cas on a un retrait ou « *a* et *b* » sont supérieurs à $\frac{1}{4}$ de L_x et L_y **(N.V).**
- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. **(N.V).**
- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. **(N.V)**

b) Régularité en élévation :

- Notre bâtiment est régulier en élévation

✓ Donc, selon **(Art.4.1.2 : RPA 99 Version 2003) [1],** les conditions d'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mené.

La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des structures aux éléments finis **'SAP2000'**.

IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.3.1. 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.

IV.3.3.2.Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le **SAP2000** est le modèle du nœud maître basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier est donnés par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul : [1]

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A : *[Modificatifs et compléments aux RPA99]*.

Tableau.IV.5. Coefficient d'accélération de zone **A**.

Zone	groupe 1A	groupe 1B	groupe 2	groupe 3
IIa	0.25	**0.20**	0.15	.10

b. facteur de correction d'amortissement η :

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$ $\xi = 7\ \%$ **(R.P.A 99 Version 2003. tab 4.2) [1]**

Avec remplissage dense → η = 0.882

c. coefficient de comportement R : (R.P.A 99 Version 2003. tab 4.3) [1]

On prend dans notre calcul (R= 5) ce qui correspond à un Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques - voiles), et on doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (**SAP2000**) qui sont données ci-après.

Tableau.IV.6. Vérification de coefficient de comportement **R** sens **(X)**.

Etages	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
A_ DIAPH_ 15.3	2663.827	2435.904	227.923	378.448	225.028	153.420
B_ DIAPH_ 12.24	5814.968	5287.409	527.559	601.401	241.162	360.239
C_ DIAPH_ 9.18	9224.296	8435.716	788.580	781.492	344.907	436.585
D_ DIAPH_ 6.12	12652.553	11604.269	1048.284	892.896	305.592	587.304
E_ DIAPH_ 3.06	16208.136	15022.890	1185.246	939.458	332.641	606.817

Tableau.IV.7. Vérification de coefficient de comportement **R** sens (X) en pourcentages.

Etages	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
A_ DIAPH_ 15.3	100 %	91.444 %	8.556 %	100 %	59.461 %	40.539 %
B_ DIAPH_ 12.24	100 %	90.928 %	9.072 %	100 %	40.100 %	59.900 %
C_ DIAPH_ 9.18	100 %	91.451 %	8.549 %	100 %	44.134 %	55.866 %
D_ DIAPH_ 6.12	100 %	91.715 %	8.285 %	100 %	34.225 %	65.775 %
E_ DIAPH_ 3.06	100 %	92.687 %	7.313 %	100 %	35.408 %	64.592 %

Tableau.IV.8. Vérification de coefficient de comportement **R** sens **(Y)**.

Etages	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
A_ DIAPH_ 15.3	2637.349	2435.904	201.445	343.313	272.055	71.258
B_ DIAPH_ 12.24	5735.002	5287.409	447.593	476.745	304.447	172.298
C_ DIAPH_ 9.18	9098.055	8435.716	662.339	660.817	457.939	202.878
D_ DIAPH_ 6.12	12459.125	11604.269	854.856	764.862	424.326	340.536
E_ DIAPH_ 3.06	15973.790	15022.890	950.900	833.265	429.718	403.547

Tableau.IV.9. Vérification de coefficient de comportement **R** sens (Y) en pourcentages.

Etages	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
A_ DIAPH_ 15.3	100 %	92.362 %	7.638 %	100 %	79.244 %	20.756 %
B_ DIAPH_ 12.24	100 %	92.195 %	7.805 %	100 %	63.860 %	36.140 %
C_ DIAPH_ 9.18	100 %	92.720 %	7.280 %	100 %	69.299 %	30.701 %
D_ DIAPH_ 6.12	100 %	93.139 %	6.861 %	100 %	55.477 %	44.523 %
E_ DIAPH_ 3.06	100 %	94.047 %	5.953 %	100 %	51.570 %	48.430 %

A partir des résultats ci-dessus on est dans le cas de système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles. et ce conformément **(Art.3.4.A.4.b : RPA 99 Version 2003) [1]**

Ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux ;
- ✓ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : **R= 5**

d. facteur de qualité Q : (R.P.A 99 Version 2003. tab 4.4) [1]

Le facteur de qualité est égal à 1' additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_{}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau.IV.10. détermination du facteur de qualité Q.

Critère q	p_q			
	Suivant x		Suivant y	
	Observé	N.observé	Observé	N.observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2. Redondances en plan	Oui	0	Oui	0
3. Régulation en plan	Non	0.05	Non	0.05
4. Régulation en élévation	Oui	0	Oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Σ	0.05		0.05	

En récapitulant les résultats on trouve : $Q_X = 1 + 0.05 = 1.05$

$Q_Y = 1 + 0.05 = 1.05$

e. périodes caractéristiques : (R.P.A 99 Version 2003. tab. 4.7) [1]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0.15\,\text{s} \\ T_2 = 0.40\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S 2.}$$

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de ***spectre de réponse***.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

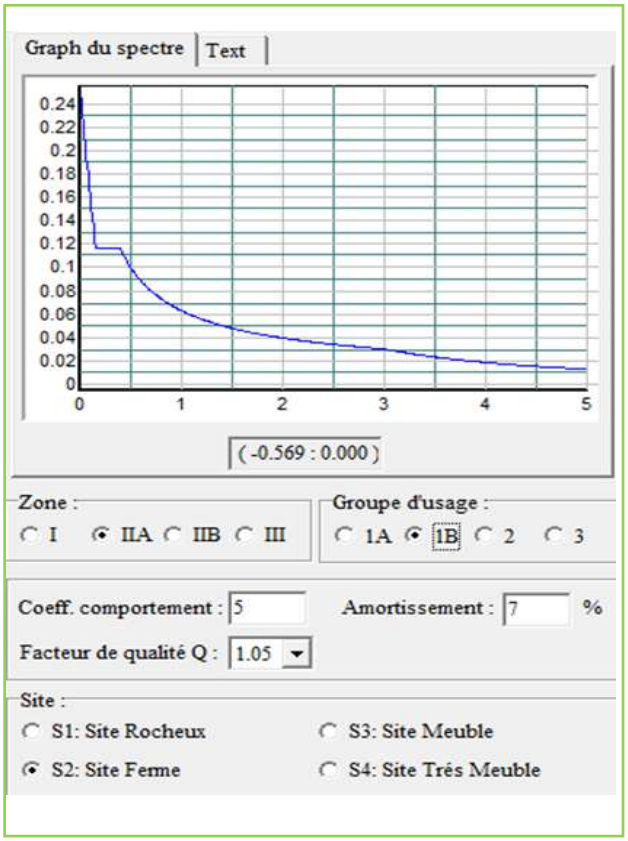


Figure.IV.6. Spectres de réponse.

IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique : [1]

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

Stabilité de la structure : [1]

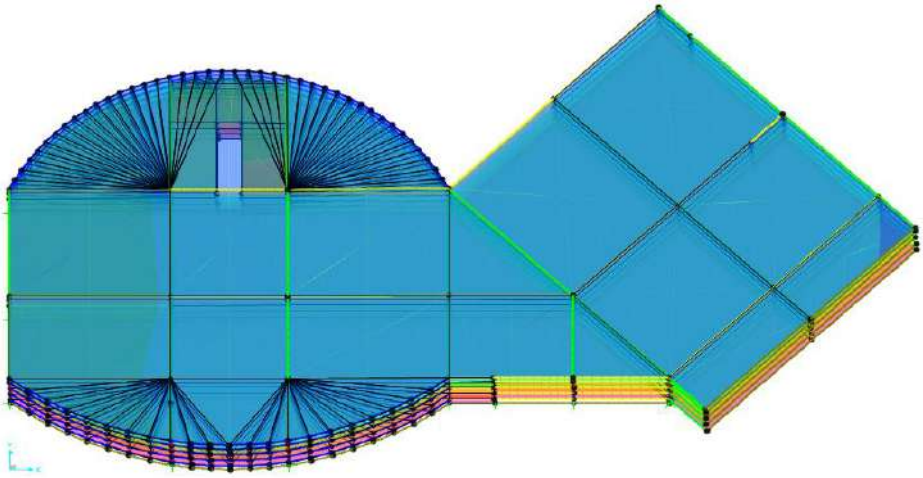
1. Vérification du comportement modale de la structure.
2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).
3. Vérification de la force sismique V à la base.
4. Vérification de la stabilité au renversement.
5. Vérification de l'effet P-Δ.

Résistance des éléments : [1]

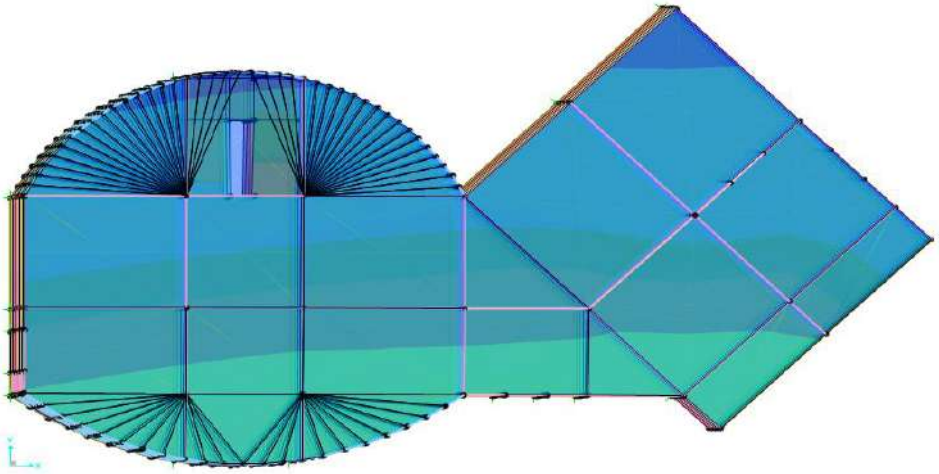
6. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.
7. Vérifications des déplacements inter-étage.
8. Vérification du cisaillement des éléments.
9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes :

Mode 1



Mode 2



Mode 3

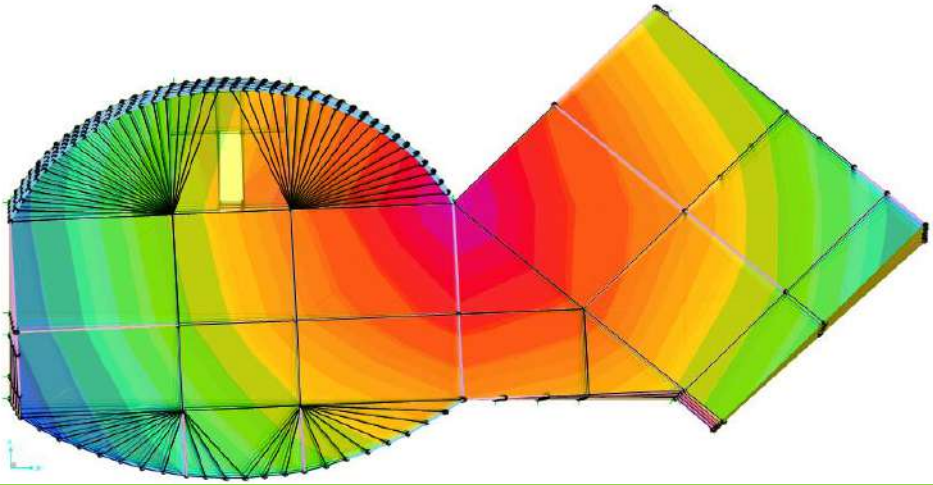


Figure.IV.7. Le comportement des trois premiers modes.

Tableau.IV.11. Le comportement des trois premiers modes.

	Mode 1	Mode 2	Mode 3
comportement	translation suivant l'axe (Y)	translation suivant l'axe (X)	rotation autour de l'axe (Z)
Période (s)	0.45	0.36	0.35
Fréquence (Hz)	2.25	2.79	2.89

IV.4.2.vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après : **(Art. 4.3.4. a : RPA 99 Version 2003) [1]**

Tableau IV.12. Coefficient de participation massique.

Mode " i "	Période " s "	Participation modale individuelle en (%)			Participation modale cumulée en (%)		
		Ux	Uy	Rz	SumUx	SumUy	Rz
1	0.444	0.26%	70.34%	2.46%	0.26%	70.34%	2.46%
2	0.359	71.26%	0.60%	1.80%	71.53%	70.94%	4.25%
3	0.346	2.14%	1.86%	67.21%	73.67%	72.80%	71.46%
4	0.139	0.11%	15.93%	0.45%	73.77%	88.73%	71.91%
5	0.114	14.01%	0.27%	2.17%	87.78%	89.00%	74.08%
6	0.101	2.71%	0.23%	15.31%	90.50%	89.22%	89.40%
7	0.077	0.01%	0.03%	0.03%	90.51%	89.26%	89.42%
8	0.072	0.05%	5.04%	0.10%	90.55%	94.29%	89.53%

❖ ***Constatation :***

La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 8ème mode.

IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : (Art.4.2.6 : RPA 99 Version 2003) [1]

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0{,}8$

❖ **Calcul de la force sismique totale : (Art.4.2.3 : RPA 99 Version 2003) [1]**

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

- D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

$T_2 = 0{,}4$ s (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7*).

(Avec site S_2)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

$\xi = 7\ \%$ **(R.P.A 99 Version 2003. tab. 4.2) [1]**

(Avec remplissage dense) → $\eta = 0.882 \ge 0.7$ (C.V)

Alors : Dx = Dy = 2.5**η**

Donc

$$\begin{cases} D_X = 2{,}205 \\ D_Y = 2{,}205 \end{cases}$$

- W : poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta = 0.3$ **(R.P.A 99 Version 2003. tab. 4.5) [1]**

W=15151.095 KN.

Tableau.IV.13. Calcul de la force sismique.

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)
0.20	2 .205	2.205	5	1.05	1.05	15151.095	1409.05	1405.09

Tableau.IV.14. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

sens	V (KN)	V_t (KN)	0.8×V	$V_t > 0.8\times V$
X	1409.05	1173.136	1127.24	C.V
Y	1409.05	1127.638	1127.24	C.V

Conclusion :

Pour les deux directions x et y la condition est vérifiée, donc il n'y a pas des modifications au niveau des paramètres de la réponse, (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport ($0,8V/V_t$).

IV.4.4.Vérification de la stabilité au renversement :

- Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \qquad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y.
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base.

- Le moment de stabilité qui est égal à :

$$\begin{cases} M_{tx} = Y_G . W_i \\ M_{ty} = X_G . W_i \end{cases}$$

Avec :

- X_G, Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

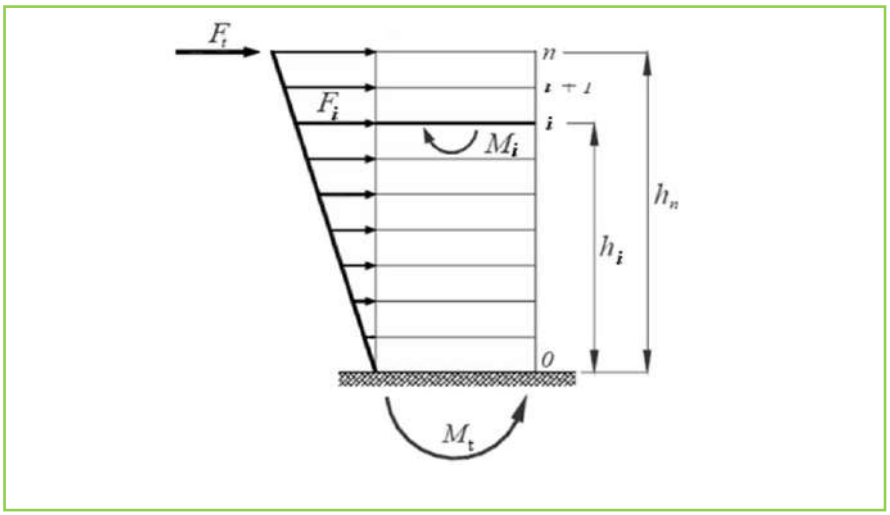


Figure.IV.8. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

IV.4.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : (Art.4.2.5 : RPA 99 Version 2003) [1]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right).(V - F_t) \qquad F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\text{ s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\text{ s} \end{cases}$$

On a :

- Tx = 0.36 s → F_t = 0 ; Ty = 0.44 s → F_t = 0

Donc on a :

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right).V_X = \alpha_x.V_X \qquad F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right).V_y = \alpha_y.V_y$$

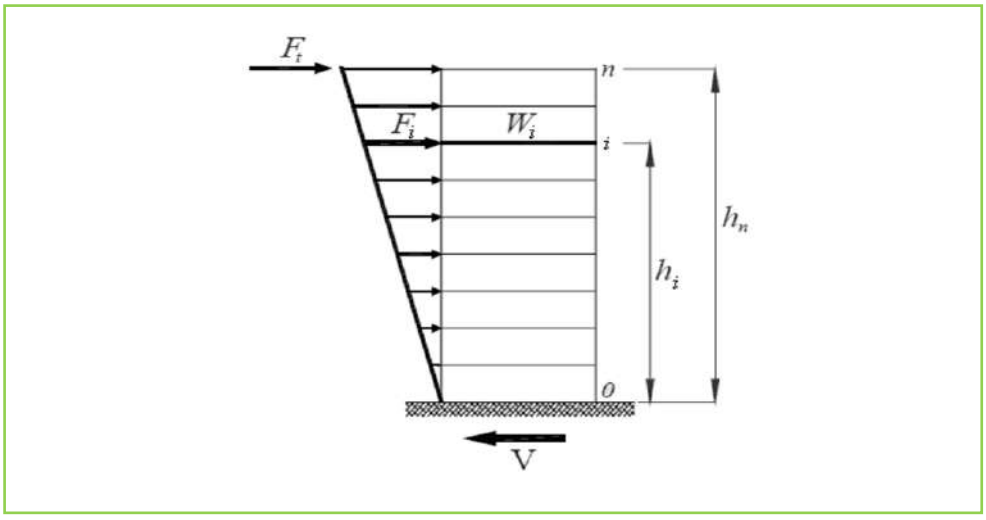


Figure.IV.9. Distribution des forces sismiques.

✓ V_X =1173.136 KN

Tableau.IV.15. Forces sismiques selon la hauteur suivant X.

Niveau (m)	W_i (KN)	W_ih_i (KN.m)	α_x	F_{ix} (KN)
+3.06	2862.18	8758.27	0.072	84.01
+6.12	2829.49	17316.48	0.14	166.09
+9.18	2800.52	25708.77	0.21	246.59
+12.24	2759.1	33771.38	0.28	323.92
+ 15.30	2402.19	36753.51	0.30	352.53
SOMME		122308.414	1	1173.136

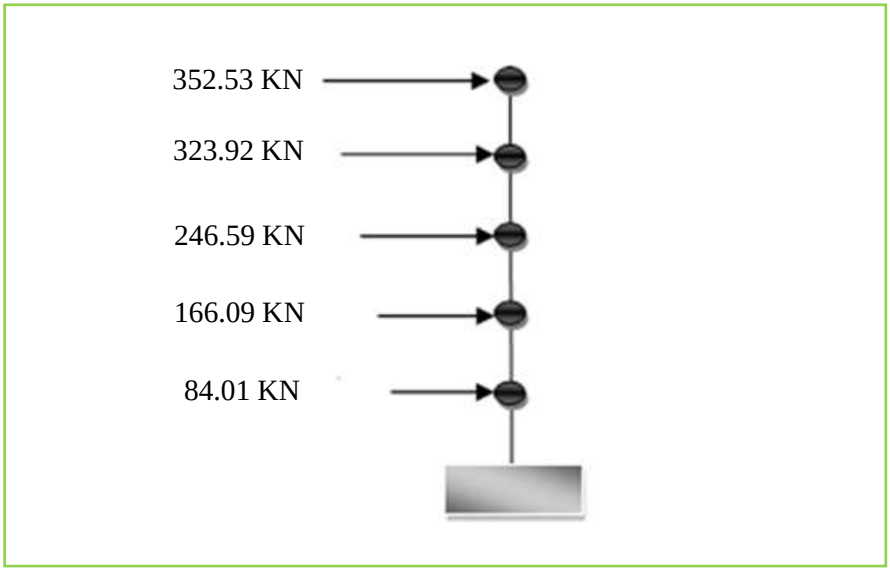


Figure.IV.10. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.

