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 Master en génie civil

Option : Structure

THEME

Conception et Etude de la structure (R+6) contreventé par des voiles en béton armé à usage multiple

Réalisé par :

HAOUA Souhila

Dirigé par :

Dr.SETTARI CHafika

Promotion 2016-2017

REMERCIEMENTS

*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 modeste travail.*

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur

***Dr. Settari Chafika** pour l'encadrement de ce mémoire pour son aide, sa patience*

et la confiance qu'il nous a accordée.

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir

Accepté de juger notre travail.

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.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin

À la réalisation de ce mémoire.

Souhila

Merci...

Dédicaces

Je tiens à dédier ce mémoire :

A ma très chère ***Mère*** *en témoignage et en gratitude de leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral, eux qui est consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et pour me voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit, mes affections sans limite.*

A mon marie : ***Ibrahim***

A mes frères : ***Hakime,Ali,Amhamed et Ahmed***

A mes sœurs : ***Nassira Zohra, Yamina***

,Dalila,Asma,Souade,Khdija,douaa,aya,chaima,ahlem,ikram,Nawel *et* ***malika***

A me tantes: ***fatiha ;massouda ;fatma ;et houria***

A mes nièces : ***Rahaf, Rined, Rihab,Mariem,Amine ,Saber ,Abir****e ,* ***Soufiene***

A toute la famille : ***Haoua, Benabdaalah, Dahlas*** *et* ***Traikia***

A grande mère : ***ouali.***

A mes Amis :Zineb, Zahiya, Anfel, Ratiba, Dalila, Chaimaet hafida.

A toute la promotion de G.C 2017 .

Souhila .

Merci...

Sommaire

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :..... 01
I.2. Situation de l'ouvrage:..... 01
I.3. Description de l'ouvrage :..... 01
I.4.Caractéristiques géométrique: 02
I.5.Caractéristique mécanique des matériaux 03

Chapitre II: Pré dimensionnement et évaluation des charges

II.1. Introduction :..... 11
II.2. Pré dimensionnement des planchers : 11
II.2.1. Plancher à corps creux : 12
II.2.2. Les dalles pleines: 13
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations : 14
II.3.1. Maçonnerie : 14
II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) : 14
II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) : 14
II.3.2. Plancher terrasse : 15
II.3.3. Plancher étage courant : 15
II.3.4.Dalle pleine : 16
II .3.4.a. Balcons de la terrasse : 17
II.3.4.b. Balcons de l'étage : 17
II.4. Pré dimensionnement des poutres: 18
II.4.1. Les poutres principales: 18
II.4.2. Les poutres secondaires: 21
II.5. pré dimensionnement des poteaux : 21
II.5.1. Choi x du poteau le plus sollicité : 22
II.5.2. Dimensions des poteaux : 26
II.5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f : 22
II.5.4. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$:..... 23
II.5.5. la surface reprise par le poteau : 24
II.5.6. Descente des charges: 25
II.5.7. Vérification selon le RPA99v2003 : 28
II.5.8. Vérification des sollicitations normales : 29
II.5.9. Vérification aux zones nodales : 29
II.6. pré dimensionnement des voiles: 30

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

III.1. L'acrotère :..... 32
III.1.1.Introduction :..... 32
III.1.2. Principe de calcul: 33
III.1.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation: 33
III.1.4. Vérification de l'effort tranchant..... 38
III.1.5.Vérification de la contrainte de cisaillement du béton..... 38
III.1.6.Vérification de l'acrotère au séisme..... 39
III.2. Planchersà corps creux :..... 39
III.2.1.La dalle de compression:..... 40
III.2.2. Calcul des poutrelles:..... 41
a. Calcul avant coulage:..... 41

b. Après coulage : 46
III.2.3. Calcul des charges et surcharges : 48
III.2.4.Sollicitations de calcul : 48
III.3. Calcul des dalles: 64
III.3.1. Introduction: 65
III.3.2. Méthode de calcul: 65
III.3.2.a.Principe de calcul : 66
III.3.3. Calcul des actions : 66
III.3.4. Calcul de la première dalle: 67
III.3.5. Vérification à l'E.L.S: 67
III.3.6. Condition d'espacement: 68
III.3.7. Vérification au cisaillement: 68
III.3.8. Vérifications: 68
III.4. Les balcons 68
III.4.1. Introduction: 68
III.4.2. Hypothèses du calcul 70
III.4.3. Calcul des actions 70
III.4.4. Schéma statique: 71
III.4.5. Calcul de rupture de la dalle 71
III.4.6. Schéma statique: 72
III.4.7. Calcul de rupture de la dalle 73
III.5. Définition des éléments d'un escalier 76
III.5.1. Introduction: 76
III.5.2. Définition des éléments d'un escalier 76
III.5.3. Pré dimensionnement 77
III.5.4. Evaluation des charges et surcharges 80
III.5.5. Détermination des efforts 86

Chapitre IV: Etude dynamique

IV.1.Introduction : 93
IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure : 93
IV.2.1.Centre de masse : 93
IV.2.2.Centre de torsion : 95
IV.2.2.1. Calcul des moments d'inertie des éléments résistants : 91
A. les poteaux: 91
B. Les refends: 92
B.1. Les refends pleins: 92
B.2. Les refends avec ouvertures: 93
IV.2.3.Excentricité : 96
IV.2.3.A. Excentricité statique : 100
IV.2.3.B. Excentricité accidentelle : 100
IV.3.Choix de la méthode de calcul : 102
IV.3.1.Introduction : 102
IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente : 102
IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale : 103
IV.3.3.1. Principe : 103
IV.3.3.2.Modélisation : 103
IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul : 104
IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique : 106
IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes: 107

IV.4.2.vérification de participation massique : 108
IV.4.3.Vérification de la période : 109
IV.4.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : 110
IV.4.5.Vérification de la stabilité au renversement : 112
IV.4.5.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : 113
IV.4.5.2.Moment de renversement : 116
IV.4.5.3.Moment stabilisant : 117
IV.4.6.Vérification des déplacements : 117
IV.4.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : 119
IV.5.Conclusion général : 121

Chapitre V: Ferraillage des éléments structuraux

V.1.Introduction :..... 112
V.2.Ferraillage des poutres :..... 112
V.2.1.Introduction : 112
V.2.2. Recommandation du RPA99 : 113
V.2.2.a. Armatures longitudinales : 113
V.2.2.b. Armatures transversales : 113
V.2.3 Vérification des contraintes à l'état limite de service..... 124
V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA..... 126
V.2.5.Vérification : 127
V.2.6.Calcul des armatures transversales : 128
V.2.7.Vérification de la flèche : 129
V.3.Ferraillage des poteaux : 131
V.3.1.Détermination des armatures longitudinales : 131
V.3.1.a. Recommandations des règlements : 131
V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage : 132
V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme par CBA93 : 133
V.3.2. Détermination des armatures à l'ELU de résistance : 139
V.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 : 139
V.4. Ferraillage des voiles: 145
V.4.1. Les voiles pleins: 145
V.4.2.Voiles avec files d'ouvertures: 145
V.4.2.a. Les trumeaux: 145
V.4.2.b. Les linteaux:..... 146
V.4.3. Méthode de calcul: 146
V.4.3.a. Recommandations réglementaires: 137
❖ Armatures verticales: 137
❖ Armatures horizontales: 138
❖ Armatures transversales: 139
V.4.3.b. Recommandations pour les voiles et les trumeaux : 139
V.4.4. Armatures verticales : 140
V.4.4.a. Détermination des armatures à l'ELU de résistance : 140
V.4.4.b. L'espacement: 142
❖ Les armatures transversales : 143
❖ Les armatures horizontales : 144
V.4.5.Calcul des armatures horizontales et les espacements dans les voiles pleines : 145
V.4.6.Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les trumeaux :..... 145
V.4.7. Ferraillage des linteaux: 146
V.4.7.a. Recommandation des règlements: 146
V.4.7.b. Calcul du ferraillage longitudinal : 149
V.4.7.c. Armatures transversales: 150

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

VI.. Introduction :..... 163
VI.1. Choix du type de la fondation..... 164
VI.2. Calcul des semelles isolées..... 164
VI.2.3. Semelles filantes sous voile 169
VI.3. Calcul des Semelles filantes croisés..... 170
VI3.1. a. Dimensionnement 170
VI.3.1. b. Ferraillage de semelles filantes croisées..... 171
VI.3.1.c Vérification des longueurs de scellement..... 171
VI.3.1.d. Vérification de la stabilité au renversement 172
VI.3.2. Semelles filantes croisé sous voile..... 172
VI3.3. Semelles filantes sous voiles périphériques : 174
VI.3.4. Semelles filantes sous poteaux. (Sens porteuse)(Axe 2) 176
VI.4 Etude du voile périphérique : 184
VI.4.1. Evaluation des charges : 184
VI.4.2. Ferraillage des voiles périphériques : 185
a. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU: 186
b. Vérification des contraintes à l'ELS : 186
c. Vérification de la contrainte de cisaillement : 187
VI.5. Les longrines : 187
VI.7.1. Introduction : 187
VI.7.2. Pré dimensionnement : 188
VI.7.3. Sollicitations: 188
VI.7.4. Ferraillage : 188
a. Etat limite ultime : 188
b. Condition de non fragilité: 188
c. Etat limite de service: 189
d. Section minimale donnée par le RPA99 Version2003 : 189
e. Résultat : 189
f. Armatures transversales : 189
❖ Section : 189
❖ Espacement : 189