✓ V_Y =1127.638 KN

Tableau.IV.16. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.

Niveau (m)	W_i	W_ih_i	α_y	F_{iy} (KN)
+3.06	2862.18	8758.27	0.072	80.75
+6.12	2829.49	17316.48	0.14	159.65
+9.18	2800.52	25708.77	0.21	237.03
+12.24	2759.1	33771.38	0.28	311.36
+ 15.30	2402.19	36753.51	0.30	338.85
SOMME		122308.414	1	1127.638

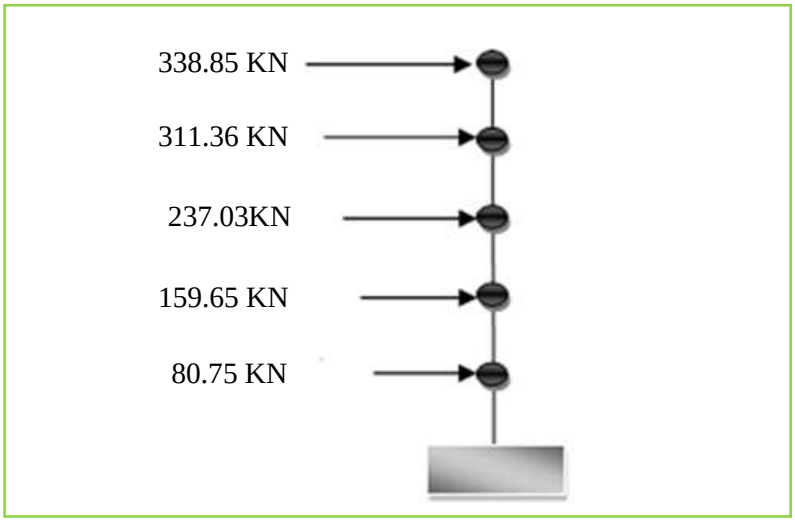


Figure.IV.11. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y.

IV.4.4.2.Moment de renversement :

Tableau.IV.17. Calcul du moment de renversement.

Niveau (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+3.06	84.01	80.75	257.058413	247.0888584
+6.12	166.09	159.65	1016.48982	977.0670665
+9.18	246.59	237.03	2263.68539	2175.892365
+12.24	323.92	311.36	3964.8093	3811.041203
+ 15.30	352.53	338.85	5393.64357	5184.460663
∑Mo			12895.6865	12395.55016

IV.4.4.3.Moment stabilisant :

Tableau.IV.18. Calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
+3.06	2862.18	11.82	6.4	33830.97	18317.95
+6.12	2829.49	11.83	6.4	33472.87	18108.74
+9.18	2800.52	11.83	6.4	33130.15	17923.33
+12.24	2759.1	11.86	6.39	32722.93	17630.65
+ 15.30	2402.19	11.62	6.49	27913.45	15590.21
$\sum M_t$				161070.36	87570.88

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1.5$

Tableau.IV.19. Vérification de stabilisation.

M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ox} (KN.m)	M_{oy} (KN.m)	M_{tx}/M_{0x}	M_{ty}/M_{0y}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1.5$
161070.36	87570.88	12895.6865	12395.55016	12.49	7.06	C.V

Conclusion : La structure est vérifiées contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement.

IV.4.5.Vérification des déplacements inter-étages :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{ek} \qquad \textbf{(Art.4.4.3: RPA 99 Version 2003) [1]}$$

Avec :

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.
- he : la hauteur de l'étage k.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon **(Art.5.10 : RPA 99 Version 2003) [1]** : le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser :

$$\Delta \text{ k limite} = 0.01 \times h_e$$

Tableau.IV.20. Vérification des déplacements inter-étage sens X.

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	0.01. he (cm)	Vérification
+00.00	0.00	0.00			
+3.06	0.06	0.31	0.31	3.06	OK
+6.12	0.16	0.81	0.50	3.06	OK
+9.18	0.27	1.34	0.54	3.06	OK
+12.30	0.38	1.88	0.54	3.06	OK
+15.30	0.47	2.36	0.48	3.06	OK

Tableau.IV.21. Vérification des déplacements inter-étage sens Y.

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	0.01. he (cm)	Vérification
+00.00	0.00	0.00			
+3.06	0.09	0.43	0.43	3.06	OK
+6.12	0.24	1.21	0.78	3.06	OK
+9.18	0.41	2.07	0.86	3.06	OK
+12.30	0.59	2.95	0.88	3.06	OK
+15.30	0.75	3.73	0.78	3.06	OK

IV.4.6.Vérification des déplacements en tête :

Pour le calcul des déplacements en tête on suppose notre structure comme une console encastré à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et ont vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console. **(CBA 93 Article : B.6.5.3) [2] ;RPA 88**

Avec : $\bar{\delta}$ =H/250

$\bar{\delta}$: Déplacement admissible de la structure.

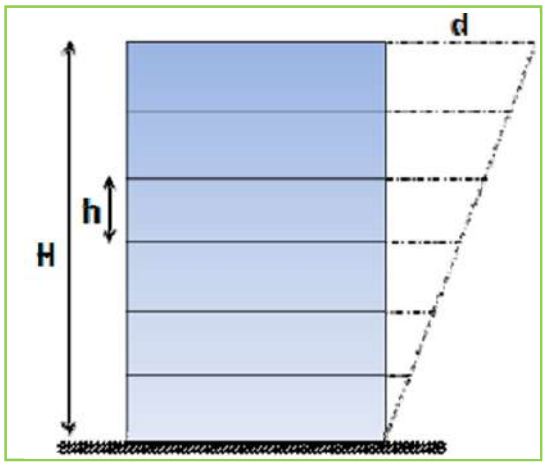


Figure.IV.12. déplacements en tête.

Tableau.IV.22. Vérification des déplacements en tête.

sens	δ_{ek} (cm)	$\delta_k = \delta ek * R$ (cm)	$\bar{\delta}$ =H/250 (cm)	Vérification $\delta_k \leq \bar{\delta}$
Suivant X	0.47	2.35	6.12	OK
Suivant Y	0.75	3.75	6.12	OK

IV.4.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : (Art.5.9 : RPA 99 Version 2003) [1]

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \Delta_k / V_k \times h_k \leq 0.10$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- 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 de l'étage « k ».

- Si $0,10<\theta\leq 0,20$, 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° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

- Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau.IV.23. Vérification l'effet P-Δ sens X.

h_k (m)	P_k (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0.10
+3.06	2862.18	84.01	0.31	0.034	C.V
+6.12	2829.49	166.09	0.50	0.028	C.V
+9.18	2800.52	246.59	0.54	0.020	C.V
+12.24	2759.1	323.92	0.54	0.015	C.V
+15.30	2402.19	352.53	0.48	0.011	C.V

Tableau IV.24. Vérification l'effet P-Δ sens Y.

h_k (m)	P_k (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ ≤ 0.10
+3.06	2862.18	80.75	0.80	0.050	C.V
+6.12	2829.49	159.65	1.20	0.045	C.V
+9.18	2800.52	237.03	0.80	0.033	C.V
+12.24	2759.1	311.36	1.20	0.026	C.V
+15.30	2402.19	338.85	0.80	0.018	C.V

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.4.8.Vérification de cisaillement des éléments :

Par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

a. les poutres : Selon *CBA93* ► [Art A.5.1] ◄ [2]

$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$

$\bar{\tau}$ = Min $[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5Map]

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Tableau IV.25. Vérification de cisaillement des poutres.

h_k (m)	T(KN)	τ_{max}(Mpa)	combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
PP (30x40)	-143.015	1.29	ELU	3.33	C.V
PS (30x35)	-42.735	0.44	G+Q+Edx	4.34	C.V
P.arc (30x45)	-41.504	0.33	ELU	3.33	C.V

b. les poteaux : Selon RPA99 Version2003 ► [Art 7.4.3.2] ◄ [1]

$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$

$\bar{\tau} = \rho_d f_{c28}$ avec : $\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda < 5 \end{cases}$ et $f_{c28} = 25Mpa$

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Tableau IV.26. Vérification de cisaillement des poteaux suivant (x).

h_k (m)	T(KN)	τ_{max}(Mpa)	combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Pot (35x35)	28.670	0.25	G+Q+Edx	1.88	C.V
Pot (40x40)	39.492	0.26	G+Q+Edx	1.88	C.V
Pot (45x45)	44.492	0.23	G+Q+Edx	1.88	C.V

Tableau IV.27. Vérification de cisaillement des poteaux suivant (y).

h_k (m)	T(KN)	τ_{max}(Mpa)	combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Pot (35x35)	38.123	0.35	G+Q+Edx	1.88	C.V
Pot (40x40)	46.283	0.32	G+Q+Edx	1.88	C.V
Pot (45x45)	44.492	0.24	G+Q+Edx	1.88	C.V

Commentaire :

Les poteaux sont soulagé sous l'effet des forces de compression G+Q+E

IV.4.9.Vérification de l'effort normal réduit à la base : selon RPA Version 2003 ► [Art 7.1.3.3] ◄ [1]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Où :

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

Bc est l'aire (section brute) de cette dernière

fcj : est la résistance caractéristique du béton

Tableau IV.28. Vérification de l'effort normal réduit à la base.

h_k (m)	N_d (KN)	υ	combinaison	Vérification $\upsilon \leq 0,3$
Pot (45x45)	1410.76	0.28	ELU	C.V
Pot (45x45)	1410.76	0.28	ELU	C.V

IV.5.Conclusion général :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète un bon comportement vis-à-vis les actions sismiques. La structure à une très bonne stabilité et rigidité contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correct.

Chapitre IV

Etude SISMIQUE

V.1.Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur, en l'occurrence le CBA93 et RPA99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation ; nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du **CBA 93 : [2]**
  - E.L.U :1,35G +1,5Q
  - E.L.S : G + Q
- les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003(Art 5.2) [1]**
  - G +Q ± E
  - 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2.Ferraillage des poutres :

V.2.1.Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

- **Les sections:**
  - Poutres principales : **(bxh)** = (30x40) cm^2
  - Poutres secondaires : **(bxh)** = (30x35) cm^2
  - Poutres en arcs : **(bxh)** = (30x45) cm^2
  - Le chainage : **(bxh)** = (30x30) cm^2

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau.V.1. Les données de calcul.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s = 1,15	γ_b = 1, 15	γ_s = 1,00
f_{c28} = 25 MPa	FeE 400	f_{c28} = 25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ = 14,2Mpa	σ_s = 348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ = 18,50 MPa	σ_s = 400 MPa

V.2.2. Recommandation du RPA99 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales : ►► Art [7.5.2.1] ◄◄ [1]

- ❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- ❖ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- ❖ Les poutres supportant des faibles charges verticales sont 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 de recouvrement est de 40ϕ en Zone IIa.
- ❖ A Travée et appui $\geq A_{min}$ CBA et A_{min} RPA
- ❖ A Travée et appui $\leq A_{max}$ RPA

V.2.2.b. Armatures transversales ►► Art [7.5.2.2] ◄◄ [1]

- ❖ La quantité d'armatures transversales est donnée par : $A_t = 0.003.\ S_t\ .b$

$$\begin{cases} S_t \leq h/2 \text{ en} & \text{Zone courante} \\ S_t \leq \min(h/4\ ;\ 12\phi_l) & \text{Zone nodale} \end{cases}$$

- b : largeur de la poutre.
- S_t : espacement maximum entre les armatures transversales.

❖ **Selon le CBA93 (A.7.1.2) : [2]**

La section des armatures longitudinales **(A.7.1.2)** est : $A \geq A_{min} = \dfrac{b.h}{1000}$

L'espacement des armatures transversales **(A.5.1.2)** est tel que :

$S_t \leq \min[0{,}9d;\ 40cm]$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b.S_t} \geq 0{,}4MPa$$

$$\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_S.(\tau_u - 0{,}3 f_{c28}.K)}{0{,}9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec K=1, $\alpha = 90^0$

Le diamètre des armatures transversales **(A.6.4.2)** est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right]$$

V.2.3. Les efforts :

Les efforts pris en compte dans le calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.2. Efforts internes maximum des poutres principales.

Niveau	Poutre	M (KN.m)	M_{ult} (KN.m)	Situa	Combinaisons	M_{ser} (KN.m)	T_{ult} (KN)
Terrasse	INTE	M_t	57.51	Dur	ELU	42.10	-
		M_a	-84.20	Dur	ELU	-61.60	-117.332
	RIVE	M_t	39.34	Dur	ELU	28.70	-
		M_a	-51.64	Acc	G+Q+Edy	-34.40	-72.196
3ème 2ème 1ère RDC	INTE	M_t	69.16	Dur	ELU	49.36	-
		M_a	-104.21	Dur	ELU	-74.45	-143.015
	RIVE	M_t	50.51	Dur	ELU	36.42	-
		M_a	-67.10	Acc	G+Q+Edy	-47.90	-98.751

Tableau.V.3.Efforts internes maximum des poutres secondaires.

Niveau	Poutre	M (KN.m)	M_{ult} (KN.m)	Situa	Combinaisons	M_{ser} (KN.m)	T_{ult} (KN)
Terrasse	INTE	M_t	10.70	Acc	G+Q+Edy	5.90	-
		M_a	-10.87	Dur	ELU	-7.91	-16.387
	RIVE	M_t	16.92	Acc	G+Q+Edx	4.72	-
		M_a	-35.47	Acc	G+Q+Edx	-16.91	-31.862
3ème 2ème 1ère RDC	INTE	M_t	10.41	Acc	G+Q+Edx	5.58	-
		M_a	-15.63	Acc	G+Q+Edx	-8.33	-19.926
	RIVE	M_t	22.38	Acc	G+Q+Edx	4.63	-
		M_a	-42.08	Dur	ELU	-16.55	-42.735

Tableau.V.4.Efforts internes maximum des poutres en arcs.

Niveau	Poutre	M (KN.m)	M_{ult} (KN.m)	Situa	Combinaisons	M_{ser} (KN.m)	T_{ult} (KN)
RIVE	Terrasse	M_t	10.25	Dur	ELU	7.52	-
		M_a	-13.06	Dur	ELU	-9.53	29.13
	Etages	M_t	33.04	Dur	ELU	23.95	-
		M_a	-50.31	Acc	G+Q+Edx	-25.85	-41.462

V.2.4.Calcul des armatures longitudinales:

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.5. Section des armatures longitudinales des poutres principales (porteuse).

Etage	Poutre	M	M_u (KN.m)	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	A_{chois} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		Nombre des barres
							CBA	RPA	
Terrasse	INTE	M_t	57.51	4.64	0	5.65	1.20	6.00	**5HA12**
		M_a	-84.20	6.99		7.70	1.20	6.00	**5HA14**
	RIVE	M_t	39.34	3.12	0	4.52	1.20	6.00	**4HA12**
		M_a	-51.64	4.15		5.65	1.20	6.00	**5HA12**
4^{eme} 3^{eme} 2^{eme} 1^{ere} RDC	INTE	M_t	69.16	5.65	0	6.16	1.20	6.00	**4HA14**
		M_a	-104.21	8.84		9.24	1.20	6.00	**6HA14**
	RIVE	M_t	50.51	4.05	0	5.65	1.20	6.00	**5HA12**
		M_a	-67.10	5.47		7.70	1.20	6.00	**5HA14**

Tableau.V.6. Section des armatures longitudinales des poutres secondaires.

Etage	Poutre	M	M_u (KN.m)	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	A_{chois} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		Nombre des barres
							CBA	RPA	
Terrasse	INTE	M_t	10.70	1.10	0	3.39	1.05	5.25	**3HA12**
		M_a	-10.87	1.10		3.39	1.05	5.25	**3HA12**
	RIVE	M_t	16.92	1.53	0	3.39	1.05	5.25	**3HA12**
		M_a	-35.47	3.27		3.39	1.05	5.25	**3HA12**
4^{eme} 3^{eme} 2^{eme} 1^{ere} RDC	INTE	M_t	10.41	1.10	0	3.39	1.05	5.25	**3HA12**
		M_a	-15.63	1.41		3.39	1.05	5.25	**3HA12**
	RIVE	M_t	22.38	2.03	0	3.39	1.05	5.25	**3HA12**
		M_a	-42.08	3.92		4.52	1.05	5.25	**4HA12**

Tableau.V.7. Section des armatures longitudinales des poutres en arcs.

Etage	Poutre	M	M_u (KN.m)	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	A_{chois} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		Nombre des barres
							CBA	RPA	
RIVE	Terrasse	M_t	10.25	1.39	0	3.39	1.35	6.75	**3HA12**
		M_a	-13.06	1.39		3.39	1.35	6.75	**3HA12**
	Etages	M_t	33.04	2.29	0	3.39	1.35	6.75	**3HA12**
		M_a	-50.31	3.52		4.52	1.35	6.75	**4HA12**

➢ **Le chainage : (Les balcons)**

Tableau.V.8. Section des armatures longitudinales de chainage.

Etage	M	M_u (KN.m)	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	A_{chois} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		Nombre des barres
						CBA	RPA	
RIVE	M_t	12.46	1.06	0	3.39	0.9	4.5	**3HA12**
	M_a	-19.23	1.66		3.39	0.9	4.5	**3HA12**

V.2.5.Vérification :

❖ **Vérification des contraintes à l'E.L.S:**

- Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Avec : $\sigma_b = \frac{M_{ser}.y}{I}$, $\overline{\sigma_b}$=0.6f_{c28} =15MPa

y : est déterminé à partir de l'équation :

$by^2/2+15A'_s(y-c')-15A_s(d-y)=0$.

$I=b.y^3/3+15A'_s(y-c')^2+15A_s(d-y)^2$.

- Si la fissuration est préjudiciable**,** on doit vérifier

✓ $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

✓ $\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}$

Avec : $\sigma_s = M_{ser}.15\frac{(d-y)}{I}$, $\overline{\sigma_s} \leq \min[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta.f_{t28}}] = 202MPa$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.9. Vérification des poutres principales à l'E.L.S.

Niv	Poutre	Position	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
Terrasse	INTE	Travée	42.10	5.65	6.98	15	C.V	-	-	-
		appuis	-61.60	7.70	9.18	15	C.V	-	-	-
	RIVE	Travée	28.70	4.52	5.16	15	C.V	187.59	201.63	C.V
		appuis	-34.40	5.65	5.70	15	C.V	181.75	201.63	C.V
4ème 3ème 2ème 1ère RDC	INTE	Travée	49.36	6.16	7.94	15	C.V	-	-	-
		appuis	-74.45	9.24	10.44	15	C.V	-	-	-
	RIVE	Travée	36.42	5.65	6.04	15	C.V	192.42	201.63	C.V
		appuis	-47.90	7.70	7.14	15	C.V	188.65	201.63	C.V

Tableau.V.10. Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S.

Niv	Poutre	Position	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
Terrasse	INTE	Travée	5.90	3.39	0.91	15	C.V	-	-	-
		appuis	-7.91	3.39	1.12	15	C.V	-	-	-
	RIVE	Travée	4.72	3.39	0.72	15	C.V	8.54	201.63	C.V
		appuis	-16.91	3.39	4.27	15	C.V	168.97	201.63	C.V
4ème 3ème 2ème 1ère RDC	INTE	Travée	5.58	3.39	0.86	15	C.V	-	-	-
		appuis	-8.33	3.39	1.18	15	C.V	-	-	-
	RIVE	Travée	4.63	3.39	0.71	15	C.V	8.38	201.63	C.V
		appuis	-16.55	4.52	3.76	15	C.V	125.64	201.63	C.V

Tableau.V.11. Vérification des poutres en arcs à l'E.L.S.

Niv	Poutre	Position	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
RIVE	Terrasse	Travée	7.52	3.39	0.71	15	C.V	8.76	201.63	C.V
		appuis	-9.53	3.39	0.84	15	C.V	11.10	201.63	C.V
	Etages	Travée	23.95	3.39	3.92	15	C.V	181.04	201.63	C.V
		appuis	-25.85	4.52	3.79	15	C.V	151.48	201.63	C.V

Tableau.V.12. Vérification de chainage à l'E.L.S.

Niv	Position	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
RIVE	Travée	9.21	3.39	1.91	15	C.V	21.67	201.63	C.V
	appuis	-14.27	3.39	4.73	15	C.V	169.75	201.63	C.V

❖ **Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 :**

Tableau.V.13. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA.

	Niveau	Posi	A_{chois} (cm^2)	A_{total} (cm^2)	A_{min} CBA = 1.20 cm^2	A_{min} RPA = 6.00cm^2	$A_{t\,max}$ RPA = 48 cm^2	$A_{a\,max}$ RPA =72cm^2	correction
terrasse	INTE	Travée	5.65	10.27	C.V	C.V	C.V	C.V	**5HA12**
		Appui	7.70	11.09	C.V	C.V	C.V	C.V	**5HA14**
	RIVE	Travée	4.52	7.92	C.V	C.V	C.V	C.V	**4HA12**
		Appui	5.65	9.05	C.V	C.V	C.V	C.V	**5HA12**
étages	INTE	Travée	6.16	10.78	C.V	C.V	C.V	C.V	**4HA14**
		Appui	9.24	13.85	C.V	C.V	C.V	C.V	**6HA14**
	RIVE	Travée	5.65	10.27	C.V	C.V	C.V	C.V	**5HA12**
		Appui	7.70	12.63	C.V	C.V	C.V	C.V	**5HA14**

Tableau .V.14. Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA.

	Niveau	Posi	A_{chois} (cm^2)	A_{total} (cm^2)	A_{min} CBA = 1.05 cm^2	A_{min} RPA = 5.25cm^2	$A_{t\,max}$ RPA = 42 cm^2	$A_{a\,max}$ RPA =63cm^2	correction
terrasse	INTE	Travée	3.39	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA12**
		Appui	3.39	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA12**
	RIVE	Travée	3.39	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA12**
		Appui	3.39	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA12**
étages	INTE	Travée	3.39	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA12**
		Appui	3.39	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA12**
	RIVE	Travée	3.39	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA12**
		Appui	4.52	9.05	C.V	C.V	C.V	C.V	**4HA12**

Tableau .V.15. Vérification des poutres en arcs selon les conditions RPA et CBA.

	Niveau	Posi	A chois (cm^2)	A_{total} (cm^2)	A_{min} CBA = 1.35 cm^2	A_{min} RPA = 6.75cm^2	$A_{t\ max}$ RPA = 54 cm^2	$A_{a\ max}$ RPA =81cm^2	correction
RIVE	terrasse	Travée	3.39	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA12**
		Appui	3.39	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA12**
	Etages	Travée	3.39	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA12**
		Appui	4.52	9.05	C.V	C.V	C.V	C.V	**4HA12**

Tableau .V.16. Vérification des chainages selon les conditions RPA et CBA.

	Posi	A chois (cm^2)	A_{total} (cm^2)	A_{min} CBA = 0.9 cm^2	A_{min} RPA = 4.5cm^2	$A_{t\ max}$ RPA = 36 cm^2	$A_{a\ max}$ RPA =54 cm^2	correction
RIVE	Travée	3.39	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA12**
	Appui	3.39	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA12**

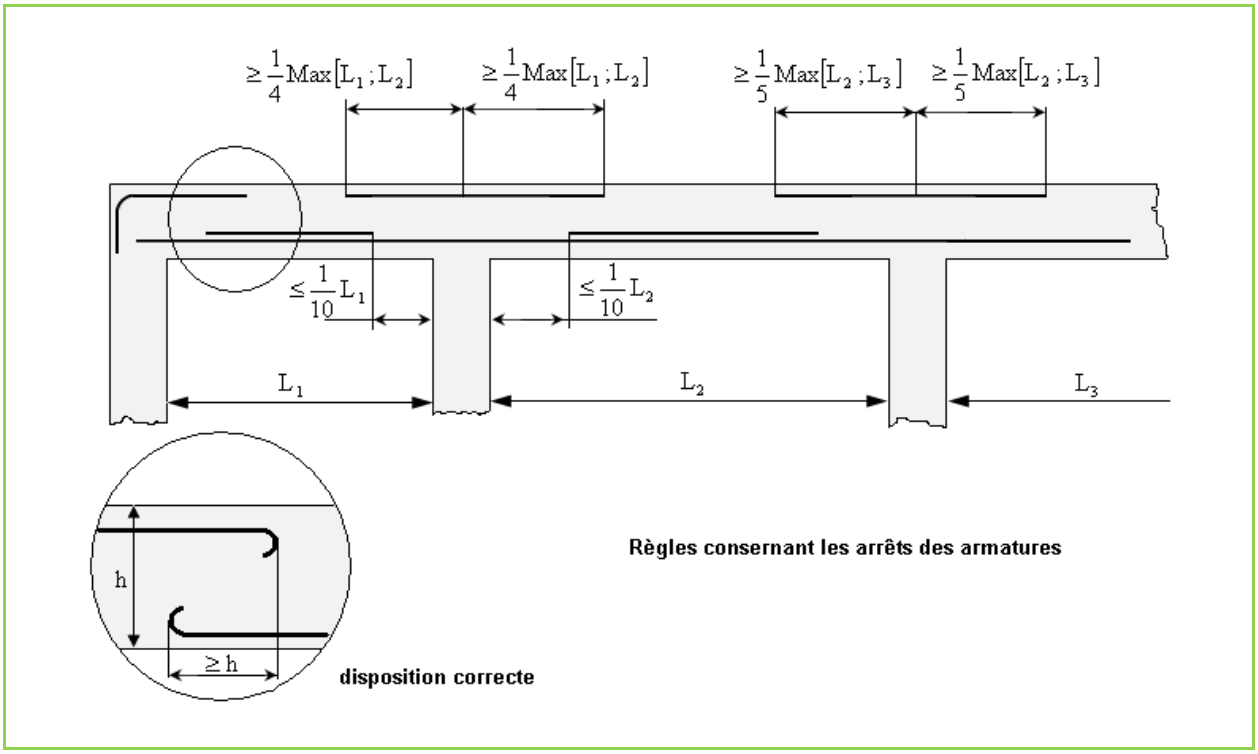


Figure.V.1. Disposition des armatures pour les poutres porteuses.

❖ **Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]**

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$

Tableau.V.17. Calcul de $\bar{\tau}_u$.

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	les fissurations est préjudiciable	les fissurations est peu nuisibles
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0,15\frac{f_{ci}}{\gamma_b};4MPa\right]$	$\min\left[0,2\frac{f_{ci}}{\gamma_b};5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u = 2,5MPa$	$\bar{\tau}_u = 3,33MPa$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3,26MPa$	$\bar{\tau}_u = 4,34MPa$

Tableau.V.18. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
terrasse	INTE	-117.332	1,35G+1,5Q	1.04	3.33	C.V
	RIVE	-72.196	G+Q+Edy	0.64	3.26	C.V
étages	INTE	-143.015	1,35G+1,5Q	1.27	3.33	C.V
	RIVE	-98.751	G+Q+Edy	0.88	3.26	C.V

Tableau.V.19. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
terrasse	INTE	-16.387	1,35G+1,5Q	0.17	3.33	C.V
	RIVE	-31.862	G+Q+Edx	0.33	3.26	C.V
étages	INTE	-19.926	G+Q+Edx	0.20	4.34	C.V
	RIVE	-42.735	1,35G+1,5Q	0.44	2.50	C.V

Tableau.V.20. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres en arcs.

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
RIVE	Terrasse	29.13	1,35G+1,5Q	0.23	2.5	C.V
	Etages	-41.462	G+Q+Edx	0.33	3.26	C.V

Tableau.V.21. Vérification de la contrainte de cisaillement des chainages.

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
RIVE	Terrasse	27.46	1,35G+1,5Q	0.33	2.5	C.V

V.2.6.Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

D'après **CBA 93** :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.22. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement.

	CBA 93		RPA 99 Ver 2003			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	S_t (cm)	A_t cm^2	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30x30	33.3	2.01	5	15	1.35	10	15	**4HA8**
30x35	33.3	2.01	8	15	1.35	10	15	**4HA8**
30x40	33.3	2.01	10	20	1.80	10	15	**4HA8**
30x45	33.3	2.01	10	20	1.80	10	15	**4HA8**

➢ **Remarque :**

Pour les poutres courtes on adopte l'espacement en zone nodale en toute la longueur de la poutre.

❖ **Justification des poutres en arcs sous sollicitation des moments de torsion : [2]**

En cas de la torsion dans les poutres en équilibrera cette torsion par les armatures transversale. On applique les vérifications de torsion sur les poutres en arcs sous un moment de torsion maximale obtenue à partir l'analyse appliquer par le **SAP2000.**

T_U = 10.20 KN.m

S_t = 15 cm (calcul précèdent)

Avec :

$\tau u = Tu/2\Omega b_0$; $[\tau] = Min [0.15 fc28/\gamma b ; 4 Mpa]$

$At. f_{et}/ St.\gamma s = \Sigma A_l.f_e/ u.\gamma s = Tu/2\Omega$; $St = 2\Omega. At. f_{et} / Tu. \gamma s$

Avec :

ΣA_l : la somme des sections des aciers longitudinaux ;

U : le périmètre du contour d'aire Ω ;

A_t : la section d'un cours d'armatures transversales situées dans la largeur prise en Compte pour le calcul de la contrainte tangente de torsion.

Tableau.V.23. Vérification de la torsion des poutres en arcs.

section	A_l (cm^2)	A_t (cm^2)	S_t cal (cm)	S_t adopte (cm)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
30x45	6.78	2.01	38.25	15.00	0.13	3.26	C.V

Et on a: **$A_t > 0.4. b_0. St/ f_{et}. \gamma s$…… (c.v)**

Et : **$A_l > 0.4. b_0. u/ f_{et}. \gamma s$…. (c.v)**

➢ **Conclusion :**

Le ferraillage des poutres en arcs est satisfait pour équilibrer les contraintes de torsion.

V.2.7.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

❖ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

❖ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$

❖ $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K \times M_0$

K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.75

Tableau.V.24. Vérification de la flèche des poutres.

	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4,2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4,2}{fe}$
PP	0.087	0.062	C.V	0.087	0.075	C.V	0.0055	0.0105	C.V
PS	0.15	0.062	C.V	0.15	0.075	C.V	0.0035	0.0105	C.V
P.arc	0.079	0.062	C.V	0.079	0.075	C.V	0.0027	0.0105	C.V
P.CH	0.078	0.062	C.V	0.078	0.075	C.V	0.0041	0.0105	C.V

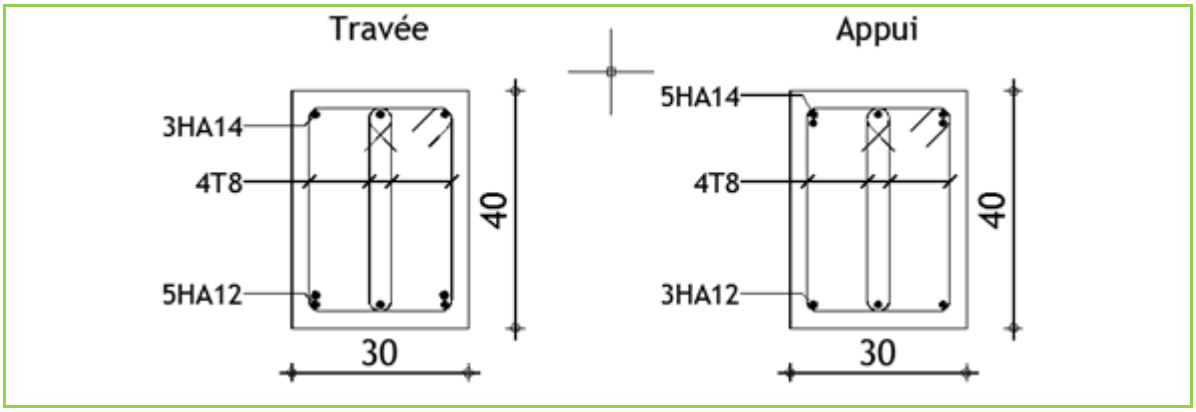


Figure.V.2. Ferraillage des poutres principale intermédiaires de terrasse.

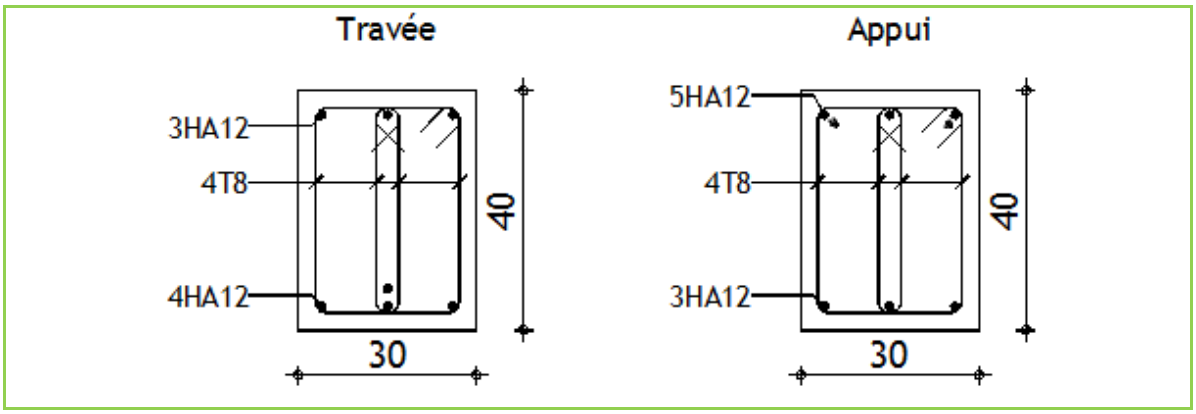


Figure.V.3. Ferraillage des poutres principales de rive de terrasse.

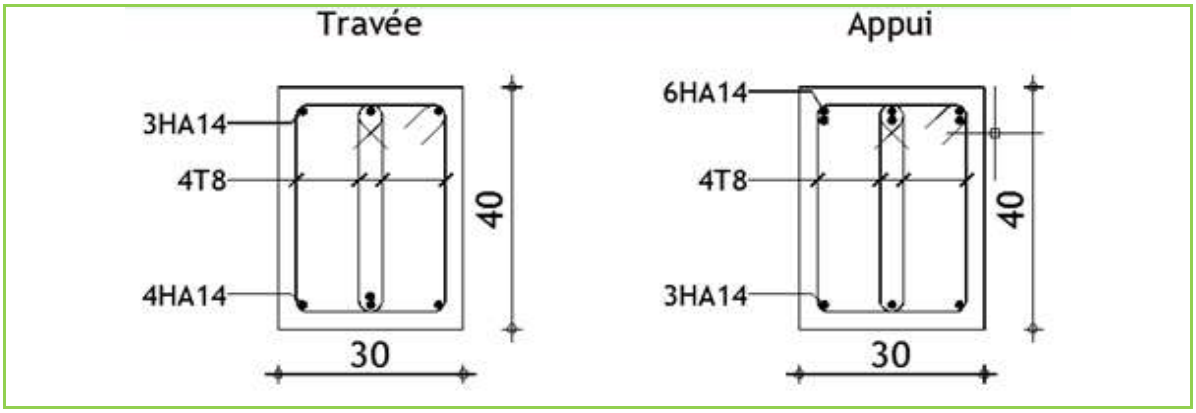


Figure.V.4. Ferraillage des poutres principales intermédiaires d'étages.

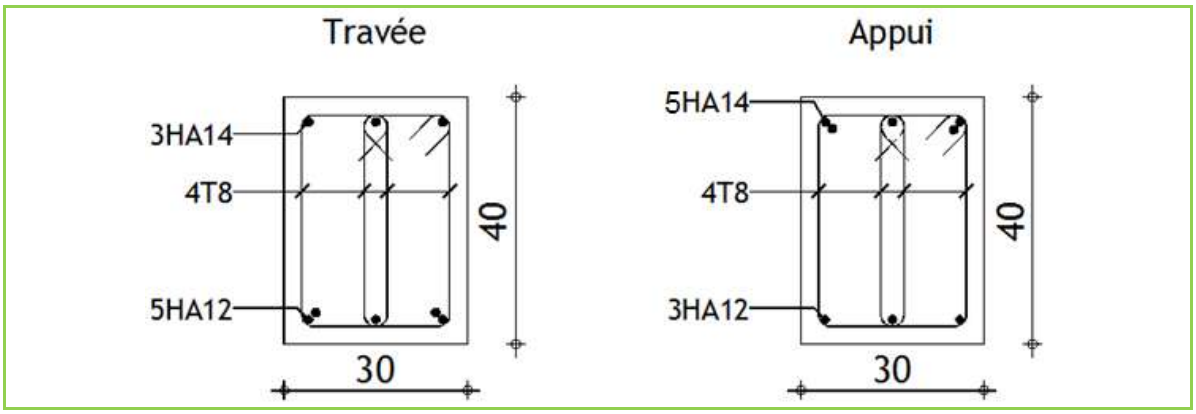


Figure.V.5. Ferraillage des poutres principales de rive d'étages.

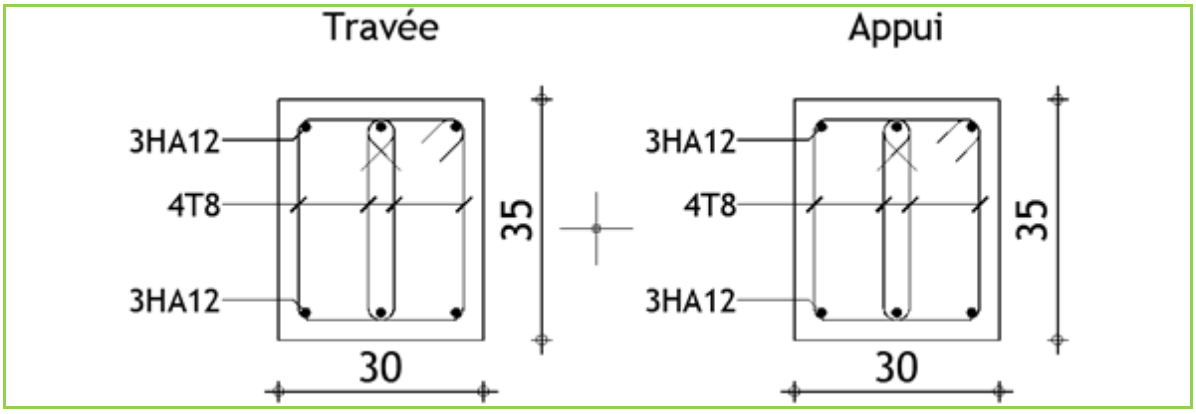


Figure.V.6. Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires de terrasse.