Liste des figures

Figure. I.1. : description de l'ouvrage..... 1
Figure.I.2. Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU..... 7
Figure.I.3. diagramme contraintes déformations..... 9
Figure. II.1. dimensionnement de plancher corps creux..... 12
Figure.II.2. Dimensions du corps creux..... 12
Figure.II.3. Mur double cloison..... 14
Figure.II.4. Mur simple cloison..... 14
Figure.II.5. Constituant d'un plancher terrasse..... 15
Figure. II.6.Constituant d'un plancher étage courant..... 16
Figure.II.7. Composants d'un plancher de la terrasse..... 17
Figure.II.8. Composants d'un balcon de l'étage..... 18
Figure.II.9. Dimensionnement de la poutre..... 19
Figure.II.10. Le poteau le plus sollicité..... 23
Figure.II.11. Section réduite du poteau..... 23
Figure.II.12. Représentation du poteau le plus sollicité..... 25
Figure.II.13. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)..... 30
Figure.III.1. L'acrotère..... 32
Figure III.2. Ferraillage de l'acrotère..... 35
Figure.III.3. Disposition des armatures de la table de compression..... 39
Figure.III.4. Schéma statique de la poutrelle..... 41
Figure.III.5. Choix de disposition des étaiements..... 42
Figure.III.6. Travée avec un seul étai au milieu..... 43
Figure.III.7. Travée avec deux étais espacés de 1,51 m..... 44
Figure.III.8. Travée avec trois étais espacés de 1,138 m..... 44
Figure.III.9. Travée avec quatre étais espacés de 0.91 m..... 45
Figure.III.10. Moment en travée et en appui de méthode forfaitaire..... 49
Figure.III.11. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU..... 53
Figure.III.12. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS..... 54
Figure.III.13. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU..... 55
Figure.III.14. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS..... 55
Figure.III.15. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU..... 56
Figure.III.16. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS..... 56
Figure.III.17. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU..... 56
Figure.III.18. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS..... 57
Figure.III.19. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU..... 57
Figure.III.20. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS..... 58
Figure.III.21. Section de béton des poutrelles..... 58
Figure.III.22. Ferraillage des poutrelles..... 65
Figure.III.23 schémas statique du balcon..... 71
Figure.III.24. schémas statique du balcon..... 71
Figure.III.25. Les différentes étapes de calcul sur la dalle de type 2..... 73
Figure.III.26. Représentation d'un escalier..... 77
Figure.III.27. Dimensions de l'escalier..... 78
Figure.III.28. Schéma statique à l'E.L.U..... 81
Figure.III.29. Schéma statique à l'E.L.S..... 83
Figure.III.30. schématisation de la poutre palière..... 87
Figure.III.31. Sollicitations de calcul des poutres palières l'échelle n'est pas respectée..... 89
Figure.III.32. Ferraillages des poutres palières..... 92
Figure. IV.1.Disposition des voiles..... 94
Figure. IV.2 disposition des voiles aux SS, RDC et étages..... 94
Figure.IV.3. Voile plein..... 97
Figure.IV.4. Voile avec une seule ouverture..... 97
Figure.IV.5. Voile avec une file d'ouverture (Chargement triangulaire)..... 98
Figure. IV.6. Spectres de réponse..... 106
Figure. IV.7. Le comportement des trois premiers modes..... 107

Liste des figures

Figure.IV.8. Les forces agissent sur la stabilité au renversement..... 113
Figure.IV.9. Distribution des forces sismiques..... 114
Figure.IV.10. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X..... 115
Figure.IV.11. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y..... 116
Figure. V.1. Disposition des armatures pour les poutres porteuse..... 126
Figure.V.2. Disposition des armatures pour les poutres non porteuse..... 126
Figure.V.3. Ferraillages des poutresprincipales..... 130
Figure.V.4. Ferraillages des poutres secondaires..... 131
Figure.V.5. Définition de la zone nodale dans les poteaux..... 132
Figure.V.6. Disposition des armatures pour les poteaux..... 143
Figure.V.7. Ferraillage des poteaux des étages 6,5, 4ème étage..... 144
Figure.V.8. Ferraillage des poteaux des étages RDC, 1ere, et 2èmeétage..... 145
Figure.V.9. Diagramme des contraintes (SPC)..... 147
Figure.V.10.Diagramme des contraintes (SET)..... 147
Figure.V.11.Diagramme des contraintes (SEC)..... 148
Figure.V.12. Disposition des voiles..... 150
Figure.V.13. Disposition des armatures verticales dans le voile 152
Figure.V.14. Les armatures transversales et les épingles..... 155
Figure.V.15. Moment et effort tranchant résistants dans le linteau..... 159
Figure.V.16. Armatures de linteaux..... 160
Figure.V.17. Section du linteau..... 161
Figure.V.18. Ferraillage du linteau..... 162
Figure.V.19. Coupe A-A..... 151
Figure.VI.1.Semelle isolée sous poteau..... 165
Figure.VI.2.Les bulles de pression..... 167
Figure.VI.3.Représentation finale des semelles..... 168
Figure.VI.4.Schéma d'une semelle filante sous voile..... 160
Figure.VI.5. Représentation finale des semelles..... 169
Figure.VI.6. Schémas d'une Semelle filante sous poteaux..... 176
Figure.VI.7. Schéma du chargement qui vient au voile périphérique..... 184
Figure.VI.8. Schéma des dimensions du voile périphérique..... 185
Figure.VI.9. Disposition de ferraillage du voile périphérique..... 187
Figure.VI.7.Ferraillage de la longrine..... 189

Liste des tableaux

Tableau. I.1. dimensions des acrotères..... 01
Tableau. I.2. Caractéristiques du béton 08
Tableau.II.1.Charge permanente du mur intérieur..... 13
Tableau.II.2.Charge permanente du mur extérieur..... 13
Tableau.II.3. Charge permanente du plancher terrasse..... 15
Tableau.II.4. Charge permanente du plancher étage courant..... 16
Tableau.II.5. Charge permanente due aux balcons de la terrasse..... 17
Tableau.II.6. Charge permanente due aux balcons d'étage..... 18
Tableau.II.7. Pré dimensionnement des poutres..... 20
Tableau.II.8. pré dimensionnement des poteaux..... 22
Tableau.II.9. Calcule de $\overline{N}$..... 24
Tableau.II.10. Détermination des charges d'exploitations..... 26
Tableau.II.11. Vérifications du ($1{,}1Nu \leq \overline{Nu}$)..... 27
Tableau.II.12. Vérifications de coffrage des poteaux..... 29
Tableau.II.13. Vérifications des sollicitations normales..... 31
Tableau.II.14. Vérification aux zones nodales..... 31
Tableau.II.15.Pré dimensionnement des voiles..... 31
Tableau.III.1. Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère..... 33
Tableau.III.2. Les efforts sur l'acrotère..... 33
Tableau.III.3. Dimensions et caractéristiques des matériaux..... 34
Tableau.III.4. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles..... 42
Tableau.III.5. Moments statiques des poutrelles..... 42
Tableau.III.6. calcul des moments..... 42
Tableau.III.7. Action de calcul des poutrelles après coulage..... 48
Tableau.III.8. Méthode de Caquot..... 52
Tableau.III.9. Actions de calcul des poutrelles après coulage..... 53
Tableau.III.10. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU..... 54
Tableau.III.11. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS..... 55
Tableau.III.12. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU..... 56
Tableau.III.13. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS..... 56
Tableau.III.14. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU..... 57
Tableau.III.15. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS..... 58
Tableau.III.16. Récapitulations des efforts internes..... 59
Tableau.III.17. calcul des armatures..... 60
Tableau.III.18Ferraillage longitudinaux des poutrelles..... 60
Tableau.III.19Lesarmatures transversales et l'espacement des poutrelles..... 62
Tableau.III.20. Vérification préliminaire de la flèche..... 63
Tableau.III.21Vérification détaillée de la flèche des poutrelles..... 64
Tableau.III.22. les actions sur la dalle..... 66
Tableau.III.23. Détermination des coefficients µx et µy..... 66
Tableau.III.24. les données..... 67
Tableau.III.25. Calcul des sections de la dalle pleine..... 67
Tableau.III.26. Vérification à l'E.L.S..... 67
Tableau.III.27. Vérification au cisaillement..... 68
Tableau.III.28. Vérification de flèche de la dalle..... 68
Tableau.III.29. Les actions sur la dalle..... 71
Tableau.III.30. Les valeurs du travail externe..... 72
Tableau.III.31. Les valeurs du travail interne..... 72
Tableau.III.32. Les valeurs du travail externe..... 73
Tableau.III.33 Les valeurs du travail interne..... 74
Tableau.III.34. Les données..... 74
Tableau.III.35. Ferraillage du balcon..... 75
Tableau.III.36. Vérification à l'E.L.S..... 75
Tableau.III.37. Vérification au cisaillement..... 76

Tableau.III.38. Vérification de flèche de la dalle..... 76
Tableau.III.39. G du palier de repos de l'escalier..... 79
Tableau.III.40. G de la paillasse de l'escalier..... 79
Tableau.III.41. Combinaison des charges de l'escalier..... 80
Tableau.III.42. les données..... 84
Tableau.III.43. Calcul des sections d'acier de l'escalier..... 83
Tableau.III.44. Les armatures de répartition..... 84
Tableau.III.45. Vérification de l'espacement.. 84
Tableau.III.46. Vérification a l'E.L.S……. 84
Tableau. IV.1. Calcul de centre de masse..... 95
Tableau.IV.2. Calcul du centre de torsion..... 100
Tableau.IV.3. Calcul de l'excentricité statique..... 100
Tableau.IV.4. Calcul d'excentricité accidentelle..... 101
Tableau.IV.5.Coefficient d'accélération de zone A..... 104
Tableau.IV.6.Détermination du facteur de qualité Q..... 105
Tableau.IV.7. Le comportement des trois premiers modes..... 107
Tableau IV.8. Coefficient de participation massique..... 108
Tableau.IV.9. Calcul de la force sismique..... 109
Tableau.IV.10. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul..... 110
Tableau.IV.11. Forces sismiques selon la hauteur suivant X..... 114
Tableau.IV.12. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y..... 115
Tableau.IV.13. Calcul du moment de renversement..... 116
Tableau.IV.14. Calcul du moment stabilisant..... 117
Tableau.IV.15. Vérification de stabilisation..... 117
Tableau.IV.16. Vérification des déplacements inter-étage sens X..... 118
Tableau.IV.17. Vérification des déplacements inter-étage sens Y..... 118
Tableau.IV.18. Vérification l'effet P-Δ sens X..... 120
Tableau IV.19. Vérification l'effet P-Δ sens Y..... 120
Tableau.V.1.Les données de calcul..... 122
Tableau.V.2.Efforts internes maximum des poutres principales..... 124
Tableau.V.3. Efforts internes maximum des poutres secondaires..... 124
Tableau.V.4.Section des armatures longitudinales des poutres principales (porteuse) 124
Tableau.V.5.Section des armatures longitudinales des poutres secondaires..... 124
Tableau.V.6.Vérification des poutres principales à l'E.L.S..... 125
Tableau.V.7.Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S..... 125
Tableau.V.8.Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA. 127
Tableau.V.9.Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA..... 127
Tableau.V.10.Calcul de $\bar{\tau}_u$..... 128
Tableau.V.11.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutresprincipales..... 128
Tableau.V.12.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires..... 128
Tableau.V.13.Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement. 129
Tableau.V.14.Vérification de la flèche des poutres..... 120
Tableau.V.15.Détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU..... 135
Tableau.V.16.Vérification des armatures à ELS des poteaux..... 138
Tableau.V.17.Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux..... 140
Tableau.V.18.Les armatures transversales et leurs espacements..... 142
Tableau.V.19.Vérification de la quantité d'armatures transversales..... 143
Tableau.V.20 Armatures verticales des voiles pleins..... 151
Tableau.V.21. Armatures verticales des trumeaux..... 152
Tableau.V.22. armatures horizontaux et leurs espacements dans les voiles pleins..... 156
Tableau.V.23. armatures horizontales rt leurs espacecement dans les trumeaux..... 157
Tableau.V.24. : Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteaux..... 161
Tableau.V.25. Vérification des contraintes de cisaillement dans les linteaux..... 161
Tableau.V.26. Armatures transversales et leurs espacements dans les linteaux..... 162
Tableau.V.28.Calcul des armatures horizontales et leursespacements dansles trumeaux..... 145