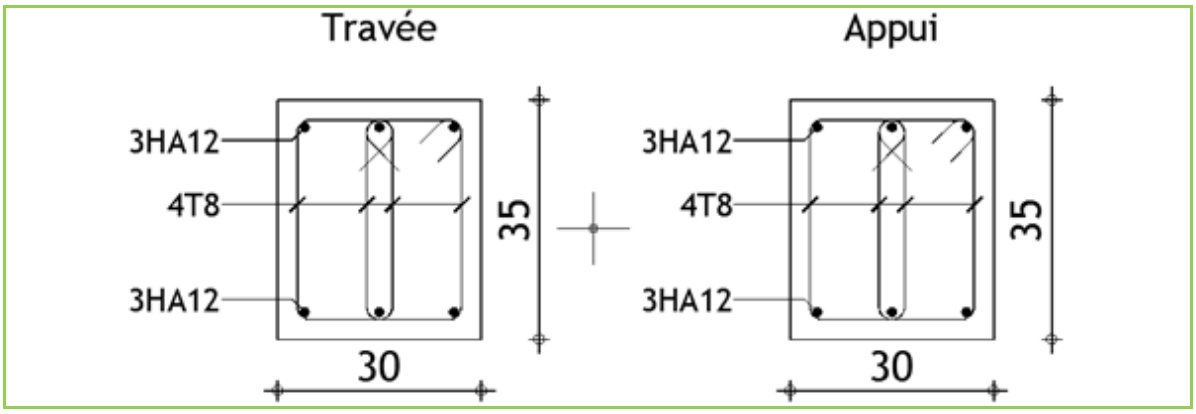


Figure.V.7. Ferraillage des poutres secondaires de rive de terrasse.

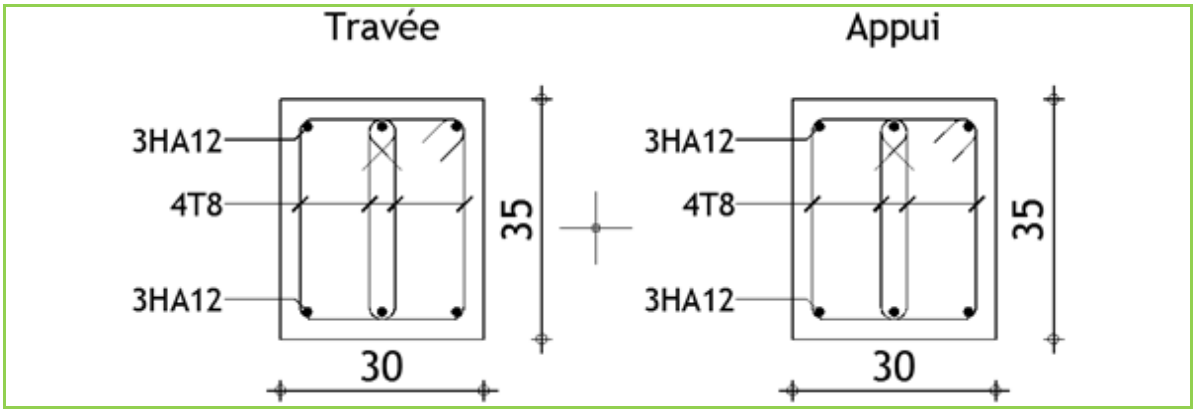


Figure.V.8. Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires d'étages.

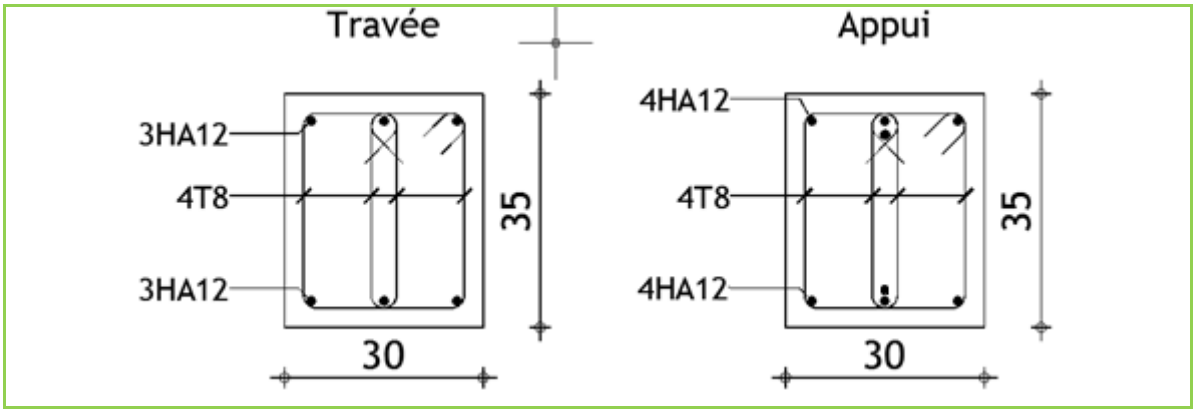


Figure.V.9. Ferraillage des poutres secondaires de rive d'étages.

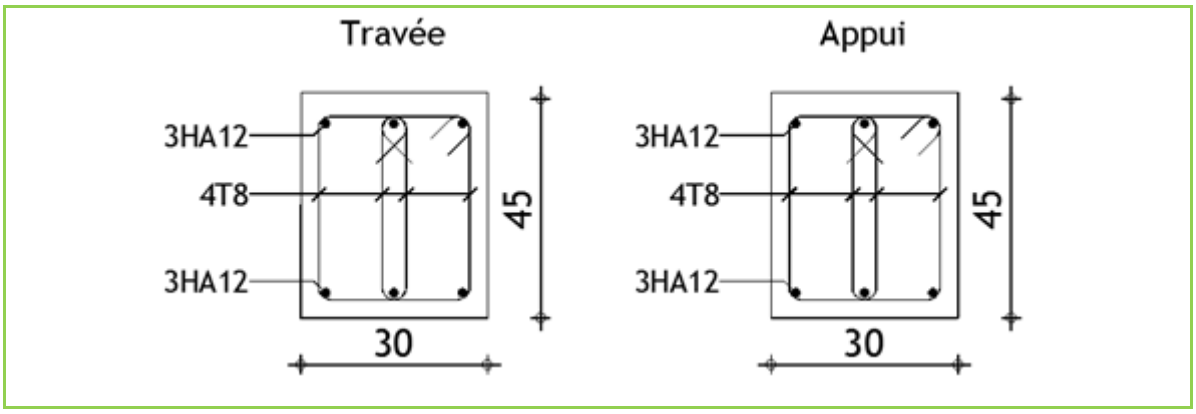


Figure.V.10. Ferraillage des poutres en arcs de rive de terrasse.

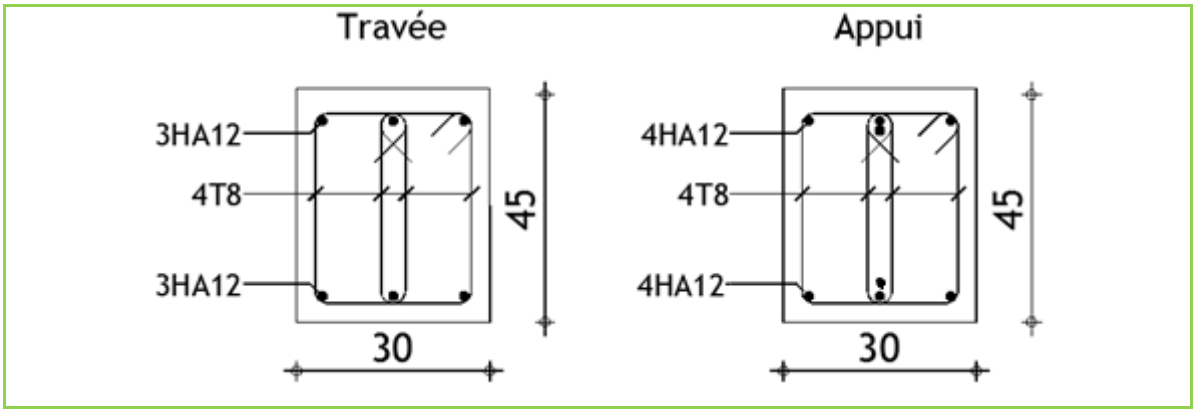


Figure.V.11. Ferraillage des poutres en arcs de rive d'étages.

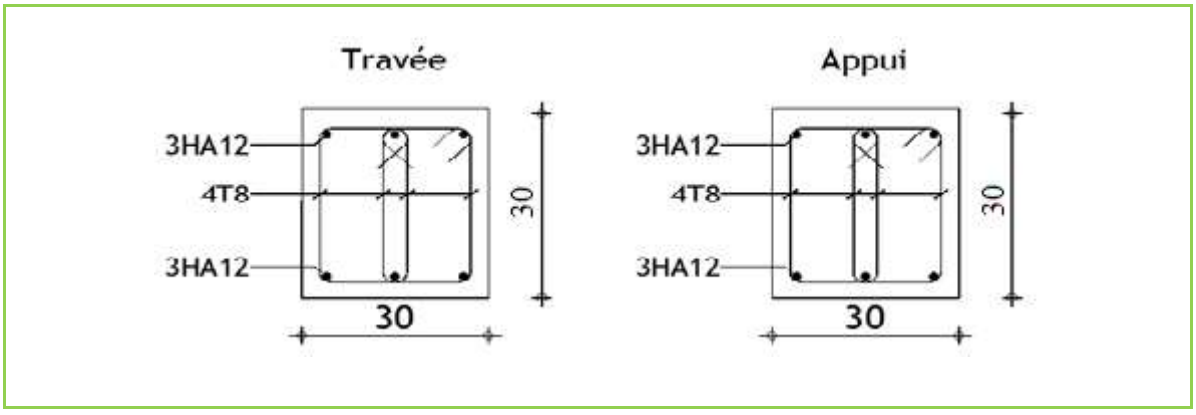


Figure.V.12. Ferraillage des chainages de rive d'étages.

V.3.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.1.Détermination des armatures longitudinales ;

V.3.1.a. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

$$A_\ell = min \begin{cases} 4\ cm^2\ \ par\ métre\ de\ longueur\ de\ parement \\ 0{,}1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\%\ \ B : section\ de\ béton\ comprimé \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.4.2.1] ◄◄ [1]**

La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

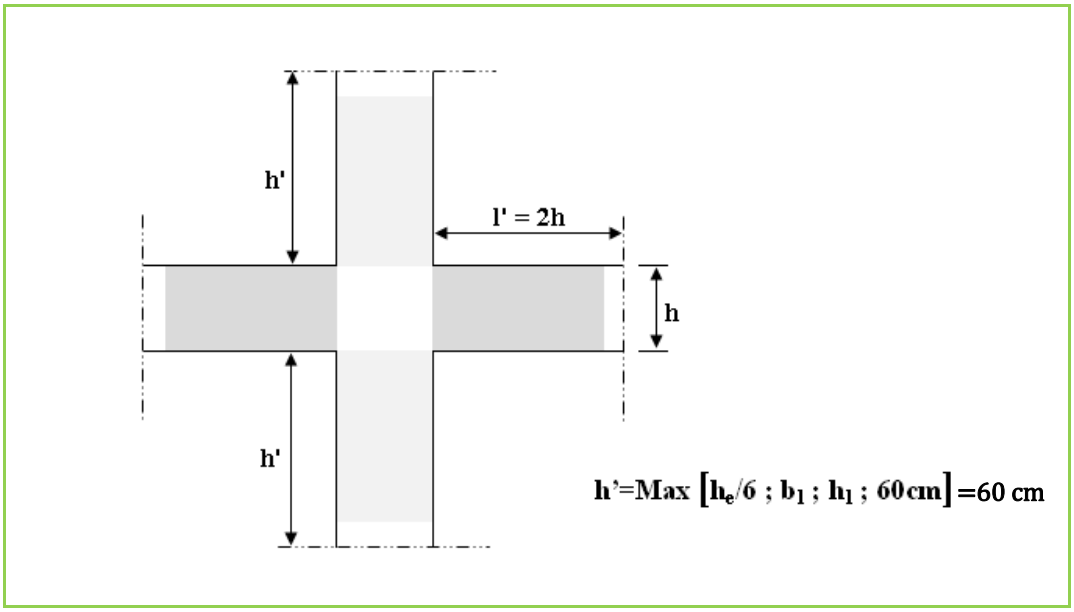


Figure.V.13. Définition de la zone nodale dans les poteaux.

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone IIa par:

$0{,}8\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 3\%$: En zone courante

$0{,}8\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 6\%$: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40 Φ en zone IIa
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure précédente.
  - he : la hauteur d'étage.

V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003►► Art [5.2] ◄◄** [1]

- ❖ G +Q ± E
- ❖ 0,8G ± E

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- ❖ M_{max} et son N_{corr}.
- ❖ N_{max} et son M_{corr}.
- ❖ N_{min} et son M_{corr}.

V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme par CBA93 : [2]

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_G = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

- ❖ e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- ❖ e_2 : Excentricités du 2eme ordre dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2=\frac{3.L_f^2(2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

- $\phi=\frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}}=2$: généralement pour le béton
- $\alpha=\frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}}=\frac{Mu\text{G}}{Mu}$
  - ✓ MuG : moment permanant de la barre correspond à la sollicitation considérée.
  - ✓ L_f : longueur de flambement.
  - ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

❖ e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(\text{cm})}{250}\ ,\ 2\ \text{cm}]$$

❖ on doit vérifier que :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\ (15 \text{ et} \frac{20*e1}{h})$$

V.3.2. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau.V.25. détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU.

	section	solli	valeur	situ	A_{CAL} (cm²)	A_{min}^{CBA} (cm²)	A_{min}^{RPA} (cm²)	A_{chois} (cm²)	Nbre des barres	vérif.
4ème étage (35×35)	SEC	N_{max} (KN)	219.84	Dur	7.47	1.23	9.80	**10.68**	**4HA14+ 4HA12**	C.V
		M_{corr} (KN.m)	10.33							
	SPC	M_{max} (KN.m)	46.06	Acc	7.47	1.23	9.80	**10.68**	**4HA14+ 4HA12**	C.V
		N_{corr} (KN)	90.23							
	SPC	N_{min} (KN)	4.95	Acc	7.47	1.23	9.80	**10.68**	**4HA14+ 4HA12**	C.V
		M_{corr} (KN.m)	17.13							
3ème étage (35×35)	SEC	N_{max} (KN)	508.64	Dur	7.47	1.23	9.80	**10.68**	**4HA14+ 4HA12**	C.V
		M_{corr} (KN.m)	-4.93							
	SPC	M_{max} (KN.m)	47.27	Acc	7.47	1.23	9.80	**10.68**	**4HA14+ 4HA12**	C.V
		N_{corr} (KN)	176.36							
	SPC	N_{min} (KN)	-9.36	Acc	7.47	1.23	9.80	**10.68**	**4HA14+ 4HA12**	C.V
		M_{corr} (KN.m)	23.65							
2ème étage (40×40)	SEC	N_{max} (KN)	803.43	Dur	8.53	1.60	12.80	**14.20**	**4HA16+ 4HA14**	C.V
		M_{corr} (KN.m)	-6.53							
	SPC	M_{max} (KN.m)	74.37	Acc	8.53	1.60	12.80	**14.20**	**4HA16+ 4HA14**	C.V
		N_{corr} (KN)	233.42							
	SPC	N_{min} (KN)	-103.15	Acc	12.66	1.60	12.80	**14.20**	**4HA16+ 4HA14**	C.V
		M_{corr} (KN.m)	42.58							
1ère étage (40×40)	SEC	N_{max} (KN)	1101.81	Dur	8.53	1,60	12.80	**16.08**	**8HA16**	C.V
		M_{corr} (KN.m)	-6.30							
	SPC	M_{max} (KN.m)	64.85	Acc	8.53	1.60	12.80	**16.08**	**8HA16**	C.V
		N_{corr} (KN)	256.68							
	SET	N_{min} (KN)	-283.80	Acc	15.30	1.60	12.80	**16.08**	**8HA16**	C.V
		M_{corr} (KN.m)	42.16							
RDC (45×45)	SEC	N_{max} (KN)	1410.81	Dur	9.6	2.03	16.20	**25.13**	**8HA20**	C.V
		M_{corr} (KN.m)	-2.78							
	SPC	M_{max} (KN.m)	50.12	Acc	15.71	2.03	16.20	**25.13**	**8HA20**	C.V
		N_{corr} (KN)	-178.13							
	SET	N_{min} (KN)	-521.34	Acc	23.23	2.03	16.20	**25.13**	**8HA20**	C.V
		M_{corr} (KN.m)	34.99							

V.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 : [2]

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

❖ Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.\nu_1}{I'_G} \qquad \sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.(\nu_1 - c')}{I'_G}\right]$$

❖ Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

$$\sigma_s = 15\ k.(d - y_1)$$

Tableau.V.26. Vérification des armatures à ELS des poteaux.

	position	solli	valeur	Fissu	A (cm^2)	σ_b (MPa)	$[\sigma_b]$ (MPa)	σ_s (MPa)	$[\sigma_s]$ (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma s]$
4éme étage (35×35)	INT	N_{max}(KN)	161.27	peu	10.68	2.84	15	35.37	201.63	OK	OK
		M_{corr}(KN.m)	7.44								
	RIVE	M_{max}(KN.m)	22.86	préj	10.68	6.66	15	88.44	201.63	OK	OK
		N_{corr}(KN)	108.19								
	COIN	N_{min}(KN)	62.80	préj	10.68	2.84	15	43.68	201.63	OK	OK
		M_{corr}(KN.m)	11.76								
3éme étage (35×35)	INT	N_{max}(KN)	369.23	peu	10.68	3.46	15	49.25	201.63	OK	OK
		M_{corr}(KN.m)	-3.89								
	RIVE	M_{max}(KN.m)	18.53	préj	10.68	6.82	15	79.11	201.63	OK	OK
		N_{corr}(KN)	216.81								
	COIN	N_{min}(KN)	113.80	préj	10.68	4.95	15	55.16	201.63	OK	OK
		M_{corr}(KN.m)	-18.94								
2éme étage (40×40)	INT	N_{max}(KN)	582.10	peu	14.20	4.47	15	62.92	201.63	OK	OK
		M_{corr}(KN.m)	-4.94								
	RIVE	M_{max}(KN.m)	23.49	préj	14.20	4.82	15	61.95	201.63	OK	OK
		N_{corr}(KN)	339.54								
	COIN	N_{min}(KN)	182.00	préj	14.20	4.23	15	52.01	201.63	OK	OK
		M_{corr}(KN.m)	-26.08								
1ére étage (40×40)	INT	N_{max}(KN)	797.58	peu	16.08	5.70	15	80.84	201.63	OK	OK
		M_{corr}(KN.m)	-4.40								
	RIVE	M_{max}(KN.m)	13.64	préj	16.08	4.87	15	65.47	201.63	OK	OK
		N_{corr}(KN)	474.55								
	COIN	N_{min}(KN)	257.23	préj	16.08	4.06	15	52.30	201.63	OK	OK
		M_{corr}(KN.m)	-18.05								
RDC (45×45)	INT	N_{max}(KN)	1020.78	peu	25.13	4.52	15	67.63	201.63	OK	OK
		M_{corr}(KN.m)	-1.93								
	RIVE	M_{max}(KN.m)	3.22	préj	25.13	2.42	15	36.00	201.63	OK	OK
		N_{corr}(KN)	521.14								
	COIN	N_{min}(KN)	373.12	préj	25.13	2.05	15	29.99	201.63	OK	OK
		M_{corr}(KN.m)	-8.70								

V.3.4.Détermination des armatures transversales :

V.3.4.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u par CBA93 : [2]

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

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

V.3.4.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

❖ **Selon le CBA93 : [2]**

Armatures droites ($\alpha = 90°$)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄** [1]

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d\, f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec :

λ : c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{aligned}\lambda &= \frac{\ell_f}{i}\\ \mathrm{i} &= \sqrt{\frac{I}{B}}\end{aligned}\right\}$$ Pour une section carrée de côté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

V.3.4.c. Vérification des contraintes tangentielles :

Tableau.V.27. Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Section	Situ.	V_u (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]_{RPA}$ (MPa)	$[\tau_u]_{CBA}$ (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
35x35	Acc	38.123	0.34	18.43	0.075	1.875	4.34	C.V
40x40	Acc	46.283	0.41	16.13	0.075	1.875	4.34	C.V
45x45	Acc	44.492	0.39	14.33	0.075	1.875	4.34	C.V

V.3.4.d. Calcul des armatures transversales :

❖ **Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.3] ◄◄ [2]**

- $\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$
- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- $S_t \leq \frac{0{,}9 \times A_t \times \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28} \times K)}$ Dans le cas de la flexion composée $K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$
- $S_t \leq \text{Min}\,[0{,}9d, 40\text{cm}]$
- $\frac{A_t \times f_{et}}{b_0 \times S_t} \geq 0.4$ MPa

❖ **Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄ [1]**

$$S_t = \frac{h\,.fe\,.\,A_t}{\rho.Vu}$$

Avec:

$A_t = n_t.a_t$

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \ell_f/a$

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

✓ Dans la zone nodale : $S_t \leq \text{Min}\,(10\phi_l, 15\text{ cm})$ en zone IIa

✓ Dans la zone courante : $S_t \leq 15\phi l$ en zone IIa

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/(S_t \times b)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

Tableau.V.28. Les armatures transversales et leurs espacements.

Section	V_u (KN)	A_t (mm²)	λ_g	ρ	St_{cal}	Zone	$S_{t\ RPA}$	$S_{t\ CBA}$	$S_{t\ finale}$	Choix
35x35	38.123	2.01	5.32	2,5	19.14	Z.C	16	29.25	15 cm	4HA8
						Z.N	10	29.25	10 cm	4HA8
40x40	46.283	2.01	4.66	3.75	16.75	Z.C	17	33.75	15 cm	4HA8
						Z.N	10	33.75	10 cm	4HA8
45x45	44.492	2.01	4.13	3.75	14.89	Z.C	17	38.25	15 cm	4HA8
						Z.N	10	38.25	10 cm	4HA8

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄ :**

Tableau.V.29. Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Section	Zone	$\frac{A_t}{S_t \times b}$ (%)	$\frac{A_t}{S_t \times b} > 0{,}3\%$
35x35	Z.C	0.38	C.V
	Z.N	0.57	C.V
40x40	Z.C	0.34	C.V
	Z.N	0.50	C.V
45x45	Z.C	0.30	C.V
	Z.N	0.44	C.V

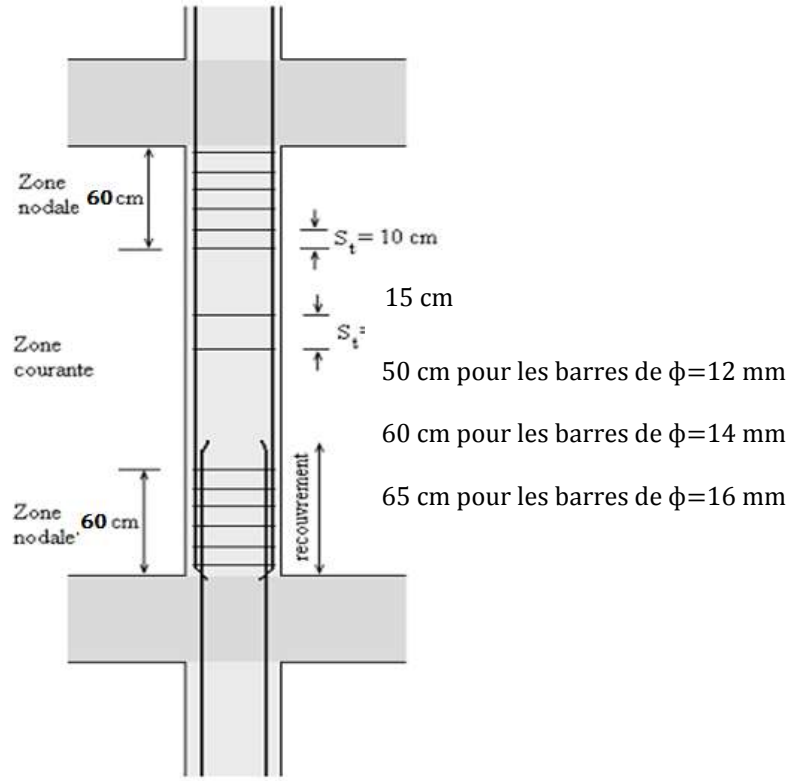


Figure.V.14. Disposition des armatures pour les poteaux.

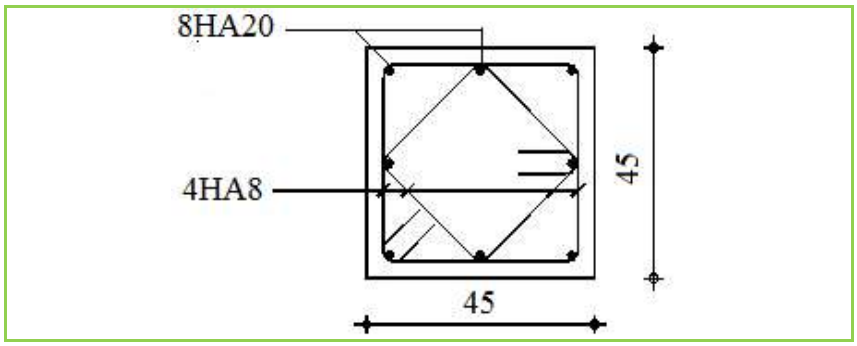


Figure.V.15. Ferraillage des poteaux de RDC.

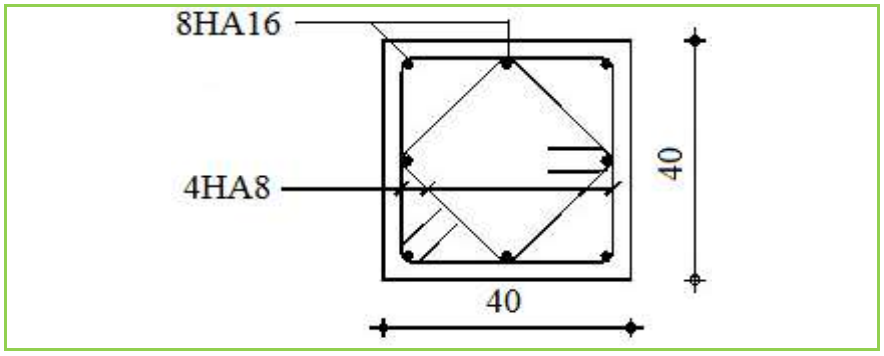


Figure.V.16. Ferraillage des poteaux de 1er étage.

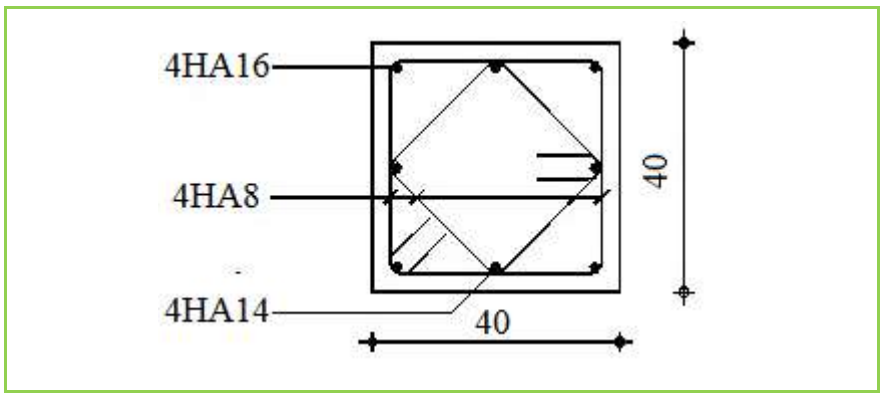


Figure.V.17. Ferraillage des poteaux de 2éme étage.

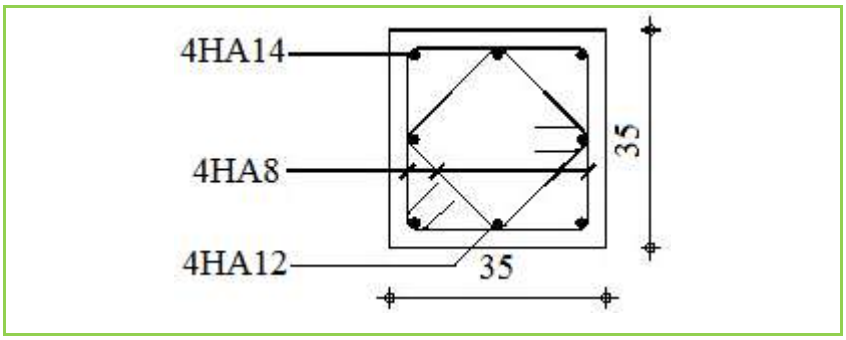


Figure.V.18. Ferraillage des poteaux des étages 3, 4ème étage.

V.4. Ferraillage des voiles :

V.4.1. Les voiles pleins :

Les voiles sont soumis à l'effet de leur poids propre, ils reprennent les charges verticales reparties ou concentrées provenant des planchers et les charges horizontales dues au séisme. Ils seront calculés en flexion composée à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales qui engendrent des efforts normaux et aux forces horizontales provoquant des efforts tranchants et des moments fléchissant.

Le ferraillage des refends se compose des trois types d'armatures suivantes :

- ❖ Les armatures verticales.
- ❖ Les armatures transversales.
- ❖ Les armatures horizontales.
- ❖ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.2.Voiles avec files d'ouvertures :

V.4.2.a. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée. Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.2.b. Les linteaux:

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- ❖ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- ❖ Des aciers transversaux "A_t ".

V.4.3. Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

le calcul des voiles se fait flexion composé ou flexion simple.

V.4.3.a. Recommandations réglementaires :

- ❖ **Armatures verticales:**

L'acier choisi est de type haut adhérence FeE 400.

- **Condition de non fragilité**
  - ✓ **Selon le CBA 93: [2]**

$$0{,}1\% \le \frac{A_v}{a.b} \le 5\%$$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

✓ **Selon le RPA 99(V2003): [1]**

$A_{ver} = 0{,}2\%B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0{,}15\%B$ dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0{,}1\%B$ dans la section courante.

Avec :

- B: section du voile.
- a: épaisseur du voile.
- φ_{ver} : diamètre vertical.

❖ **Armatures horizontales:**

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- **Selon le CBA 93: [2]**

Diamètre minimal : $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$S_h \leq \min[0{,}9d; 40cm]$

$S_h \leq \frac{A_h \cdot f_{eh}}{0{,}4.a}$

$S_t \leq \frac{A_h.0{,}9.f_{eh}}{\gamma_s.a.\tau_b}$

$\bar{\tau}_b = \min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_b = \min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$: Fissuration Préjudiciable.

- τ_b : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_b$: Contrainte de cisaillement admissible.
- A_h: section d'armatures horizontales.
- d = 0,9 h : hauteur utile.

- **Selon le RPA 99 V(2003) : [1]**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \min\left[1{,}5a; 30cm\right]$$

❖ **Armatures transversales:**

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.3.b. Recommandations pour les voiles et les trumeaux:(RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- 40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.
- Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq Min\left[1{,}5.a\,;\,30cm\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (zone\,courante) \\ \dfrac{S_v}{2} & (zone\,d'extrémité)\dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être les munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

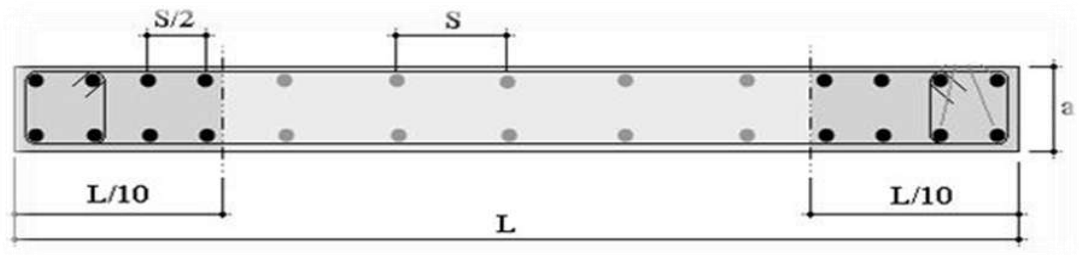


Figure.V.19. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.4. Armatures verticales :

V.4.4.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

Tableau.V.30. Les données de calcul.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
f_{c28}= 25 MPa	FeE 400	f_{c28}=25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ s=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,50 MPa	σ s=400 MPa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans les tableaux suivants :

Pour les voiles libre on prévoir d'avoir des raidisseurs à ces extrémités pour avoir plus d'inertie pour éviter le voilement des voiles.

On adopte des poteaux de section de : **bxh = (25x25) cm²**

Tableau.V.31. Les voiles pleines (sens-Y), L=1.55 m.

Niv.	S (cm²)	N (KN)	M (KN.m)	Type	Situation	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)		S_t (cm)		$A_{adopté}$ (cm²)	Choix Pour Le voile
							CBA	RPA	Z.C	Z.N		
RDC	15× 130	459.98	450.74	SPC	Acc	8.4	2.33	3.49	15	10	2x14.70	2× (13HA12)
1er ; 2éme Etages	15×130	392.19	337.62	SPC	Acc	8.4	2.33	3.49	15	10	2x14.70	2× (13HA12)
3éme ; 4éme Etages	15×130	246.07	144.60	SPC	Acc	8.4	2.33	3.49	15	10	2x14.70	2× (13HA12)

V.4.4.b. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après le choix des armatures verticales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.
Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

❖ Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

❖ Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau.V.32. Vérification des contraintes à l'ELS.

Niv.	S (cm²)	N (KN)	M (KN.m)	A adopté (cm²)	σ_b(Mpa)	$\overline{\sigma_b}$(Mpa)	σ_s(Mpa)	$\overline{\sigma_s}$(Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	15× 130	350.01	33.46	14.70	2.10	**15**	31.24	**201.63**	OK
1er ; 2éme Etages	15×130	316.40	20.90	14.70	1.75	**15**	26.02	**201.63**	OK
3éme ; 4éme Etages	15×130	169.44	7.91	14.70	0.88	**15**	13.15	**201.63**	OK

V.4.4.c. L'espacement:

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

$$S_v \leq \text{Min}\begin{cases} 1.5a \\ 30\ \text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 25.5\ \text{cm} \\ 30\ \text{cm} \end{cases}$$

Avec:

- L : la largeur du voile
- a : l'épaisseur du voile

Les espacements adoptés pour chaque voile sont indiquées dans les tableaux précédents.

❖ **Les armatures transversales :**

Elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures verticales et horizontales. Par ailleurs elles empêchent le flambement éventuel des barres verticales. Ces dernières (les deux nappes d'armatures) doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

L'acier choisi pour les armatures transversales est le (HA6).

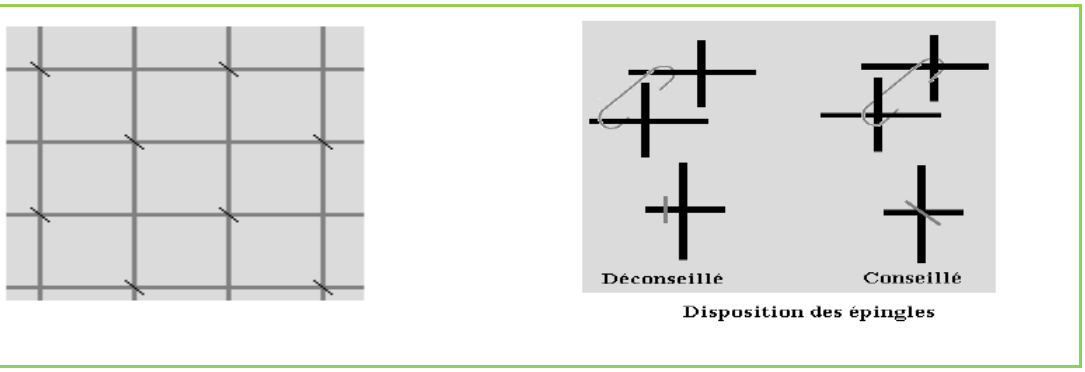


Figure.V.20. Les armatures transversales et les épingles.

Pour notre structure, toutes les longueurs de recouvrement sont : $l_r = 40.\phi = 50$ cm

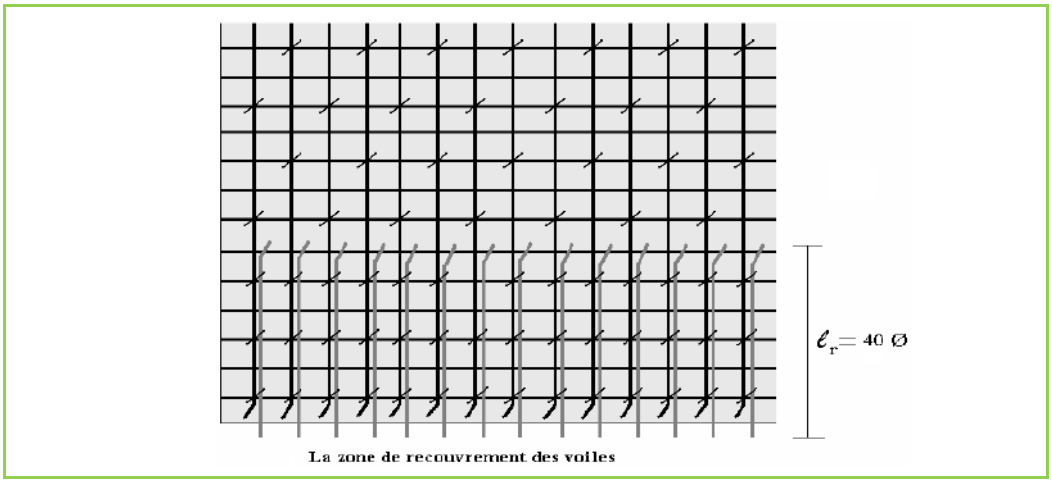


Figure.V.21. La zone de recouvrement des voiles.