Liste des tableaux

Tableau.VI.1. Semelles isolés. 165
Tableau.VI.2.Dimensionnement des semelles filantessous voiles..... 170
Tableau.VI.3. Vérification des semelles filantes SF1, SF2 sous voiles à l'ELU..... 170
Tableau.VI.4. dimensionnement de semelle filante croisé sous voiles1 à l'ELS..... 172
Tableau.VI.5. Vérification de semelle filante croisé sous voiles à l'ELU..... 173
Tableau.VI.6 ferraillage de semelles filantes croisées sous voiles à l'ELU ……..... 173
Tableau.VI.7. Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes croisés SF1……... 173
Tableau.VI.8. Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes croisés SF1……... 174
Tableau.VI.9. dimensionnement de semelle filante croisé sous voiles1 à l'ELS..... 174

Tableau.VI.10 Vérification de semelle filante croisé sous voiles à l'ELU……..... 174
Tableau.VI.11. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantesSF1……..... 175
Tableau.VI.12. Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes croisés SF1…… 176
Tableau.VI.13. dimensionnement de semelle filante croisé sous voiles1 à l'ELS…… 177

Tableau.VI.14. Vérification de semelle filante croisé sous voiles à l'ELU..... 177
Tableau.VI.15. ferraillage de semelles filantes croisées sous voiles à l'ELU……..... 177
Tableau.VI.16. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes SF2……..... 178
Tableau.VI.17. Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes croisés SF2…… 178

Tableau.V.18. dimensionnement de semelle filante croisé sous voiles1 à l'ELS……..... 178
Tableau.VI.19 Vérification de semelle filante croisé sous voiles à l'ELU……..... 179
Tableau.VI.20. ferraillage de semelles filantes croisées sous voiles à l'ELU..... 179
Tableau.VI.21Vérification des longueurs de scellement des semelles filantesSF1…..... 179
Tableau.VI.22. Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes croisés SF2..... 180
Tableau.VI.23. Détermination de la hauteur de libage des semelles sous poteaux……..... 181
Tableau.VI.24. Détermination des valeurs de q de semelles filantes croisées sous poteaux..... 181
Tableau.VI.25.Ferraillage longitudinale à l'ELU de la poutre de libage……..……182
Tableau.VI.26. Vérification des contraints à L'ELS……..……182

Tableau.VI.28.Calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement……..…183

Tableau.VI.29. Vérification de la flèche pour la poutre de libage……..…184
Tableau.VI.30.Détermination des moments par la méthode forfaitaire…….186
Tableau.VI.31.Détermination des moments de voile périphérique……..…186
Tableau. V.32.Calcul des armatures du voile périphérique l'ELU……..…186

Tableau.VI.33. Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS……...187

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Amin: 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.
M_t : Masse torsionnelle.
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 : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق أرضي+ ستة طوابق) متعدد الاستعمال و المقرر بناؤهابفوكة (تيبازة) والمصنفة ضمن المنطقة الزلزالية القوية(III) .

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +الجدران المسلحة .

قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

- **القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل.**
- **قواعد الخرسانة المسلحة .**

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج « SAP2000 ».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé:

Ce projet consiste à l'étude d'une structure en béton armée à usage multiple (RDC+6étages) qui sera implanté à Fouka (Tipaza) cette région est classée dans la zone de forte sismicité (III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel «SAP 2000».

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract:

This Project is a conception and study of block contain (GF + 6 floors) for multiple use; region classified as a highly seismicity area III.

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls.

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (**RPA 99 version 2003**) and the technical document **CBA93**.

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program **« SAP 2000 »**.

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

Introduction générale

La conception d'une structure parasismique est un problème complexe vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements, et d'économie imposées par les coûts croissants des constructions.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de portiques(poteaux ,poutres), de voiles ou les deux en même temps.

Après le séisme du 21 Mai 2003 de BOUMERDES, des études faites par des experts comme DAVIDOVICI, ont abouti à des modifications du Règlement Parasismique Algérien. L'une de ces modifications était d'élargir l'utilisation des voiles pour le contreventement des bâtiments. Cette modification a crée un conflit sur les quantités, positions et type de voiles à adopter.

Dans le présent projet, on se propose de voir l'effet de la variation des dimensions, de la localisation et des conditions de rigidité des extrémités des voiles sur le coût d'une structure dont le système de contreventement est constitué de portiques et de voiles et cela sans oublier l'aspect de sécurité.

L'étude sera menée sur un bâtiment en R+6 implanté en zone de forte sismicité, pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- le premier chapitre est la présentation complète du bâtiment, la définition des ces différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.

Le deuxième chapitre était sur la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.

- Le troisième chapitre est basé le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier et les planchers).

- L'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique était le but du 4ème. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse d'un modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul **SAP 2000.**

- Le ferraillage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) pour évaluer les quantités de matériaux nécessaires en acier est présenté en 5ème chapitre.

- Le dernier était sur l'étude des fondations du bâtiment et on termine ce travail par des conclusions générales.

I-1.Introduction :

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste en l'étude et aux calculs des éléments résistants d'un bloc en béton armé comportant sept (07) niveaux sur rez-de-chaussée avec terrasse inaccessible (R+6) à usage multiple (usage d'habitation avec locaux commerciaux).

I.2. Situation de l'ouvrage :

L'ouvrage en question sera implanté à «FOUKA», wilaya de TIPAZA, classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de haute sismicité (zone III).

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir:

- Le règlement de Béton Armé "CBA93"
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation"
- Le règlement parasismique algérien "RPA99 version 2003"

I-3.Description de l'ouvrage :

Le bâtiment est de forme irrégulière (forme L).

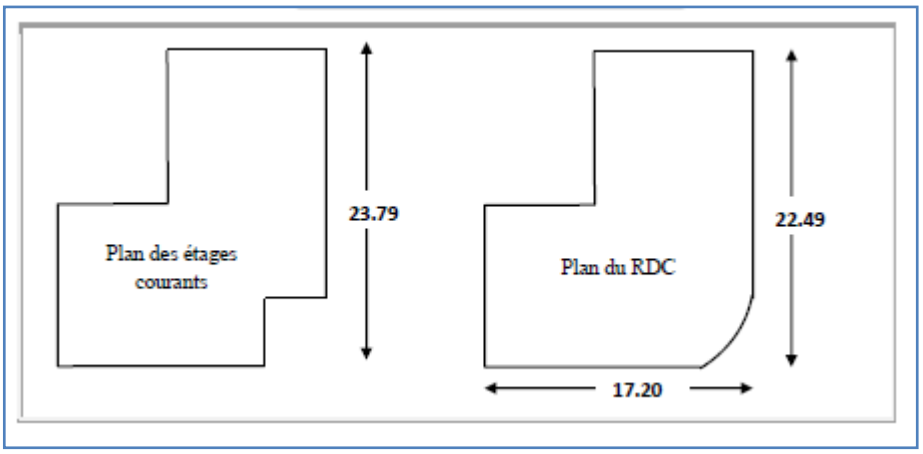


Figure 1-1 : description de l'ouvrage

I.4.caractéristiques géométriques:

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan, de dimensions suivantes:

- Hauteur des étages courants …… 3.06m.
- Hauteur du réz -de chaussée …… 4.08 m.
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère…… *25.5 m.*
- Longueur totale du bâtiment en plan …….. 23*.79 m.*
- Largeur totale du bâtiment en plan …… 17*.20 m.*

I.4.b. Système de contreventement:

. Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 11m, donc selon le RPA99 Version 2003 il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un système de contreventement mixte voiles-portiques.

I.4.c. Planchers :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Planchers corps creux.
- Planchers dalle pleine.

I.4.d. Maçonnerie :

On a deux types :

1- Murs extérieurs : sont composés de :

- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Une lame d'air de 10 cm d'épaisseur.
- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

2- Murs intérieurs : ce sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur.

I.4.e. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

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

I.4.f. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé.

Tableau 1-1 : dimensions des acrotères

	L'acrotère	
	Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)
La terrasse	60	10

- Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.4.g. Les escaliers :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier à deux volets.

I.4.h. L'infrastructure :

- C'est la partie d'interaction structure-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. Pour notre projet les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol.
- Les fondations superficielles de type semelles isolées ou filantes.

I.5. Caractéristique mécanique des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction sont conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).

I.5.1. Le béton :

Le béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelé « granulats » (sable, gravier), d'un liant qui est le ciment et de l'eau.

Le ciment utilisé c'est le CPJ 42.5 (ciment portland composé de classe 42.5) pour un dosage de 325 kg/m^3,donnant une résistance f= 25 MPa à 28 jours (Selon CBA93).

1.5.1.1. Résistance du béton :

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la rupture sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression a l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28}=25 MPa à 28 jours.

1.5.1.1.a) Résistance caractéristique à la compression: [1] : [Art A.2.1.1.1.]

La résistance caractéristique du béton non traité thermiquement suit les lois données par le CBA 93 :

$$f_{cj} = \frac{j}{4{,}76 + 0{,}83j} f_{c28} \text{ Si} \qquad f_{cj}<40 \text{ MPa (Selon BAEL91).}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1{,}40 + 0{,}95j} f_{c28} \text{ Si} \qquad f_{cj}>40 \text{ MPA (Selon BAEL91).}$$

Lorsque l'âge d'un béton dépasse 28 jours on peut admettre une résistance au plus égale à

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

1.5.1.1.b) Résistance caractéristique à la traction : [1] : [Art A.2.1.1.2]

La résistance à la traction du béton f tj est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation :

- f_{tj} =0.6+0.06f_{cj} . Avec f_{tj} et f_{cj} en MPa

1.5.1.2. Module de déformation:

1.5.1.2.a) Module d'élasticité longitudinale :

Le module de déformation longitudinale instantané est donné (selon CBA93) par :

$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{fcj}$ (Mpa), E_{I28}=32164,195 MPa.

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$E_{ij} = \frac{11000}{3}\sqrt[3]{fcj}$ (Mpa).

1.5.1.2.b) Module d'élasticité transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par :

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

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

Et en simplifiant G=0,41.10^7

1.5.1.3. Contraintes limites :

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la rupture sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction ou de cisaillement.

1.5.1.3.a) Contrainte de compression:

La résistance caractéristique du béton non traité thermiquement suit les lois données par le CBA 93 [**Art A.2.1.1.1.**]:

$fcj = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ pour; $f_{c28} \leq 40$Mpa

$fcj = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28}$ pour ; f_{c28}>40Mpa

1.5.1.3.b) Contrainte de traction:

La résistance à la traction du béton f tj est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation du CBA 93 [**Art A.2.1.1.2.]:**

$ftj = 0.6+0.06\ fcj$ avec ftj et ftj en (Mpa)

1.5.1.3.c) Contrainte de cisaillement :

Les contraintes tangentes sont déterminées à partir de l'effort tranchant et donné par le du CBA 93 [**Art A.2.1.1.3.**]:

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

τ_u = min (0.15. f_{c28} ,4 MPa). Pour : $fc28$= 25 MPa : τ_u= 2.5 MPa

- Fissuration peu nuisible (non préjudiciable):

τ_u= = min (0.2. f_{c28} et 5 MPa). Pour : $fc28$= 25 MPa : τ_u= 3.33 MPa.