❖ **Les armatures horizontales :**

Horizontalement le voile équilibrera l'effort tranchant provenant des efforts sismiques. Les calculs de détermination des armatures horizontales pour équilibrer l'effort tranchant ont donné des résultats très faibles, inférieurs aux sections minimales exigées par le RPA 99 ver2003,on adoptera les sections minimales de ce dernier.

✓ **Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :**

Dans le règlement (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0{,}2\, f_{c28} = 5\text{MPa}$$

Où : $\tau_b = \dfrac{\overline{V}}{b_0\, d}$ avec : $\overline{V} = 1{,}4 \times V_u$

- b_o : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile =0,9.h.
- h : hauteur totale de la section brute.

Le calcul des armatures horizontales se fait comme le calcul des armatures transversales des poteaux avec : $A_t = 2.\ a_t$

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : **[CBA : A.5.1.2.3] [2]**

$$S_t \leq \frac{0{,}9.\ A_t.\ \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_o(\tau_u - 0{,}3.\ f_{t28}.\ K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée :

$K = 1 + 3.\dfrac{Nu}{B.f_{c28}}$ (Compression) ; et $K = 1\text{-}10.\dfrac{Nu}{B.f_{c28}}$ (traction)

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq \text{Min}\ (0{,}9d\ ;\ 40\text{cm}) \ \textbf{CBA93 [2]} \\ S_t \leq \text{min}\ (1{,}5a;\ 30\text{cm}) \ \textbf{RPA99ver2003 ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄ [1]} \end{cases}$

V.4.5.Calcul des armatures horizontales et les espacements dans les voiles pleines :

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau.V.33. Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les voiles pleines.

Niv.	e (cm)	h (cm)	V_u (KN)	$\overline{V_u}$ (KN)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}$ (MPa)	S_h (cm)		S_h choisi (cm)	A_h (cm^2)	A_{min} RPA	A_h choisi (cm^2)
							RPA	CBA				
RDC	15	266	210.08	294.11	0.82	5.00	22.5	40	15	14.14	6.88	**2X (18HA10)**
1er ; 2éme Etages	15	266	176.93	247.70	0.69	5.00	22.5	40	15	14.14	6.88	**2X (18HA10)**
3éme ; 4éme Etages	15	266	82.87	116.02	0.33	5.00	22.5	40	15	14.14	6.88	**2X (18HA10)**

V.4.6. Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.4.6.1. Ferraillage des trumeaux :

V.4.6.1.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

Tableau.V.34. Les trumeaux (sens-X), L = 0.95 m.

Niv.	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Type	Situation	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		S_t (cm)		$A_{adopté}$ (cm^2)	Choix Pour Le voile
							CBA	RPA	Z.C	Z.N		
RDC	15× 0.95	629.55	321.68	SPC	Acc	4.4	1.43	2.14	15	7.5	2x7.92	2× (7HA12)
1er ; 2éme Etages	15×0.95	491.10	297.59	SPC	Acc	4.4	1.43	2.14	15	7.5	2x7.92	2× (7HA12)
3éme ; 4éme Etages	15×0.95	191.53	160.30	SPC	Acc	4.4	1.43	2.14	15	7.5	2x7.92	2× (7HA12)

V.4.6.1.b. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau.V.35. Vérification des contraintes de trumeaux à l'ELS.

Niv.	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm^2)	σ_b(Mpa)	$\overline{\sigma_b}$(Mpa)	σ_s(Mpa)	$\overline{\sigma_s}$(Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	15× 95	298.83	22.92	4.52	2.97	**15**	43.65	**201.63**	OK
1er ; 2éme Etages	15×95	268.16	30.38	4.52	2.79	**15**	40.96	**201.63**	OK
3éme ; 4éme Etages	15×95	144.10	33.56	4.52	2.09	**15**	30.39	**201.63**	OK

V.4.7.Calcul des armatures horizontales et les espacements dans les trumeaux :

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau.V.36. Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les trumeaux.

Niv.	e (cm)	h (cm)	V_u (KN)	$\overline{V_u}$ (KN)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}$ (MPa)	S_h (cm)		S_h choisi (cm)	A_h (cm^2)	A_{min} RPA	A_h choisi (cm^2)
							RPA	CBA				
RDC	15	271	240.44	336.62	0.92	5.00	22.5	40	15	14.14	6.88	**2X (18HA10)**
1er ; 2éme Etages	15	271	233.82	327.35	0.89	5.00	22.5	40	15	14.14	6.88	**2X (18HA10)**
3éme ; 4éme Etages	15	271	133.26	186.56	0.51	5.00	22.5	40	15	14.14	6.88	**2X (18HA10)**

V.4.8. Ferraillage des linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

Elles sont sollicitées en flexion simple comme les poutres, et on le vérifie avec les règlements en vigueur (CBA 93, RPA 99)

V.4.8.a. Recommandation des règlements:

❖ **Selon le CBA 93 : [2]**

Même conditions que pour les poutres.

❖ **Selon le RPA 99 :**

✓ **Contrainte limite de cisaillement (RPA99 Art 7.7.2) [1] :**

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0{,}2\, f_{c28}$$

Où : $\tau_b = \dfrac{\overline{T}}{b_0.d}$ avec : $\overline{T} = 1{,}4.T_{calculée}$

- b_0: épaisseur du linteau.
- d: hauteur utile. d=0,9h.
- T_u : effort tranchant ultime.
-

❖ **Ferraillage des linteaux :**

✓ **Premier cas : $\tau_b \leq 0.06\, f_{c28}$ (RPA99 Art 7.7.3.1) [1]**

- **Aciers longitudinaux :**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_t \geq \frac{M}{Z.f_e} \quad \text{Avec Z=h-2d'}$$

- **M** : moment du à l'effort tranchant : ($\overline{T}$ =1.4T)
- **h** : hauteur totale du linteau.
- **d** : distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux :**
  - **Premier sous cas :** linteau long (λ_g=l/h > 1)

On a $S_t \leq \frac{A_t.f_e.z}{\overline{T}}$

  - S_t : Espacement entre les armatures transversales.
  - **A_t**: section d'armatures transversales.
  - **L** : portée du linteau.
  - Z = h – 2 d'
  - **Deuxième sous cas :** linteau courts (λ_g=l/h ≤ 1)

On doit avoir :

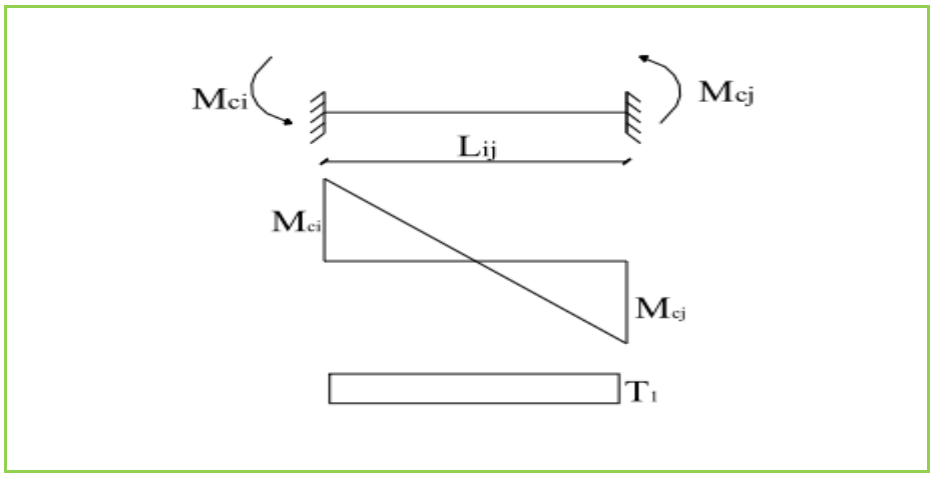
$$S_t \leq \frac{A_t.f_e.L}{T + A_t.f_e}$$

$$T = \min(T_1, T_2)\ ;\ T_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}\ ;\ T_2 = 2.T_u$$

Avec :

M_{ci}, M_{cj} : Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij} ", est calculés par :

$$M_c = A_l.f_e.Z \quad \text{Avec :} \quad Z = h - 2d'$$



M_{ci}

Figure.V.22. Moment et effort tranchant résistants dans le linteau.

✓ **Deuxième cas : $\tau_b > 0.06\, f_{c28}$**

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M, T) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{T}{2 f_e \sin\alpha}$$

Avec : tgα= (h-2d)/l

Et T=Tu calcul (sans majoration)

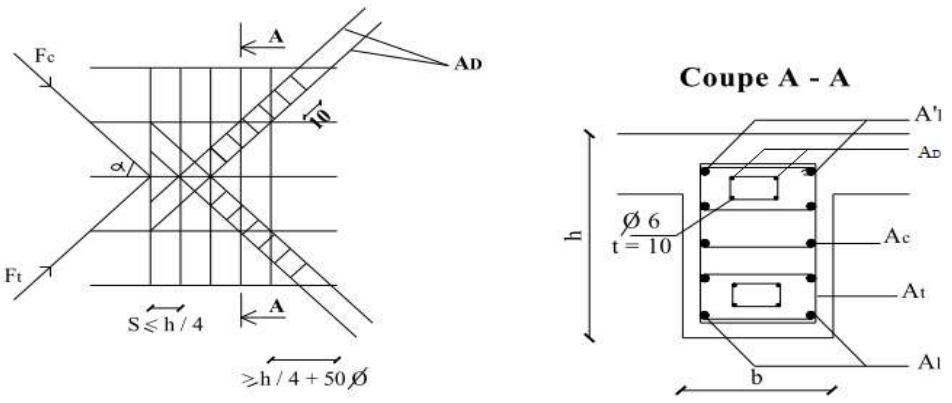


Figure.V.23. Armatures de linteaux.

❖ **Ferraillage minimal :**

✓ **Selon le RPA 9(Art 7.7.3.3), on a : [1]**

$A_l \geq 0{,}15\% \, b.h$

$A_c \geq 0{,}2\% \, b.h$

$A_D = 0$ Si $\tau_b \leq 0{,}06 \, f_{c28}$

$A_D = 0{,}15\% \, b.h$ Si $\tau_b > 0{,}06 \, f_{c28}$

$A_t \geq 0{,}15\% \, b.s$ Si $\tau_b \leq 0{,}025 \, f_{c28}$

$A_t \geq 0{,}25\% \, b.s$ Si $\tau_b > 0{,}025 \, f_{c28}$

V.4.8.b. Calcul du ferraillage longitudinal :

Caractéristiques du linteau : b = 0.15 m ; h = 1.66 m ; d = 1.49 m ; L = 1.2 m.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.37. Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteaux.

niveau	e (cm)	h (cm)	L (cm)	T (kN)	$\overline{\overline{T}}$ (kN)	τ_b (MPa)	M (KN)	0.06 f_{c28} (MPa)	0.025 f_{c28} (MPa)	$\tau_b \leq 0.06 \, f_{c28}$
RDC-1er	15	166	120	399.07	558.70	2.49	237.85	1.50	0.625	Traction / Compression
1er-2éme	15	166	120	309.89	433.85	1.94	186.83	1.50	0.625	Traction / Compression
2éme-3éme	15	166	120	199.04	278.66	1.24	118.08	1.50	0.625	Flexion simple
3éme-4éme	15	166	120	104.37	146.12	0.652	58.06	1.50	0.625	Flexion simple
4éme	15	76	120	26.50	37.1	0.36	16.21	1.50	0.625	Flexion simple

Tableau.V.38. Armatures longitudinales et Armatures de peau dans les linteaux.

niveau	A_{cal} (cm²)			St (cm)	A_{choisi} (cm²)		
	Ad (cm²)	Al (cm²)	Ap (cm²)		Ad (cm²)	Al (cm²)	Ap (cm²)
RDC-1er	6.16	3.74	4.98	15	**2X (4HA10) = 6.28**	**2X (2HA12) = 4.52**	**2X (7HA10) = 11.00**
1er-2éme	4.78	3.74	4.98	15	**2X (4HA10) = 6.28**	**2X (2HA12) = 4.52**	**2X (7HA10) = 11.00**
2éme-3éme	-	0.01	-	15	-	**2X (2HA10) = 3.14**	**2X (7HA10) = 11.00**
3éme-4éme	-	0.01	-	15	-	**2X (2HA10) = 3.14**	**2X (7HA10) = 11.00**
4éme	-	0.01	-	15	-	**2X (2HA10) = 3.14**	**2X (1HA10) = 1.57**

V.4.8.c. Armatures transversales :

Tableau.V.39. Vérification des contraintes de cisaillement dans les linteaux.

niveau	T (KN)	$\overline{\overline{T}}$ (KN)	τ_b (MPa)	$\overline{\overline{\tau}}_b$ RPA99 (MPa)	$\tau_b < \overline{\overline{\tau}}_b$
RDC -1er	399.07	558.70	2.49	5	c.v
1er- 2éme	309.89	433.85	1.94	5	c.v
2éme- 3éme	199.04	278.66	1.24	5	c.v
3éme- 4éme	104.37	146.12	0.652	5	c.v
4éme	26.50	37.1	0.36	5	c.v

Tableau.V.40. Armatures transversales et leurs espacements dans les linteaux.

niveau	$\overline{T}$ (KN)	A_t (cm^2)	A_{tDmin} (cm^2)	A_{tDchoi} (cm^2)	A_{tmin} (cm^2)	S_t (cm) CBA93	S_t (cm) RPA	S_t (cm)	A_{choi} (cm^2/ml)
RDC-1er	558.70	0.56	0.60	**2HA8 =1.01**	0.90	40	30	15	**2HA10 = 1.57**
1er-2éme	433.85	0.56	0.60	**2HA8 =1.01**	0.90	40	30	15	**2HA10 = 1.57**
2éme-3éme	278.66	1.57	-	-	0.90	40	30	15	**2HA10 = 1.57**
3éme-4éme	146.12	1.57	-	-	0.90	40	30	15	**2HA10 = 1.57**
4éme	37.1	1.57	-	-	0.90	40	30	15	**2HA10 = 1.57**

Chapitre V

Ferraillage des éléments Structuraux

VI.1. Introduction :

Une fondation est l'organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les principales fonctions que doivent remplir les fondations sont :

- Reprendre sans subir de dommages les charges et surcharges ou plus exactement la combinaison de ces dernières amenées par la superstructure.
- Transmettre ces sollicitations au sol (dit de fondation) dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. Reconnaissance du sol : [4]

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier. Il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain de fondation.

VI.2.1. Nature de la couche de fondation :

Le rapport de sol donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol composé d'argile
- De moyenne humidité et de faible à moyenne compacité. W%=23.90%.
- Argiles très plastique.
- assez compressible
- De bonne cohésion c=0.18 bars.

- Le tassement total est de l'ordre de 2.10 cm.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- Le taux de carbonates est moyen.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à **σ sol = 2.0 bars** avec un ancrage de 1.5 m sous le niveau du sol (+ 0.00 m).

VI.2.2. Stabilité du site :

- Les investigations géotechniques n'ont décèle aucun signe défavorable concernant la stabilité majeur du terrain.
- Aucun niveau d'eau n´a été repéré jusqu´à la profondeur atteinte.

VI.3. Efforts transmis par les fondations :

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- ❖ Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- ❖ Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- ❖ Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.4. Choix de type des fondations :

Le choix du type de fondation dépend de :

- ❖ Type d'ouvrage à construire.
- ❖ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ❖ La capacité portante du terrain de fondation.
- ❖ L'exigence économique.
- ❖ La facilité de réalisation.
- ❖ La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les fondations seront de 3 natures :

- ✓ Semelles isolées.
- ✓ Semelles filantes sous voiles.
- ✓ semelles filantes sous poteaux.

Le schéma suivant montre la 1^{ér} proposition :

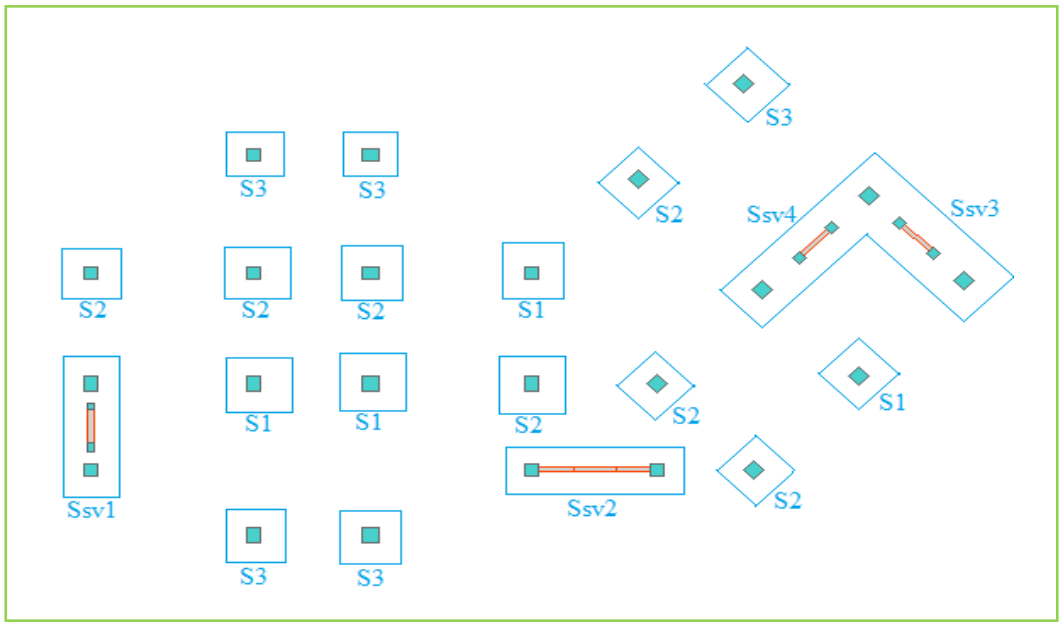


Figure.VI.1. La 1^{ér} proposition des semelles isolée.

VI.5. Calcul des semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a/b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ (Figure.VI.1)

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$ et σ_{sol} = 2.0 bar = 0.20 MPa

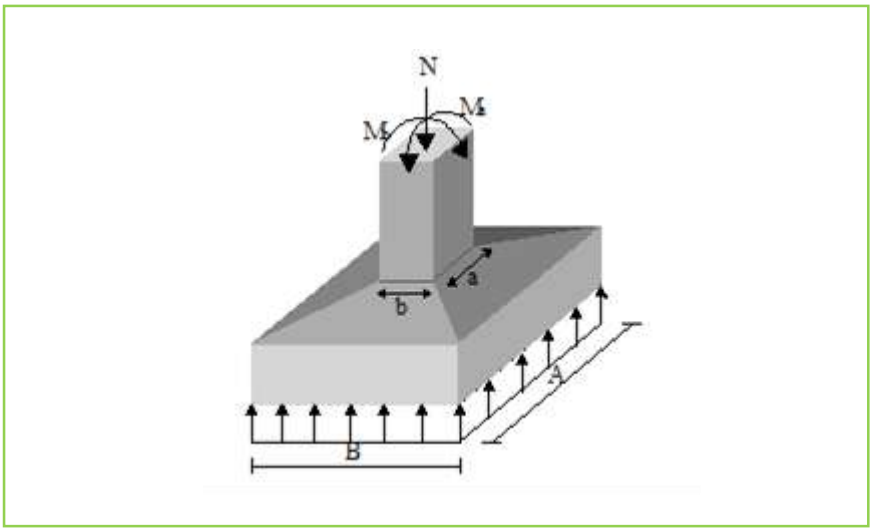


Figure.VI.2. Semelle isolée sous poteau carré.

Tableau.VI.1. Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées carré.

Dimensionnement des semelles carré		
Répartition trapézoïdale		Répartition triangulaire
$e_0 = \frac{Mb}{N} =\leq \frac{B}{6}$		$e_0 = \frac{Mb}{N} =\geq \frac{B}{6}$
σs.B3 - N.B - 3.e. N ≥ 0		
Ferraillage des semelles carré		
e0b≤ B/18	Ab=N (1+ (3 e0b/B))$(B-b/8.db.\sigma s)$	M1b=A (B/2-0.35b) 2. ((σ3b+2.σ2b.)/6) Ab= M1b/β.db.σs
Ma ≠0 et e0a≤A/18	Aa=N (1+ (3 e0b/A))$(A-a/8.da.\sigma s)$	M1a=A (A/2-0.35a) 2. ((σ3a+2.σ2a.)/6) Aa= M1a/β. da. σ s

VI.5.1. Dimensionnement des semelles isolées :

- **Sous la combinaison (G+Q) :**

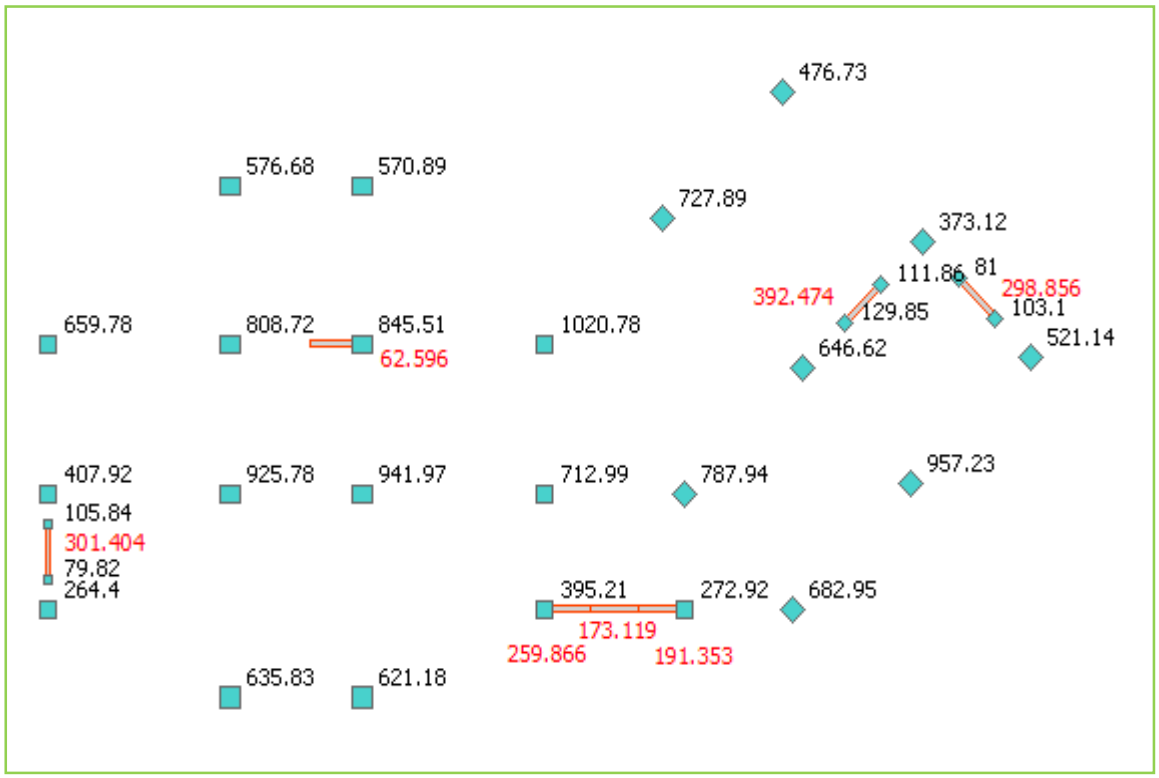


Figure.VI.3. Les efforts normaux des poteaux et des voiles a l' ELS.

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.2. Dimensionnement de semelles isolées.

N°	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	a=b (cm)	$A_{cal}=B_{cal}$ (m)	$A_{CHOI}=B_{CHOI}$ (m)	h (cm)	da (cm)	e (cm)
S1	1020.78	-1.93	45	2.26	2.50	55	50	3
S2	845.51	4.43	45	2.06	2.30	50	45	3
S3	635.83	-8.79	45	1.78	2.00	45	40	3

VI.5.2. Vérifications des contraintes des semelles isolées :

Il faut vérifier que $\sigma \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma = \frac{N_{ser}+P_{semelle}+P_{amorces\ poteaux}+P_{remblais}}{S_f}$

Les vérifications des contraintes des semelles isolées sont données dans le tableau suivant :

Tableau.VI.3.Vérification des contraintes des semelles isolées.

N°	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	$P_{semelle}+P_{a.pot}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	$A_{CHOI}=B_{CHOI}$ (m)	S (m^2)	σ(Mpa)	σ ≤ [σ] = 0.2 (Mpa)
S1	1020.78	-1.93	90.75	112.5	2.50	6.25	0.196	OK
S2	845.51	4.43	71.19	106.88	2.30	5.29	0.193	OK
S3	635.83	-8.79	50.32	75.60	2.00	4.00	0.190	OK

VI.5.3. Ferraillage des semelles isolées :

En plus de la répartition trapézoïdale des contraintes ($e_{0b} \leq \frac{B}{6}$), on ne peut appliquer la méthode des bielles que si la différence entre la contrainte maximale σ_2 et la contrainte normale $\sigma_{1\ est}$ inférieure ou égale au 2/3 de la contrainte moyenne σ_m ($\sigma_2 - \sigma_1 \leq \frac{2}{3}\sigma_m$) ce qui donne $e_{0b} \leq \frac{B}{18}$ dans ce cas on utilise la méthode des bielles en remplaçant la charge fictive N par N'

Avec : $N' = N\left(1+\frac{3\times e_0}{B}\right)$

N' : est appliquée à (B/4)

Tableau.VI.4. Ferraillage des semelles isolées.

N°	N_{ult} (KN)	M_{ult} (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	$A_{CHOI}=B_{CHOI}$ (cm^2)	Esp (cm)	Nbre des barres	$\sigma \leq [\sigma]$
S1	1410.67	-2.78	20.77	26.17	15	**17HA14**	OK
S2	1171.78	6.26	17.30	18.01	15	**16HA12**	OK
S3	876.41	-12.29	12.20	15.83	15	**14HA12**	OK

VI.5.4. Vérification de la stabilité au renversement : selon RPA99 version 2003 ►► [Art 10.1.5] ◄◄ [1]

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e_0= M/N ≤ B/4).

Tableau.VI.5.Vérification de la stabilité au renversement des semelles isolées.

N°	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	e_0 (m)	B (m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
S1	1410.67	-2.78	-0.00159	2.50	0.625	OK
S2	1171.78	6.26	0.00439	2.30	0.575	OK
S3	876.41	-12.29	-0.0116	2.00	0.500	OK

NB : En doit vérifier le chevauchement entre les semelles par la formule : L ≤ 1.5/2*(A+A')

Avec : L = distance entre deux poteaux successives ;

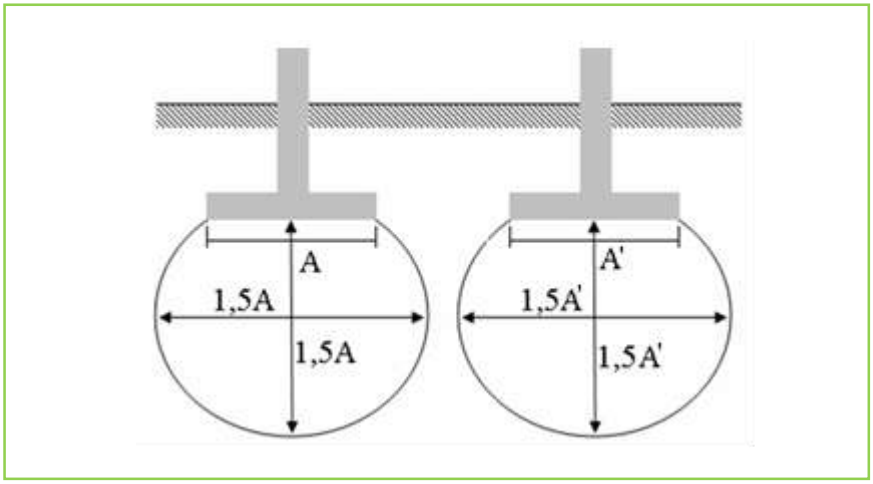


Figure.VI.4. Les bulles de pression.

❖ **Conclusion :**

D'après ces vérifications, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles entre S1et S1, S2 et S2, S1 et S2 dans quatre positions donc on passe à l'étude des semelles filantes.

VI.6. Semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

❖Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
❖Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
❖Bon enrobage des armatures.
❖Non poinçonnement.

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, en destines : la semelle et la poutre de libage.

- ❖ La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal trouvant du poteau.
- ❖ La poutre de libage travaille longitudinalement et supporte les efforts normaux trouvant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

VI.6.1. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit : $$N = \frac{\sum N_i}{L}$$

Avec :

- ❖ Ni : La somme des efforts normaux sous la semelle filante.
- ❖ L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit **:**

$$\frac{a}{b}\sigma s.B^3 - N.B - 3.e_{0b}.N \geq 0$$

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B **.**

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

VI.6.2.Ferraillage des semelles filantes :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats. Les armatures principales, transversales et les armatures de répartitions (avec les espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

❖ **Armatures principales :**

$$A_b = N.(1 + \frac{3.e_{0b}}{B}).(\frac{B-b}{8.d_b.\sigma_s}) \qquad Esp = \frac{A - 2.e - \varphi_b}{n-1}$$

Avec :

- ❖ n : étant le nombre de barres
- ❖ $[\sigma_s]$ = 348 MPa à l'ELU.
- ❖ $[\sigma_s]$ = 202 MPa à l'ELS.

❖ **Armatures de répartitions :**

$$A_a = A_{rép} = \frac{A(cm^2).B}{4} \qquad Esp = \frac{A - 2.e - \varphi_a}{n-1}$$

VI.6.3. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τs= 2.8 MPa .

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\varphi.f_e}{4.\tau_s}$

- ❖ $l_s \geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.
- ❖ $\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.
- ❖ $l_s \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71.B.

VI.6.4. Vérification de la stabilité au renversement : ►► [Art 10.1.5] ◄◄ [1]

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

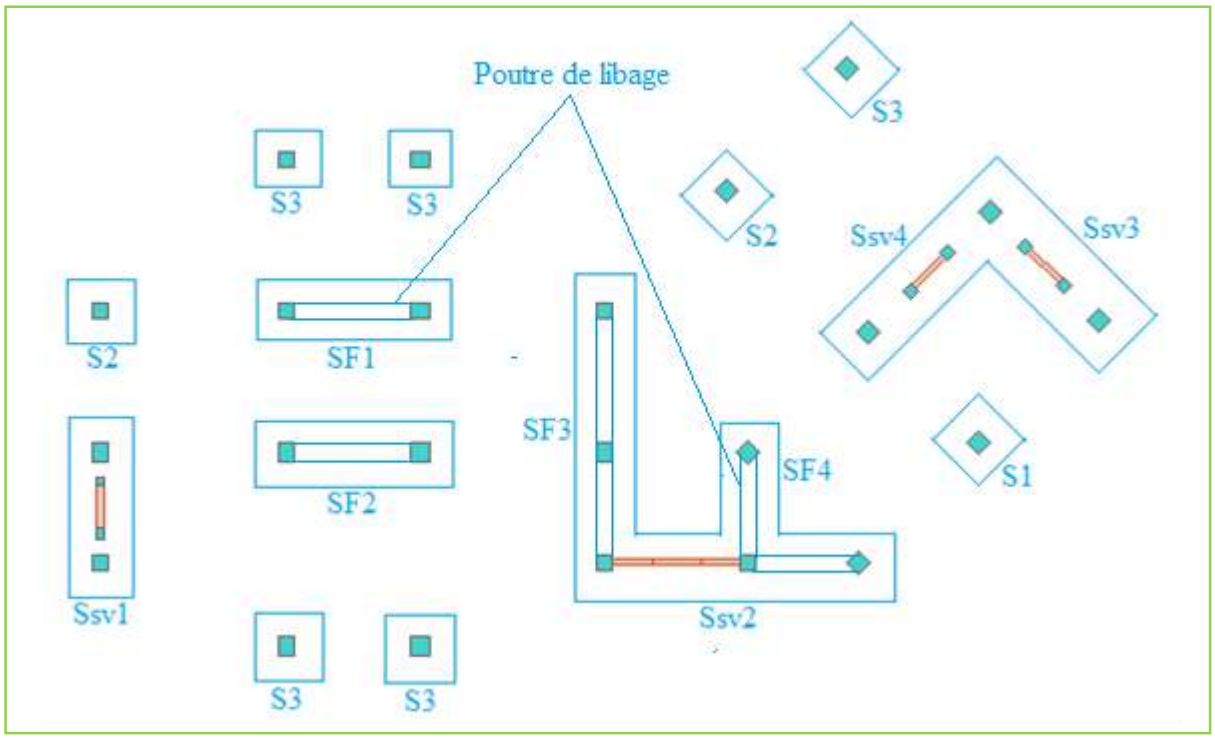


Figure.VI.5. Représentation finale des semelles.

VI.6.5. Semelles filantes sous voile :

VI.6.5.1. Dimensionnement :

Les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.6. Dimensionnement des semelles filantes sous voiles.

N°	L(m)	N_{SER} (KN)	N_{SER}/ml (KN)	B_{CAL}(m)	B_{CHOI}(m)	A(m)	h (cm)	d_b (cm)
Ssv_1	4.30	1159.38	269.62	1.35	1.60	1.00	35	30
Ssv_2	7.85	1975.75	251.69	1.26	1.50	1.00	30	25
Ssv_3	5.45	1377.22	252.70	1.26	1.50	1.00	30	25
Ssv_4	5.80	1653.92	285.16	1.43	1.70	1.00	35	30

Remarque : Ssv : semelle filante sous voile.

VI.6.5.2. Vérifications des contraintes des semelles filantes sous voiles :

Il faut vérifier que $\sigma \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma = \frac{N_{ser}+P_{semelle}+P_{amorces\ poteaux}+P_{remblais}}{S_f}$

Les vérifications des contraintes des semelles filantes sous voiles sont données dans le tableau suivant :

Tableau.VI.7.Vérification des contraintes des semelles filantes sous voiles.

N°	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}+P_{a.pot}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	ΣN/l (KN)	L(m)	B_{CHOI} (m)	S (m^2)	σ(Mpa)	σ ≤ [σ] = 0.2 (Mpa)
Ssv1	1159.38	58.05	143.96	316.60	4.30	1.60	6.88	0.198	OK
Ssv2	1975.75	91.99	251.69	294.47	7.85	1.50	11.78	0.197	OK
Ssv3	1377.22	63.87	174.74	296.48	5.45	1.50	8.18	0.198	OK
Ssv4	1653.92	89.36	201.88	335.37	5.80	1.70	9.86	0.197	OK

VI.6.5.3. Ferraillage :

Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.8. Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU.

N°	Etat	N KN/ml	M KN/ml	e_{0b} (mm)	B/18 (mm)	$e_{0b} \leq$ B/18	A_b (cm^2)	$A_{b\ choi}$ (cm^2)	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{b\ final}$	Dispos $A_{rép\ final}$
Ssv_1	ELU	434.59	14.24	32.8	88.88	C.V	6.35	7.92	2.54	**7HA12**	**11HA12**
	ELS	316.60	10.26	32.4		C.V					
Ssv_2	ELU	405.55	18.23	44.95	83.33	C.V	6.67	7.92	2.5	**7HA12**	**10HA12**
	ELS	294.47	13.07	44.38		C.V					
Ssv_3	ELU	407.15	7.12	17.49	83.33	C.V	6.36	7.92	2.38	**7HA12**	**10HA12**
	ELS	296.48	5.20	17.54		C.V					
Ssv_4	ELU	462.52	6.47	13.99	94.44	C.V	7.09	7.92	3.01	**7HA12**	**12HA12**
	ELS	335.37	4.65	13.87		C.V					

❖ **Recapitulation:**

Tableau.VI.9. Ferraillage finale et l'espacement des semelles filantes sous voiles.

	$A_{b\ finale}$ (cm^2)	$A_{rép\ finale}$ (cm^2)	S_b(cm)	$S_{rép}$ (cm)
Ssv_1	**7HA12**=7.92	**11HA12**=12.44	15	15
Ssv_2	**7HA12**=7.92	**10HA12**=11.31	15	15
Ssv_3	**7HA12**=7.92	**10HA12**=11.31	15	15
Ssv_4	**7HA12**=7.92	**12HA12**=13.57	15	15

VI.6.5.4. Vérification des longueurs de scellement :

Tableau.VI.10. Vérification des longueurs de scellement.

	B(m)	A(m)	B/4(cm)	Ls(cm)	Ls ≥ B/4	B/8(cm)	B/8 ≤ Ls ≤ B/4
Ssv_1	1.60	1.00	40	42.86	C.V	20	N.V
Ssv_2	1.50	1.00	37.5	42.86	C.V	18.75	N.V
Ssv_3	1.50	1.00	37.5	42.86	C.V	18.75	N.V
Ssv_4	1.70	1.00	42.5	42.86	C.V	21.25	N.V

❖ **Conclusion :**

Pour tous les semelles, toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbés de 135^0.

VI.6.5.5. Vérification de la stabilité au renversement : [1]

Tableau.VI.11. Vérification de la stabilité au renversement.

	N_{ELU} (KN)	M_{ELU} (KN.m)	e (m)	B (m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
Ssv_1	434.59	14.24	3.2×10^{-2}	1.60	0.40	C.V
Ssv_2	405.55	18.23	4.5×10^{-2}	1.50	0.38	C.V
Ssv_3	407.15	7.12	1.7×10^{-2}	1.50	0.38	C.V
Ssv_4	462.52	6.47	1.4×10^{-2}	1.70	0.43	C.V

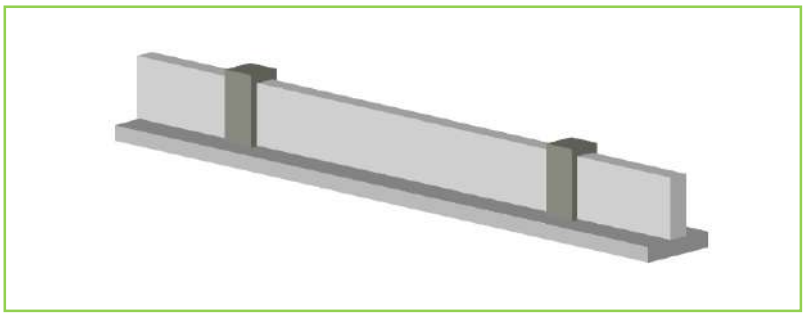


Figure.VI.6. .Schéma d'une semelle filante sous voile.

VI.6.6. Semelles filantes sous poteaux :

La semelle filante sous poteaux comporte deux éléments, on distingue la semelle et la poutre de libage.