1.5.1.3.d) relation contrainte-déformation:[1] : [**Art A.4.3.4.1**]

Le diagramme de calcul est donné selon la figure:

La contrainte ultime du béton en compression

σ_{bc}: est donnée par la formule:

$$\sigma_{bc} = \frac{0{,}85.fc_{28}}{\theta.\gamma_b}$$

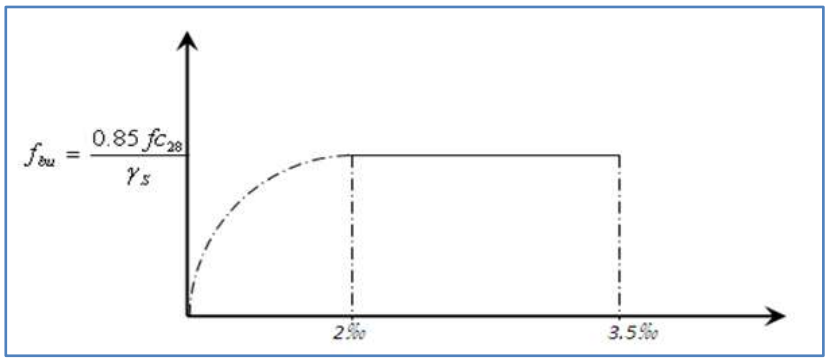


Figure 1-2 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU

Avec :

γ_b: Coefficient de sécurité, tel que :

$\sigma_b = 1{,}5$ Pour une combinaison fondamentale ;

$\sigma_b = 1{,}15$ Pour une combinaison accidentelle.

θ =1 Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure a 24 heures ;

θ =0.9Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures ;

θ =0.85 Lorsqu'elle est inférieure a 1 heure.

A L'ELS :

La contrainte admissible du béton à la compression :

σ_{bc} =0.6* $fc28$=15 MPa

Coefficient de poisson :

$\boldsymbol{\upsilon}=(\Delta a/a)/(\Delta L/L)$

Avec :

- Δa /a : allongement relatif de la section transversale.
- L/L : allongement relatif de la section longitudinale.

$\boldsymbol{\upsilon}$ = 0.2 pour l'état limite service (E.L.S).

$\boldsymbol{\upsilon}$ = 0 pour l'état limite ultime de résistance (E.L.U.R).

Tableau 1-2 : Caractéristique du béton.

f_{c28} (MPa)	25	
f_{t28} (MPa)	2.1	
E_{i28} (MPa)	32164.195	
E_{v28} (MPa)	10721.40	
$\sigma_{bc}\ ultime$	Situation durable	14.2
	Situation accidentelle	18.5
$\sigma_{bc}\ service$	15	
τ_u (MPa) : Situation durable	Fissuration peu nuisible	3.33
	Fissuration préjudiciable	2.5

I.5.2. Les aciers :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable a son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

1.5.2.a. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :[1]: [Art A.2.2.1]

Le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de L'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé :

[E_s= 2.1 * 10^5MPa].

1.5.2. b. Contraintes limites :

- **Etat limite ultime (ELU) :**

Diagramme contraintes- déformations :[1] : [Art A.2.2.2]:

Le diagramme contrainte- déformations (σ_S ; ε_S) est conventionnellement défini ci-dessous :

- **A L'ELU :**

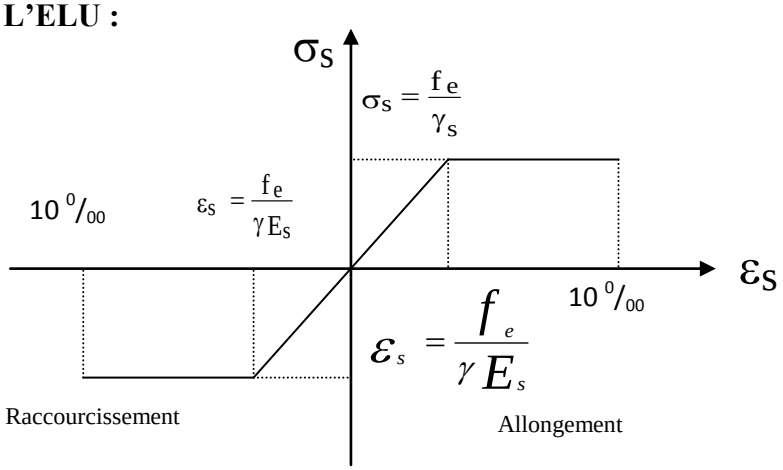


Figure I.3 diagramme contraintes déformations

- **A l'ELS :**

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 : $\overline{\sigma_s}$=Min [2 f / 3;110.$\sqrt{\eta . f_{tj}}$][MPa]
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s}$=Min[f/ 2;90.$\sqrt{\eta . f_{tj}}$][MPa]

Tableau 1-3 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Type d'acier	Nuances	Fe (MPA)	Diamètre (mm)	Utilisation
Rond lisse	FeE235	235	ϕ6 et ϕ8	Armatures transversales
Acier HA	FeE400	400	T≥8	Armatures et longitudinales
Treillis soudés	TLE520	520	$0 \leq \phi \leq 6$	Table de compression

I.5.3. Coefficient d'équivalence:

Le coefficient d'équivalence noté η est le rapport suivant : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

I.6. Taux de travail du sol :

- Le sol sur lequel sera implanté l'ouvrage et de contrainte admissible du sol est de 1.5 bars =0.15Mpa à une profondeur d'ancrage de 2m.

- Compte tenu des formations constituant le sol et l'ensemble de ses propriétés mécaniques, le site est classé dans la catégorie S3 (sol meuble) selon le Règlement Parasismique Algérien RPA99 Version 2003.

II.1. Introduction :

Le but du Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du CBA93 et RPA99 Version 2003. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

Le pré dimensionnement des poteaux se base sur le principe de la descente des charges qui agissent directement sur la stabilité, de la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur. Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments à construire, il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

- les planchers.
- les poutres.
- les poteaux.
- les voiles.

II .2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers corps creux sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

- ✓ La séparation des différents niveaux.
- ✓ Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- ✓ assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- ✓ La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont:

- ❖ Plancher corps creux.
- ❖ Plancher dalle pleine.

II .2.1. Plancher corps creux :

Les planchers corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide des deux formules suivantes:

- $L/20 \geq ht \geq L/25$
- et $ht \geq L/22.5$

Avec :

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

- Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 4.55 m.
- 455⁄20 ≥ ht ≥ 455⁄25 ⇒ 22. 50 cm ≥ ht ≥ 18.00 cm.
- et ht ≥ 455⁄22.5 ⇒ ht ≥ 20.00cm.

On choisit : ht = 20 cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type (16+4)

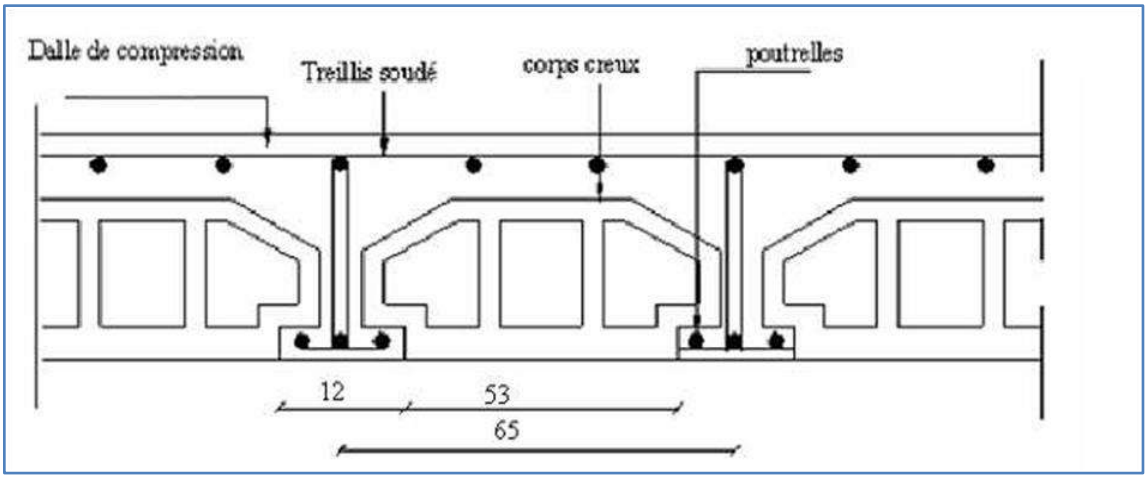


Figure 2-1: dimensionnement de plancher corps creux

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

- ht ≥ 16 cm

D'où on a: 20 cm > 16 cm **(CV).**

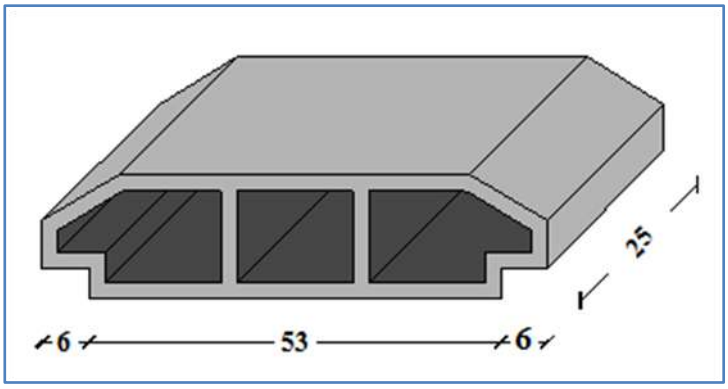


Figure 2-2: Dimensions du corps creux

II .2.1. Plancher dalle pleine :

L'épaisseur doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur les quels repose la dalle, dans notre cas les dalles reposent sur deux appuis :

Critère de résistance :

- L/35 ≤ h ≤ L/30
- L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.
- Pour le cas de notre structure, on a : L = 3.00 m.
- 300/35 ≤ h ≤ 300/30 ⇒ 8.57 cm ≤ h ≤ 10 cm.

Sécurité contre l'incendie :

- h = 7 cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.
- h = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heur.
- h = 17.5 cm pour quatre heures de coup de feu.

Condition d'isolation acoustique : ep ≥ 15 cm.

On choisit : h = 15 cm

Condition de flèche :

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$f_{max} < L_{max}/500$; Si la portée L est au plus égale à 5m

$f_{max} < 0.5cm + L_{max}/1000$; Si la portée L est supérieure à 5 m. **(CBA93 :B65.3)**

Si la portée L est supérieure à 5 m. **(CBA93 :B65.3) :**

Pour la vérification de la flèche $f_{max} = \frac{q_{Lx}^4}{384EI} \leq L_{max}/500$

Où : E_{ij} (MPa)=1100($0f_{c28}^{1/3}$) en. MPa

$I = \frac{be^3}{12}$; $e \geq \left(\frac{12qL_x^4}{384Eb\left(\frac{Lx}{500}\right)}\right)^{\frac{1}{3}}$; fcj=2.1MPa; Eij = 32164.2 Mpa; L_{max} =3m

G= 5.61 KN/m²→ Charge permanente ;

Q= 3.50 KN/m²→ Charge d'exploitation ;

Ceci nous donne : Q= (1,35G+1,5 Q) b → q = 12,82 kN/m ;

D'ou : e ≥ 5.5 cm, On prend : e=15 cm.

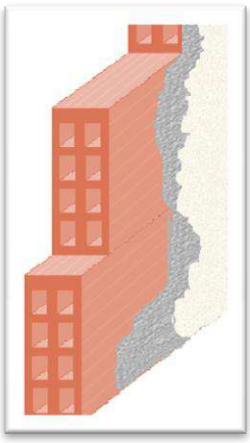
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations :

II.3.1. Maçonnerie :

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

Tableau 2-1 : charge permanent du mur simple cloison.

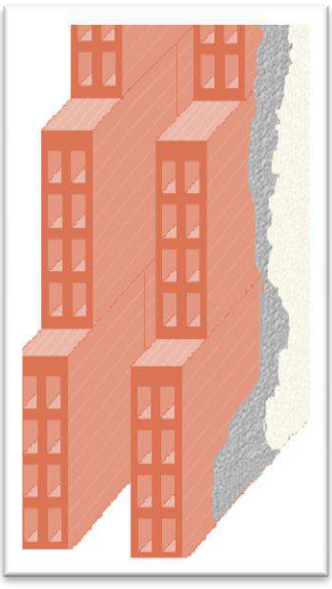
N	composants	Épaisseur (cm)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
2	Brique creuse	0.10	0.90	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
			Total	1.62



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

Tableau II -2 : charge permanente du mur double cloison.

N	composants	Épaisseur (cm)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit n plâtre	0.02	0.18	0.36
2	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
3	Brique creuse	0.10	0.9	0.9
4	Lame d'aire	0.05	-	-
5	Brique creuse	0.10	0.9	0.9
6	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
			Total	2.52



II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau 2-3 : Charge permanente du plancher terrasse.

N	Composants	Épaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	0.72
2	Étanchéité	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Film poly âne	-	0.01
5	Plaque de liège	0.04	0.16
6	Pare vapeur	0.01	0.06
7	Forme de pente	0.1	2.2
8	Planche corps creux	0.16+0.04	2.8
9	Enduit de plâtre	0.02	0.2
		G	6.60

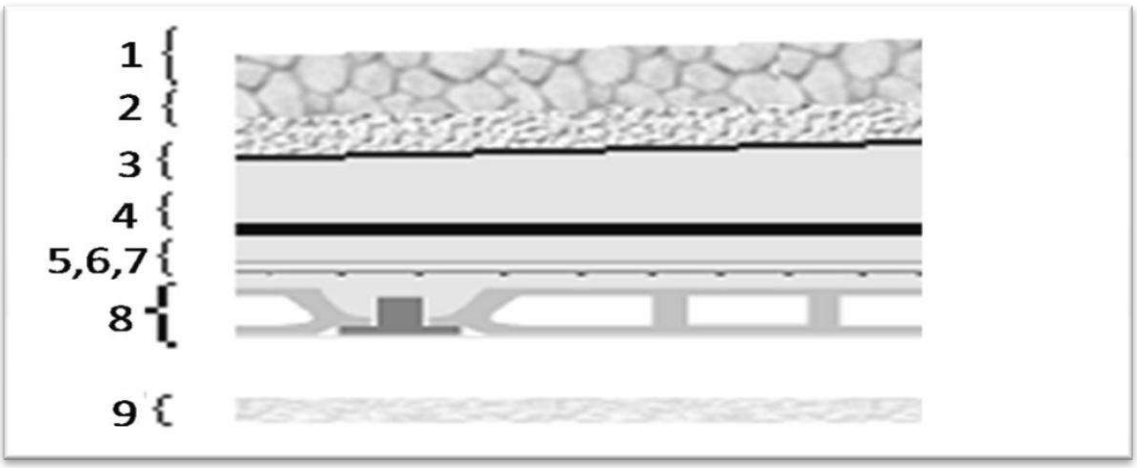


Figure 2-4 : composants d'un plancher terrasse

II.3.2.b. Surcharges d'exploitation :

Terrasse inaccessible Q = 1 kN/m^2.

II.3.3. Plancher courant :

II.3.3.a. Charges permanentes :

Tableau 2-4 : Charge permanente du plancher courant.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Lit de sable	0.03	0.54
3	Mortier de pose	0.02	0.4
4	Planche corps creux	0.16+0.04	2.8
5	Enduit de plâtre	0.02	0.2
6	mur simple cloison	0.14	1.62
		G	6



Figure 2-5 : composants d'un plancher courant.

II.3.3.b. Surcharges d'exploitation :

✓ Q = 1.5 KN /m^2 (usage d'habitation)

II.3.4. Dalle pleine :

II.3.4.a. Balcons de terrasse :(dalle pleine)

- **Charges permanentes :**

Tableau II-5 Charge permanente pour la dalle pleine de terrasse.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé (25/40)	0,05	0,90
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier Kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Film poly âne	-	0,05
6	Liège (isolant thermique)	0,04	0,16
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Dalle pleine	0,15	3,75
9	Enduit de ciment	0,02	0.36
		Total	G = 7.65

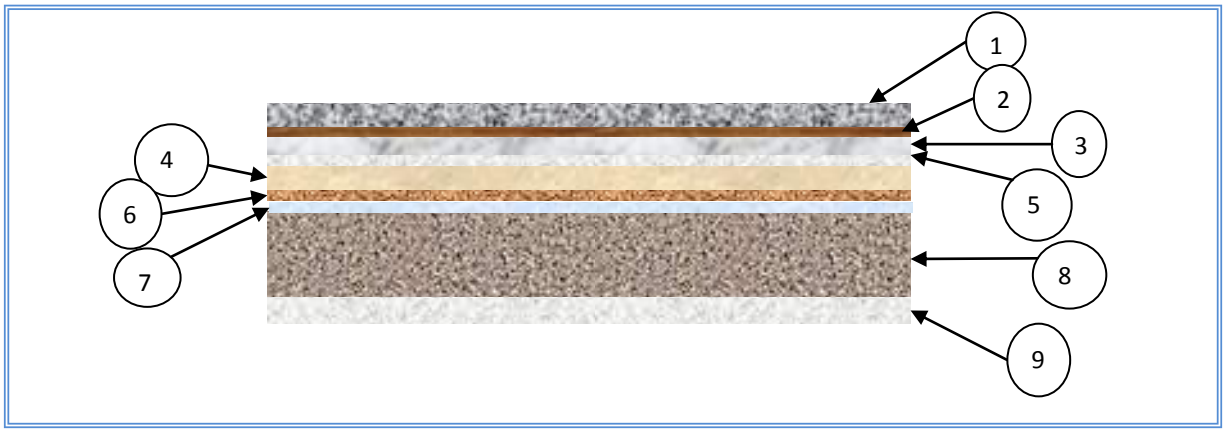


Figure II -5 : composants d'un plancher de la terrasse.

II.3.4.b. Balcons de l'étage :(dalle pleine)

- **Charges permanentes :**

Le tableau II.5 présente la Charge permanente pour la dalle pleine de l'étage.

Tableau II-5 Charge permanente pour la dalle pleine de l'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 de ciment	0,02	0,36
		Total	G = 5,49



Figure II -5 : composants d'un balcon de l'étage.

❖ **charges d'exploitation :**

Pour les balcons : Q = 3,5 KN/m².

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).

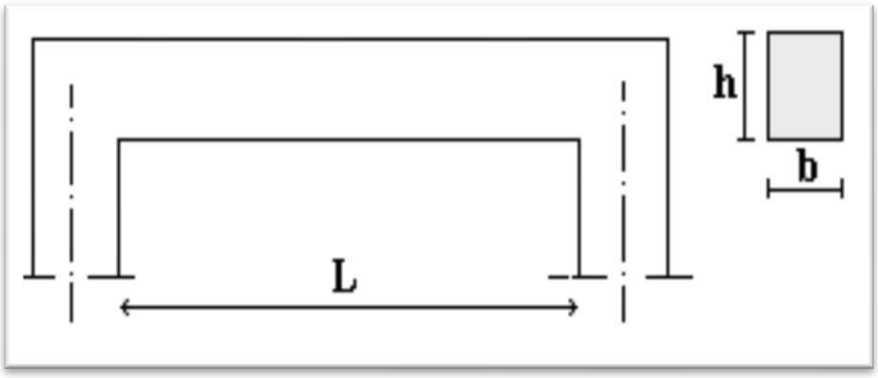


Figure II -6 : Dimensionnement de la poutre.

- 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:

- (Portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10 [1]
  - 0.3h ≤ b ≤ 0.7h
  - 0.6h ≤ b ≤ h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003

En zone III sont: **[Art 7.5.1]**

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm [2]
- h/b ≤ 4
- $b_{max} \leq 1.5+b_1$

Nous choisissons le sens longitudinal (parallèle à Y-Y) comme sens porteur.

Les poutrelles des planchers à corps creux sont parallèles à X-X pour le bloc.

Tableau 2-7 : pré dimensionnement des poutres

	poutres principales	poutres secondaires
Conditions de résistance	L_{max}= 4.85 $m \Rightarrow 30.33 cm \leq h \leq 48.50 cm$ on adopte $\mathbf{h = 40 cm} \Rightarrow 12\ cm \leq b \leq 28 cm$ on adopte $\mathbf{b = 30}\ cm$	$L_{max} = 3.48 m \Rightarrow 29.8 cm \leq h \leq 3.48 cm$ on adopte $\mathbf{h = 35\ cm} \Rightarrow 12\ cm \leq b \leq 24.5\ cm$ on adopte $\mathbf{b = 30\ cm}$
Vérification selon le RPA 99	h=40cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.16 ≤ 4	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.33≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16	(h/L=0.0769) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	h/L=0.0895) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	$\mathbf{h = 40 cm ; b = 30\ cm}$	$\mathbf{h = 35\ cm ; b = 30\ cm}$

Vérification de la flèche « BAEL 91 modifié 99 » [1] :

On doit vérifier que : $f_{max} \leq \bar{f}$ Avec : $\bar{f} = \begin{cases} 0.5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si} \quad L > 5 \text{ cm} \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si} \quad L \leq 5 \text{ cm} \end{cases}$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie ; la flèche maximale est donnée $f_{max} = \frac{5}{384 E_{vj}\ I_b}$ par :

Avec :

L : La portée de la poutre.

h: La hauteur de la section de la poutre. f_{max} : La flèche maximale de la poutre.

q: Charge uniformément répartie déterminée à E.L.S (q=G+Q).