- ❖ La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal provenant du poteau.
- ❖ La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux provenant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

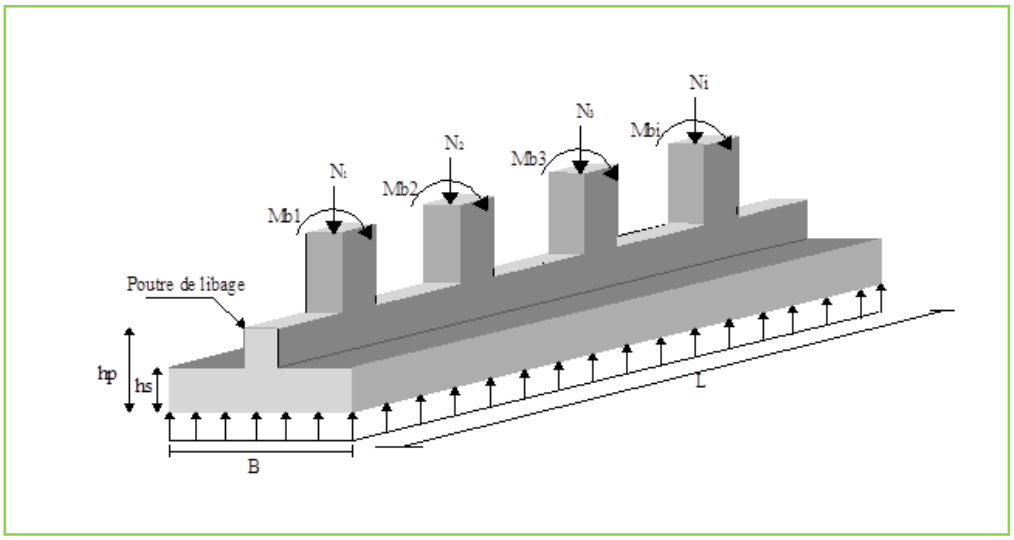


Figure.VI.7. Schémas d'une Semelle filante sous poteaux.

VI.6.6.1. Ferraillage transversale :

La semelle est prise comme une semelle isolée sous le poteau le plus chargée par N et M, dans notre cas le moment est négligeable par rapport au l'effort normale.

Sous l'effet de N, on calcule le ferraillage suivant A et B.

$$A_b = \frac{N_{i.}(B-b)}{8.\overline{\sigma}.d_b}$$

VI.6.6.2. Dimensionnement :

$$A = \frac{l_{i.} + l_{i+1.}}{2} + b$$

Tableau.VI.12. Dimensionnement des semelles sous poteaux.

N°	L(m)	N_{SER} (KN)	A (m)	B_{CAL}(m)	B_{CHOI}(m)	h (cm)	d_b (cm)
SF1	4.90	845.51	2.45	1.86	2.00	45	40
SF2	4.90	941.97	2.45	2.17	2.30	50	45
SF3	7.80	1020.78	4.85	1.36	1.70	35	30
SF4	4.30	787.94	2.15	1.43	1.50	30	25

VI.6.6.3. Vérifications des contraintes des semelles filantes sous poteaux :

Tableau.VI.13.Vérification des contraintes des semelles filantes sous poteaux.

N°	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}+P_{a.pot}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	ΣN/l (KN)	L(m)	B_{CHOI} (m)	S (m^2)	σ(Mpa)	σ ≤ [σ] = 0.2 (Mpa)
SF1	845.51	60.44	92.61	399.95	2.45	2.00	9.80	0.199	OK
SF2	941.97	75.50	101.43	453.39	2.45	2.30	11.27	0.197	OK
SF3	1020.78	242.87	170.67	324.50	4.85	1.70	13.26	0.191	OK
SF4	787.94	102.83	69.66	293.19	2.15	1.50	6.45	0.195	OK

VI.6.6.4. Ferraillage :

Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.14. Ferraillage des semelles filantes sous poteaux.

N°	Etat	N KN/ml	M KN/ml	e_{0b} (mm)	B/18 (mm)	$e_{0b} \leq$ B/18	A_b (cm^2)/ml	$A_{b\ choi}$ (cm^2)/ml	$A_{rép}$ (cm^2)/ml	$A_{b\ final}$	Dispos $A_{rép\ final}$
SF1	ELU	1171.78	6.26	5.34	111.11	C.V	7.75	7.92	3.87	**7HA12**	**14HA12**
	ELS	845.51	4.43	5.24		C.V					
SF2	ELU	1308.83	8.81	6.73	127.78	C.V	7.89	7.92	5.35	**7HA12**	**16HA12**
	ELS	941.97	6.30	6.69		C.V					
SF3	ELU	1410.67	-2.78	-1.97	94.44	C.V	6.75	7.92	2.87	**7HA12**	**12HA12**
	ELS	1020.78	-1.93	-1.89		C.V					
SF4	ELU	1093.39	-6.26	-5.73	83.33	C.V	6.19	7.92	2.32	**7HA12**	**10HA12**
	ELS	787.94	-4.50	-5.71		C.V					

❖ **Recapitulation:**

Tableau.VI.15. Ferraillage finale et l'espacement des semelles filantes sous voiles.

	$A_{b\ finale}$ (cm^2) /ml	$A_{rép\ finale}$ (cm^2)	S_b(cm)	$S_{rép}$ (cm)
SF1	**7HA12** = 7.92	**14HA12** = 15.83	15	15
SF2	**7HA12** = 7.92	**16HA12** = 18.01	15	15
SF3	**7HA12** = 7.92	**12HA12** = 13.57	15	15
SF4	**7HA12** = 7.92	**10HA12** = 11.31	15	15

VI.6.6.5. Vérification des longueurs de scellement :

Tableau.VI.16. Vérification des longueurs de scellement.

	B(m)	A(m)	B/4(cm)	Ls (cm)	Ls ≥ B/4	B/8(cm)	B/8 ≤ Ls ≤ B/4
SF1	2.00	1.00	50	42.86	N.V	25	C.V
SF2	2 .30	1.00	57.5	42.86	N.V	28.75	C.V
SF3	1.70	1.00	42 .5	42.86	C.V	21.25	N.V
SF4	1.50	1.00	37.5	42.86	C.V	18.75	N.V

❖ **Conclusion :**

Pour tous les semelles, toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbés de 135^0

VI.6.6.6. Vérification de la stabilité au renversement : [1]

Tableau.VI.17. Vérification de la stabilité au renversement de la semelle sous poteaux.

	N_{ELU} (KN)	M_{ELU} (KN.m)	e (m)	B (m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
SF1	1171.78	6.26	5.34×10^{-3}	2.00	0.50	C.V
SF2	1308.83	8.81	6.73×10^{-3}	2.30	0.58	C.V
SF3	1410.67	-2.78	-1.97×10^{-3}	1.70	0.43	C.V
SF4	1093.39	-6.26	-5.73×10^{-3}	1.50	0.38	C.V

VI.7. Ferraillage longitudinale (La poutre de libage) :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexions.

La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminer par la théorie de poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivant à vérifier, pour assurai une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \le \frac{\pi}{2} l_e \qquad\qquad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.B}}$$

- ❖ E : Module d'élasticité du béton (E = 10818,86 MPa).
- ❖ L : La plus grande travée dans la fille
- ❖ K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 Kg/cm^3).
- ❖ I : Moment d'inertie de la semelle ($I = \frac{B.h_p^3}{12}$ avec h_p : la hauteur de la poutre de libage)

$$h_p \ge \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Les poutres de libage (PL1, PL2, PL3 et PL4) sont les poutres correspondantes aux semelles (SF1, SF2, SF3, SF4) respectivement.

Tableau.VI.18. Détermination de la hauteur de libage des semelles sous poteaux.

N°	b (m)	l (m)	l_e (m)	h_p (m)	I (m^4)	d (cm)	d≤ π /4. l_e	$\frac{\pi}{2} l_e(m)$	$l \le \frac{\pi}{2} l_e$
PL1	0.45	2.85	2.10	0.60	0.018	0.57	C.V	3.30	C.V
PL2	0.45	2.85	2.10	0.60	0.018	0.57	C.V	3.30	C.V
PL3	0.45	3.05	2.23	0.65	0.023	0.62	C.V	3.50	C.V
PL4	0.45	2.25	1.81	0.50	0.010	0.47	C.V	2.84	C.V

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) qui est calculé par la formule suivant :

$$q = \frac{\sum N_i}{B.L} (KN / m^2)$$

Avec :

- $\sum N_i$: la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la semelle.

On obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (KN/m^2).

Les valeurs de q sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau.VI.19. Détermination des valeurs de q des semelles filantes sous poteaux.

N°	Ni (SER) (KN)	Ni (ELU) (KN)	B (m)	L (m)	q_{ult} (KN /ml)	q_{ser} (KN / m^2)
PL1	1968.60	2717.70	2.00	4.90	277.32	200.88
PL2	2227.12	3080.24	2.30	4.90	273.31	197.61
PL3	2563.28	3531.97	1.70	7.80	266.36	193.30
PL4	1270.39	1750.73	1.50	4.30	271.43	196.96

- **Remarque :** le calcul est fait pour une bonde de1 mètre linéaire.

VI.7.1. Détermination des moments et l'effort tranchant :

Car la fissuration est dans les poutres de libage est comme préjudiciable on doit appliquer la méthode de Caquot.

❖ **méthode de Caquot : [2]**

Tableau.VI.20. Méthode de Caquot.

Moment isostatique M_0	$M_0 = \frac{ql^2}{8}$	
Moment en travée M_t	$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$	
Moment à l'appui M_a	Appuis de rives	M_A=0,2M_0
	Appuis intermédiaires	$M_B = \frac{q_w . l_w'^3 + q_e . l_e'^3}{8{,}5(l_w' + l_e')}$
longueurs fictives l'	Travée de rive	L
	Travée intermédiaire	0,8l
Effort tranchant T	Tw	$T_w = T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$
	Te	$T_e = -T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$

- M0 : moment isostatique.
- Mw, Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- qw : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- qe : Charge répartie à droite de l'appui considérée.
- l'w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'e : longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- Tw : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- Te : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

Tableau.VI.21. Détermination des valeurs de M et T des poutres de libage.

N°		$M_{(SER)}$ (KN.m)	$M_{(ELU)}$ (KN.m)	T (KN)
PL1	**En travées**	163.16	225.25	395.18
	En appuis	40.79	56.31	
PL2	**En travées**	160.51	222.00	389.46
	En appuis	40.12	55.49	
PL3	**En travées**	116.95	161.16	349.39
	En appuis	170.69	235.20	
PL4	**En travées**	99.72	137.41	305.36
	En appuis	24.92	34.35	

Tableau.VI.22. Ferraillage longitudinale à l'ELU de la poutre de libage.

N°	Position	Mu (KN /m)	d (cm)	A_{min}CBA (cm^2)	A_{min}RPA (cm^2)	A calcul (cm^2)	A choisie (cm^2)
PL1	**En travées**	225.25	57	2.70	13.50	12.06	**6HA16+3HA14**=16.68
	En appuis	56.31				2.88	**3HA12**=3.39
PL2	**En travées**	222.00	57	2.70	13.50	11.75	**6HA16+3HA14**=16.68
	En appuis	55.49				2.84	**3HA12**=3.39
PL3	**En travées**	161.16	62	2.93	14.63	7.74	**3HA14+3HA16**=10.65
	En appuis	235.20				11.49	**6HA16+3HA14**=16.68
PL4	**En travées**	137.41	47	2.25	11.25	8.86	**6HA16**=12.06
	En appuis	34.35				2.33	**3HA12**=3.39

VI.7.2. Armatures de peau :

Pour les poutres dépassants une hauteur h_p (avec $h_p \geq 2(80 - f_e/10)$) il y'a un risque d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées, dans notre cas on a $h_a \geq 60$ cm(F_e =400 MPa), donc il y'a lieu de prévoir des armatures de peau d'au moins 3cm²/m (fissuration préjudiciable),posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Donc on adopte 2HA14=3.08 cm².

VI.7.3. Vérification des contraints à l'ELS :

Les vérifications des contraints des deux blocs est résumé dans les tableaux suivants :

Pour le béton : $\overline{\sigma_b} = 15\,MPa$

Pour l'acier : $\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\rho . f_{t28}}\right] = 202\,MPa$ fissuration préjudiciable.

Tableau.VI.23. Vérification des contraints à L'ELS.

N°	Section	M_{ser} (KN /m)	A adopté (cm^2)	σ_b (MPa)	$[\sigma_b]$ (MPa)	σ_s (MPa)	$[\sigma_s]$ (MPa)
PL1	**travées**	163.16	16.68	7.14	15	194.63	201.63
	appuis	40.79	3.39	1.42	15	19.14	201.63
PL2	**travées**	160.51	16.68	7.02	15	191.47	201.63
	appuis	40.12	3.39	1.40	15	18.83	201.63
PL3	**travées**	116.95	10.65	5.23	15	195.78	201.63
	appuis	170.69	16.68	6.49	15	186.37	201.63
PL4	**travées**	99.72	12.06	6.71	15	198.18	201.63
	appuis	24.92	3.39	1.24	15	16.3	201.63

Toutes les vérifications sont vérifiées, donc on garde la section d'acier de l'ELU

VI.7.4. Vérification de l'effort de tranchant :

Tableau.V.24. Vérification de l'effort de tranchant.

N°	Section	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}u$ (MPa)	Vérification
PL1	45x60	395.18	1.54	2.50	C .V
PL2	45x60	389.46	1.52	2.50	C .V
PL3	45x65	349.39	1.25	2.50	C .V
PL4	45x50	305.36	1.44	2.50	C .V

VI.7.5. Armatures transversales :

Tableau.VI.25. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement.

	CBA 93		RPA 99			$A_{t\ choisi}$ et $S_{t\ choisi}$	
τ_u (MPa)	A_t (cm^2)	$S_{(nodale)}$ (cm)	$S'_{(courante)}$ (cm)	A_t (cm^2)	$S_{(nodale)}$ (cm)	$A_{t\ choisi}$ (cm^2)	$S_{t\ choisi}$ (cm)
1.54	2.01	10	15	2.03	10	**4HA10** = 3.14	15

VI.7.6. Vérification de la flèche : (CBA93) [2]

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Tableau.VI.26. Vérification de la flèche pour la poutre de libage.

	L(m)	h (cm)	h/L	1/16	Vérif.1	$M_t/(10M_0)$	Vérif.2	$A/(b_0.d)$	4.2/fe	Vérif.3
PL1	2.85	60	0.211	0.0625	C.V	0.080	C.V	0.0065	0.0105	C.V
PL2	2.85	60	0.211	0.0625	C.V	0.080	C.V	0.0065	0.0105	C.V
PL3	3.05	65	0.213	0.0625	C.V	0.052	C.V	0.0038	0.0105	C.V
PL4	2.25	50	0.222	0.0625	C.V	0.080	C.V	0.0057	0.0105	C.V

VI.8. Les longrines :

VI.8.1. Introduction :

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au-dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

VI.8.2. Pré dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie (S_2) et (S_3), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 × 30) cm².

On adopt (b × h) = (30 ×35) cm².

VI.8.3. Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force

" F " égale à : $\begin{cases} F_{ult} = \dfrac{N_u}{\alpha} \geq 20 \ \ KN \\ F_{ser} = \dfrac{N_{ser}}{\alpha} \geq 20 \ \ KN \end{cases}$

- N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité : N_U = 1410.67 KN
- α : coefficient de site en fonction de la zone sismique
- Dans notre cas : α = 15 (Zone IIa ; Site S_2) **[1]**

=> $F_u = \dfrac{1410.67}{15} = 94.04\,\text{KN}$

VI.8.4. Ferraillage :

a. Etat limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par : $A_U \geq \dfrac{F_u}{\sigma_S}$

Où F_u = 94.04 KN

Donc : A = 2.70 cm^2

b. Condition de non fragilité : (CBA 93) ►► [A.7.1.2] ◄◄ [2]

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :

$$A \geq \frac{B}{1000}$$

Alors : $A \geq \frac{(30 \times 35)}{1000} = 1.05 cm^2$

c. Section minimale donnée par le RPA99 Version2003 : [1]

$A_{RPA} \geq 0{,}6\% B$

Alors : $A_{RPA} \geq \frac{0{,}6 \times 30 \times 35}{100}$

A_{RPA} = 6.30 cm²

On adopte : A = 6HA14 = 9.23 cm²

d. Etat limite de service : (CBA 93) [2]

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$\overline{\sigma_S} = \min[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}] = 201.63$ MPa.

Avec : N_{ser} = 1020.78 KN ; F_{ser} = 68.05 KN

$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{68.05 \times 10^3}{924} = 73.65 MPa \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 MPa.$ (C.V)

e. Résultat :

A = Max [A_{ult} ; A_{min} ; A_{RPA}] = 6.30 cm²

On adopte : A = 6HA14 = 9.24 cm²

f. Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montage destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par le RPA qui doit être inférieur au Min (20 cm ; 15ϕ_ℓ).

❖ **Section :**

$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 mm$

On adopte: $\varphi = 8$ mm

A_t = 4*HA*8 = 201 mm²

❖ **Espacement :**

$S_t \leq$ Min [20 cm; 15φ_l] = Min [20 cm; 21cm]

On adopte: S_t = 15 cm.

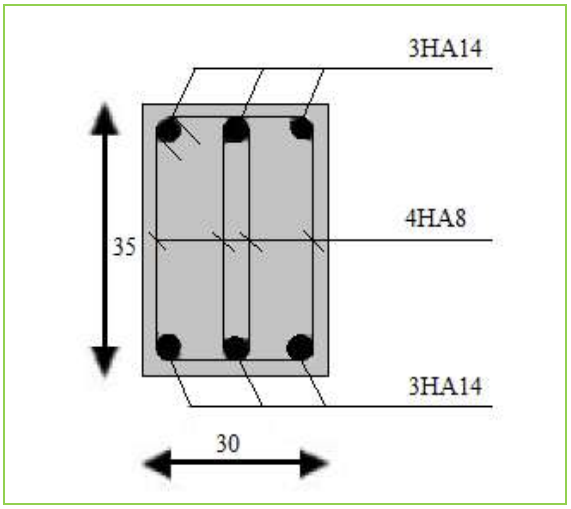


Figure.VI.8. Ferraillage de la longrine.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

Conclusion Générale

Cette étude nous a obligé à faire des efforts de recherches et consultations des ouvrage Ce qui nous a permis d'enrichir nos connaissances scientifiques et techniques dans le domaine de la construction et la réglementation afférente.

Acquérir ces connaissances nous a facilité notre travail de dimensionnement des éléments de bâtiment et définition des charges et résistances pour abouter à une bonne viabilité de l'ouvrage visé par cette étude.

Notre but principal était de réduire, d'une façon optimale les effets des risques naturels sur notre bâtiment toute en assurant la sécurité.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concrète vers l'accumulation d'expérience, l'acquisition de l'intuition et le développent de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99 ver 2003.

  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.45).
- [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).
- [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.
- [4] : Rapport de sol (SETAM-MEDEA).

Manuels techniques :

Logiciels :

- SAP 2000.V.17.1.1
- AUTO CAD 2013
- Expert 2010
- Application SOCOTEC

Autres documents :

- [1]* : Cours de Béton Armé (Olivier Gagliardini).
- [2]* : DAVIDOVICI-Formulaire-BA.
- [3]* : La construction en zone sismique (VICTOR DAVIDOVICI).