G : Charge permanente reprise par la poutre.

Q : Charge d'exploitation supportée par la poutre.

I_b Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion $\left(I_b = \frac{bh^3}{12}\right)$

E_{vj} : Module d'élasticité différé du béton armé (Evj=10721,40MPa) : $E_{vj} = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{f_{c28}}$

➢ **Sens porteurs (L=4,85m) :**

$\bar{f} = \frac{L}{500}$ = 0.894 cm E_{vj} = 10721.40 MPa I_b = 160000 cm^4

- **Plancher terrasse :**

* Poids propre de la poutre : Gp = 0.30 x 0.40 x 25 = 3.000 *KN/ml*.

* Poids propre du plancher :

G plancher = 6.60 x (1.265 + 1.65) = 19.239 KN/ml.

Q plancher = 1 x (1.265 + 1.65) = 2.915 KN/ml.

Poids total : q = Gp + G plancher + Q plancher = 25.154 KN/ml.

- **Plancher courant :**

- Poids propre de la poutre : Gp = 0.30 x 0.40 x 25 = 3.000 *KN/ml*.
- Poids propre du plancher : G plancher = 6.00 x (1.265 + 1.65) = 17.490 KN/ml.

Q plancher = 1.5 x (1.265 + 1.65) = 4.372 KN/ml.

- Poids total : q = Gp + G plancher + Q plancher = 24.862 KN/ml.

$f_{max} = 0.762cm < \bar{f} = 0.894cm$……..vérifier.

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 peut pré dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime (NU=1,35G+1,5Q).

II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité :

Pour toutes les raisons techniques de réalisation et de rapidité d'exécution on généralise l'utilisation aux poteaux les plus sollicité soit : les poteaux centraux d'ou : (B;5).

II.5.2. Dimensions des poteaux :

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

MIN (a, b) ≥ 30cm (zone III)

Tableau 2-8 : pré dimensionnement des poteaux**.**

Niveau d'étage		6^{eme}	5^{eme}	4^{eme}	
Dimension du poteau	a (*cm*)	**35**	**35**	**35**	
	b (*cm*)	**35**	**35**	**35**	
Niveau d'étage		3^{eme}	2^{eme}	61^{ier}	RDC
Dimension du poteau	a (*cm*)	**40**	**40**	**45**	**45**
	b (*cm*)	**40**	**40**	**45**	**45**

II.5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f:

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

- *0.7*L0 : si le poteau est à ses extrémités :
- Soit encastré dans un massif de fondation
- traversé par des poutres de plancher ayant au moins même raideur i.e. (I/L) que lui dans le sens considéré.
- L_0 : dans les autres cas.
- L0 =3.06 m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs, Cas des étages courants.
- L0 =4,08 m : est comptée entre face supérieure de plancher étage avec la fondation, Cas de RDC.
- Pour les étages courants et le RDC on a : $Lf = 0.7\ L0$

II. 5. 4. Calcul de l'effort $\overline{N_u}$:

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

Avec :

- Nu: Effort normal admissible a l'ELU.
- Br : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ; Br = (a-2cm)*(b-2cm).
- γb= 1,50 & γs = 1,15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (situation durable).
- fc28 et fe : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- As : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau.
- α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:
- $\alpha = 0.85/1 + 0.2(\lambda/35)^2$ pour $\lambda \leq 50$ et

➢ $\alpha = 0.6\ (\frac{50}{\lambda})^2$ pour $50 \leq \lambda \leq 70$

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

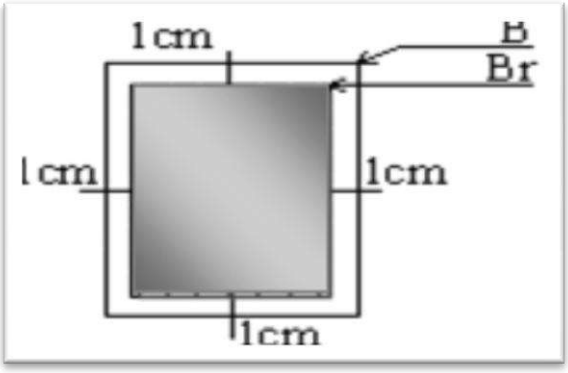


Figure 2-7 : Section réduite du poteau.

Tableau 2-10 : calcule de $\overline{N_u}$

	dimension	h_e (m)	Br (mm²)	λ	α	As (mm²)	$\overline{N_u}$(KN)
le 6eme étage	35*35	3.06	108900	24.73	0.773	90	1146.48
le 5eme étage	35*35	3.06	108900	21.20	0.792	122.5	1630.95
le 4eme étage	35*35	3.06	108900	21.20	0.792	122.5	1630.95
le 3eme étage	40*40	3.06	144400	18.55	0.805	160	2197.43
le 2eme étage	40*40	3.06	144400	18.55	0.805	160	2197.43
le 1ere étage	45*45	3.06	184900	16.49	0.814	202.5	2844.53
le RDC	45*45	4.08	184900	16.49	0.788	202.5	2753.67

II.5.5. la surface reprise par le poteau :

* Tous les étages:

S_t= (1.965+2.230+0.3) × (1.8+1.44+0.3)=15.93m^2

S_p = (1.965+2.230) × (1.8+1.44)=13.60 m²

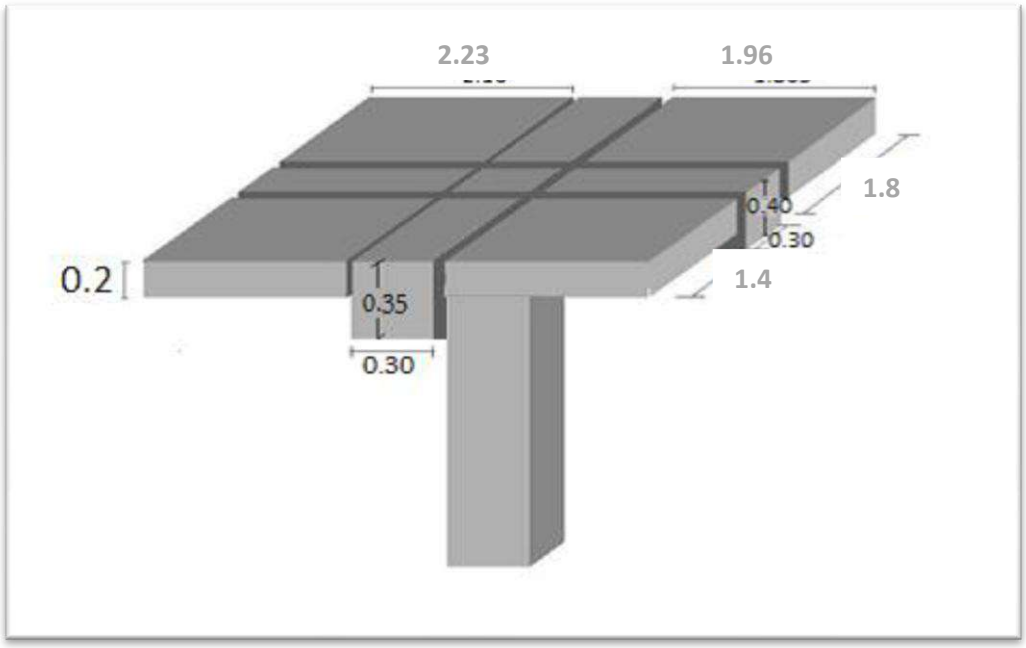


Figure 2-8 : représentation du poteau le plus sollicité d'étage

II.5.6. Descente des charges :

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau avec un tableau (Excel), ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

II.5.6.a. Charges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu' à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n)$ Donnée par « **BAEL 91modifié 99** »

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times \sum_{i=1}^{5} Q_i$$

Avec

- n: Nombre d'étage
- Q_0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.
- Q_1, Q_2,……, Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.
-

Tableau 2-11 : détermination des charges d'exploitations.

	q (KN/m)	S_t $(m)^2$	Q (KN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (KN)
$6^{éme}$étage	1	15.93	Q0=	15.930		15.930
$5^{éme}$étage	1.5		Q1=	23.895	1	39.825
$4^{éme}$étage	1.5		Q2=	23.895	0.95	61.330
$3^{éme}$étage	1.5		Q3=	23.895	0.9	80.446
$2^{éme}$étage	1.5		Q4=	23.895	0.85	97.173
1^{iere}étage	1.5		Q5=	23.895	0.8	111.510
RDC	4		Q6=	63.720	0.75	123.457

II.5.6.b. Charges permanentes et Nu :

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive.

Tableau 2-12 : vérifications du ($1.1Nu \leq \overline{N_u}$)

	Eléments	G (kN)	G_T (kN)	G_{cum} (kN)	Q_{cum} (kN)	Nu (kN)	1.1Nu (kN)	$\overline{N_u}$ (KN)	$1.1Nu \leq \overline{N_u}$
6^{eme} étage	Poutre p	13.650	123.893	123.893	15.93	191.15	210.26	1146.48	CV
	Poutre s	11.733							
	Poteau	8.75							
	Plancher	89.760							
5^{eme} étage	Poutre p	13.650	123.893	245.463	39.825	391.112	430.223	*1630.95*	CV
	Poutre s	11.733							
	Poteau	8.75							
	Plancher	89.760							
4^{eme} étage	Poutre p	13.650	123.893	369.356	61.330	590.626	649.689	*1630.95*	CV
	Poutre s	11.733							
	Poteau	8.75							
	Plancher	89.760							
3^{eme} étage	Poutre p	13.650	126.583	495.400	80.446	789.459	868.405	*2197.43*	CV
	Poutre s	11.733							
	Poteau	11.44							
	Plancher	89.760							
2^{eme} étage	Poutre p	13.650	126.583	621.983	97.173	985.436	1083.980	*2197.43*	CV
	Poutre s	11.733							
	Poteau	11.44							
	Plancher	89.760							

1$^{em é}$ étage	*Poutre p*	*13.650*	*134.783*	*756.767*	*111.510*	*1188.900*	*1307.79*	*2844.53*	CV
	Poutre s	11.733							
	Poteau	19.64							
	Plancher	89.760							
RDC	Poutre p	13.650	134.783	891.550	123.457	1388.778	*1527.659*	*2753.67*	CV
	Poutre s	11.733							
	Poteau	19.64							
	Plancher	89.760							

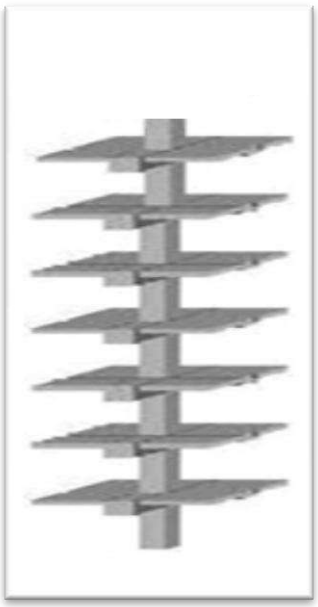


Figure 2-9 : schématisation du poteau étudie

II.5.7. Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau 2-13 vérifications de coffrage des poteaux.

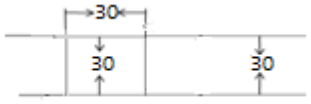
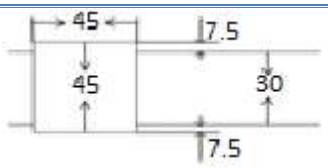
Condition à vérifier	Application de condition		Vérification
Min (b1, h1)≥ 25cm	Min (b, h) = 30 $cm > 25cm$		CV
Min (b1, h1)≥ he /20	RDC	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (4.08-0.40)/20=18.40cm	CV
	Étage courant	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (3.06-0.40)/20=13.33cm	
0.25≤ (b1/h1)≤ 4	0.25 ≤ (b1/h1)=1 ≤ 4		CV

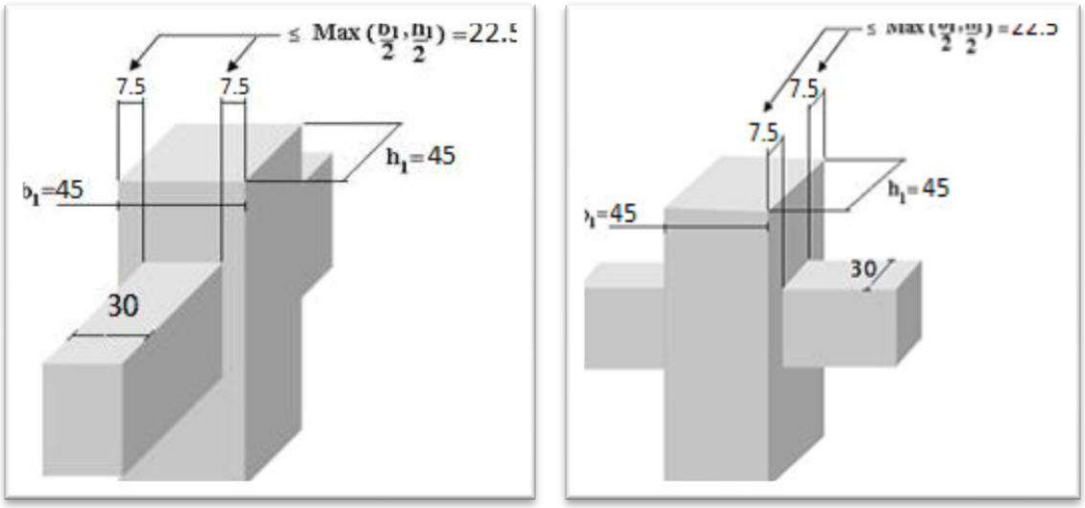
II.5.8. Vérification aux zones nodales : (RPA99v2003)

Il nous reste à vérifier :

- b max ≤ 1.5h1+b1
- d ≤ Max (b1/2;h1/2)

Tableau 2-14 vérification aux zones nodales.

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	b_{max}≤ $1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max ($b_1/2;h_1/2$)	d≤ Max ($b_1/2;h_1/2$)
	30	30	30	oui	0.0	15	oui
	30	45	45	oui	7.5	22.5	oui



Poutre secondaire Poutre principale

II.6. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront 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≥ 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 he et des conditions de rigidité aux extrémités.

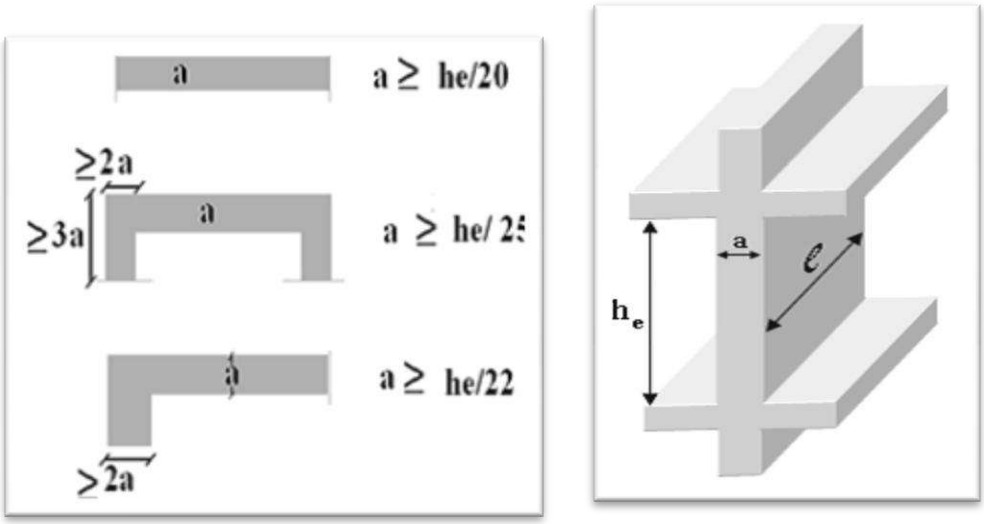


Figure 2- 11 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

Donc:

- he= 4.08-0.4=3.68m**. (RDC)**
- a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20)

a ≥max (15 cm ; 14.72 cm;16.72 cm;18.40 cm)

a ≥18.40 cm

On adopte : a =20 cm

- he= 3.06-0.4=2.66m. **(étages courants)**
- a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20)=

a ≥max (15 cm ; 10.64 cm;12.09 cm;13.30 cm)

a ≥13.30 cm .

On adopte : a =15 cm

III. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. 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 horizontale de 1kN/ml appliquée à son extrémité libre. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

✓ 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 100cm 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.

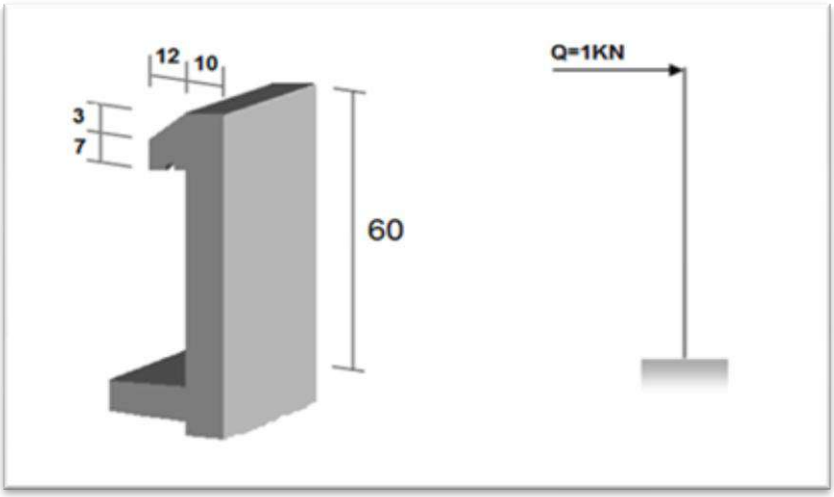


Figure 3-1 : L'acrotère

III.1.1.Évaluation des charges et surcharges :

Tableau 3-1 : Les charges

Charge Permanente
Poids propre : [(0,6.0,1)+(0,12.0,07)+((0,12.0,03)/2)].25=1.755KN
Charge d'exploitation
Q = 1 KN

III.1.2. Détermination des efforts :

Tableau 3-2 : Les efforts sur l'acrotère

L'E.L.U	
L'effort normal :	N_U =1,35.G = 1,35×1.755 =2,369 KN
Moment d'encastrement :	M_U =1,5.Q. h = 1,5×1×0,6= 0.90KN.m
L'effort tranchant :	T_U =1,5.Q = 1,5×1 = 1, 500 KN.
L'E.L.S	
L'effort normal :	Nser = G = 1.755 KN
Moment d'encastrement :	Mser = Q. h =1×0,6= 0,6 KN .m
L'effort tranchant :	Tser = Q =1 KN

III.1.3. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée et en situation durable.

Tableau 3-3 : Dimensions et caractéristiques des matériaux.

Dimensions			Résistances caractéristiques		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
b	100	cm	fc_{28}	25	MPa
h	10	cm	FeE	400	MPa
C_1	2,5	cm	Sollicitations		
C_2	2,5	cm	Notations	Valeurs	Unités
Longueur de flambement			Nu	2,369	KN
Notations	Valeurs	Unités	Mu	0.9	KN.m
L_0	0,6	m	Nser	1.755	KN
L_f	1,2	m	Mser	0,6	KN.m

III.1.3.a. À E L U :

❖ **Calcul de l'excentricité:**

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.975}{2.538} \Rightarrow e_0 = 38.41cm$

On a: e0=38.41 cm > $\frac{h}{2}$-c=10/2-2.2.5 cm

❖ 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 :**

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

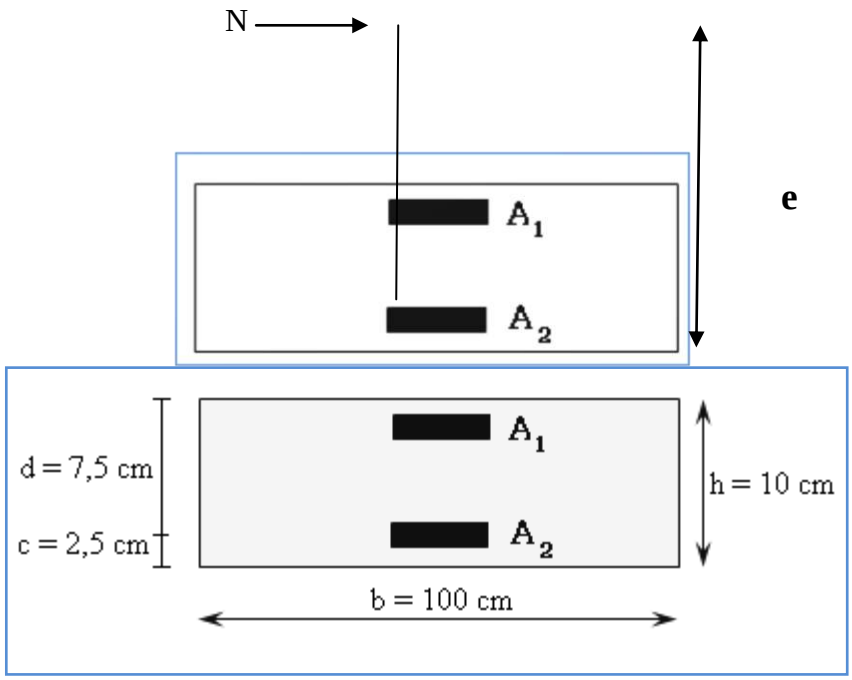


Figure 3-2 : Section de B.A a l'ELU

$M1 = N * e \Rightarrow M1 = 1.038KN.m$

❖ **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion simple

$$\mu = \frac{M1}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} \qquad \Rightarrow \mu = 0.013$$

$\mu = 0.013 < \mu_1 = 0.392 \quad \Rightarrow A'_1 = 0 \quad$ et $\quad ß = 0.993$

$$A_1 = \frac{M1}{(\bar{\sigma}s * \beta * d)} \Rightarrow A = 40.05 \text{ mm}^2$$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow A = 0.40 \text{ cm}^2$

Et : $A' = A'_1 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$

Donc: A = 0.40 cm²

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{B}{100} = \frac{10 * 100}{1000} = 1cm^2$$

$A_{min} = 1cm^2 >$ A =0.40 cm²

On adopt: A = 4HA 8 = 2.01 cm^2

❖ **Armatures de répartition :**

Pour les deux blocs A et B on a : Ar≥A/4⇒ Ar ≥0.5025

Donc

on prendra : Ar = 4HA 6 = 1.13 cm^2

❖ **Espacement :**

St= (100/4) =25 cm≤S_{min} =min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm

$S_{rép}$= (65/4)=16.25 cm≤ =miS_{min} n [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm

III.1.3.b. Vérification à l'E.L.S :

Données: N_{ser} = 1.88 KN ; M_{ser} = 0.60 kN.m

❖ **Calcul de l'excentricité**:

On a: $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$=$\frac{0.65}{1.88}$=34.57cm

$\frac{h}{2}$-c=5-2.5=2.5cm<$e_0 = 34.57cm$.

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $\frac{M'_G}{N_{ser}} > \frac{I'_G}{B_{0>\upsilon 2}}$

Ou: Bo = b*h+ 15 (A1 + A2) ⇒ Bo = 1030, 15 cm^2.

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[bh^2/2+ 15\ (A1\ c1 + A2d)]$⇒ υ1 = 5,073cm

υ2 = h - υ1⇒ υ 2 = 4,926cm.

$I'_G = \frac{b}{3}(\upsilon\ 1\ 3 + \upsilon\ 23) + 15\ [A1\ (\upsilon\ 1 - c1)^2 + A2\ (\upsilon 2\text{-}c2)^2]$ ⇒ I'G = 8513, 68 cm^4

Alors: $\frac{I'_G}{B_{0>\upsilon 2}}$=1,677cm.

M'G = N_{ser}.CG' ; C= G'CG+GG'= CG +(υ 1 –(h/2))= e0–(h/2-c) +((h/2))=32,143cm.

$\frac{M'_G}{N_{ser}} = CG$ Donc : CG'= 32,143cm > $\frac{I'_G}{B_{0>\upsilon_2}}$=1,677cm

Alors : on a une section partiellement comprimée **(SPS)**

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

0u : σ_b-ky_1 avec k-$\frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_{s=15k(d-y_1)}$

On va calculer y2 à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

tq y2: 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 = -35.91 cm < 0 ".

- **Application numérique :**

$$\begin{cases} p = -3790.05\text{cm}^2 \\ q = +89204.97\text{cm}^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient: y_2^3-3790.05 cm$^2 y_2$+89204.97=0

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -38.052x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,744 \Rightarrow \varphi = 138.07 \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 48.88\text{cm} \end{cases}$$

$$\text{Les racines de l'équation sont: } y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 33.94\text{cm} \\ a\cos(\frac{\varphi}{3}+120) = -47,43\,\text{cm} \\ a\cos(\frac{\varphi}{3}+240) = 13,49\text{cm} \end{cases}$$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

0 < y1 = y2 + C < d

y1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe.

$$\text{Donc:}\begin{cases} y_2 = 38.15cm \\ y_1 = y_2 + C = 2.24cm \end{cases}$$

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

$$S_{xx'} = 92.91cm^3$$

$k = A' \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1880}{92291} = 0.0203\ N_{/mm^2}$

σ_s=15K(d- y) 15* 0.0203 (75- 22.4) =16.016 MPa

$\bar{\sigma}_s$=Min$\left[\frac{2}{3}f_e = 266.66MPa; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\right]$

$\sigma_s = 16.016MPa < \bar{\sigma}_s = 201.633MPa$

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U.

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant :

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

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$$

$$F = 1.5 - \frac{0.975}{0.9 * 0.075} = -12.94\text{kN}$$

III.1.5. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ telles que:

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

$Et: \bar{\tau}_u = min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma b;}; 4MPa\right] = 2.5MPa$ (Fissuration préjudiciable)

D'où alors : $\tau_u = 0{,}02\text{Pa} < \bar{\tau}_u = 2{,}5$ MPa

- ✓ Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales

Ne sont pas nécessaires.

III.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme:

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

$F_p = 4ACpWp$ **[1] Art [6.2.3]**

A: coefficient d'accélération;

A = 0,15 [Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage2, zone III)]

Cp: facteur de force horizontal;

Cp = 0,8 **[1] Tab [6.1] :**

W_p: Poids propre de l'élément

W_p = 1,775 KN.

D'où alors : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,775 \Rightarrow F_p = 1.404$ kN < 1,5Q = 1,5 KN (C.V)

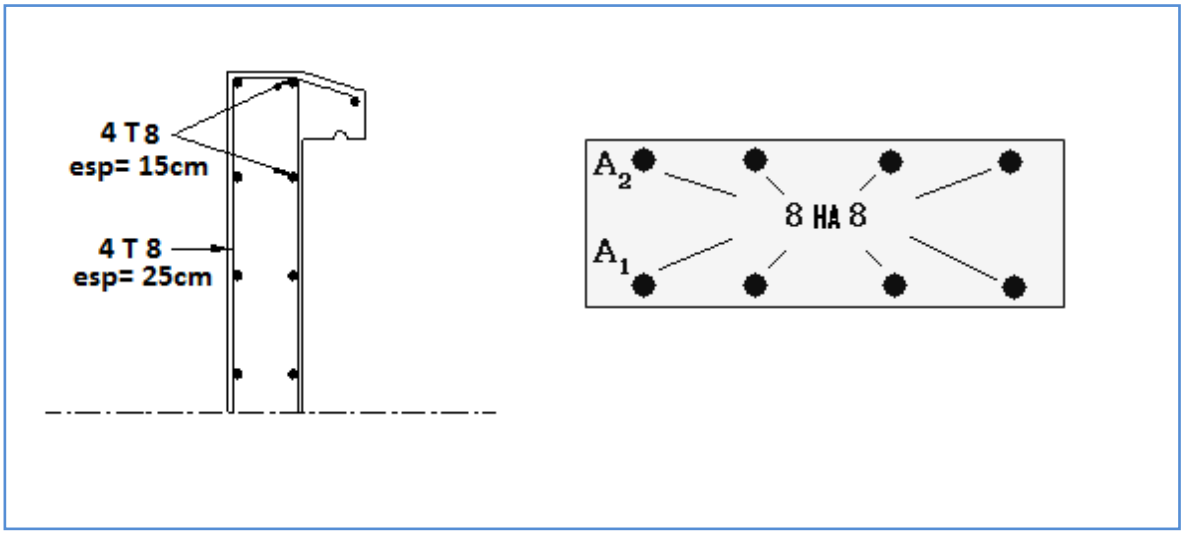


Figure 3-3 : Vue sur le ferraillage d'un acrotère

III.2.Plancher corps creux :

Généralement le plancher est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.2.1. La dalle de compression :

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.
La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 m entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :
  A 1≤20 cm
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :
  A 2≤33 cm
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_t \geq 0.02 * L * \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e}$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- f_e : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- A_t : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.
  50cm ≤ (L=65cm) ≤ 65cm ⇒ $A_t \geq 0.5$ cm² /m.l
- La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_l \geq \frac{At}{2} = 0.25 cm^2/\text{m.l}$$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures.
On choisit un treillis soudé :

On choisira : $A_t = 5\varphi 5 = 0.98 cm^2$;esp=20 cm

$A_l = 5\varphi 5 = 0.98 cm^2$;esp=20cm

TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacement 20cm x 20 cm.

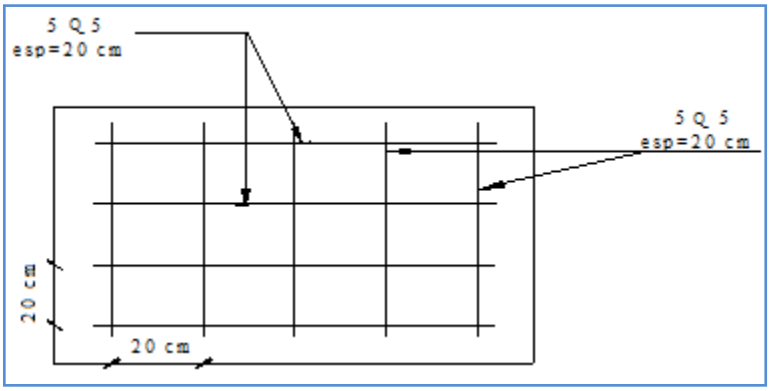


Figure 3-4 : disposition constructive des armatures de la table de compression.

III.2.2. Les 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.

III.2.2.a. avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

* son poids propre.

* le poids de corps creux (entrevous) et la couche de béton.

* une charge concentrée a son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 KN ou (0.5*L) KN, qui représente le poids d'un ouvrier.

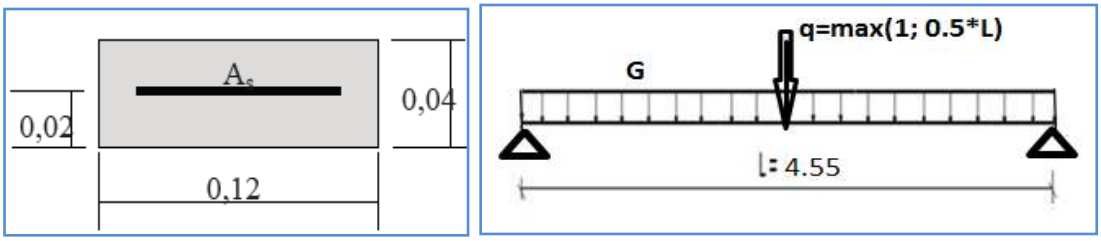


Figure 3-5 : schématisation de la poutrelle avant coulage

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

La travée L(m)	Q (KN)	G (KN/ml)	
4.55	2.88	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous octroie :

Tableau 3-5 : Calcul des moments

M_G (kN. m)	M_Q (kN. m)	M_u (kN. m)
$\frac{GL^2}{8} = 1.992$	$\frac{QL}{4}$=2.593	1.35M_G+1.5M_Q=6.578

$\mu = \frac{M_u}{(\bar{\sigma}_b * b * d^2)}$ $= \frac{6.578*10^3}{14.2*0.12*20^2}$=0.994>$\mu_l$=0.372.

Conclusion :

Les armatures comprimées A' sont nécessaires, cependant la section est faible, pour cela on prévoira des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant coulage de la table de compression.

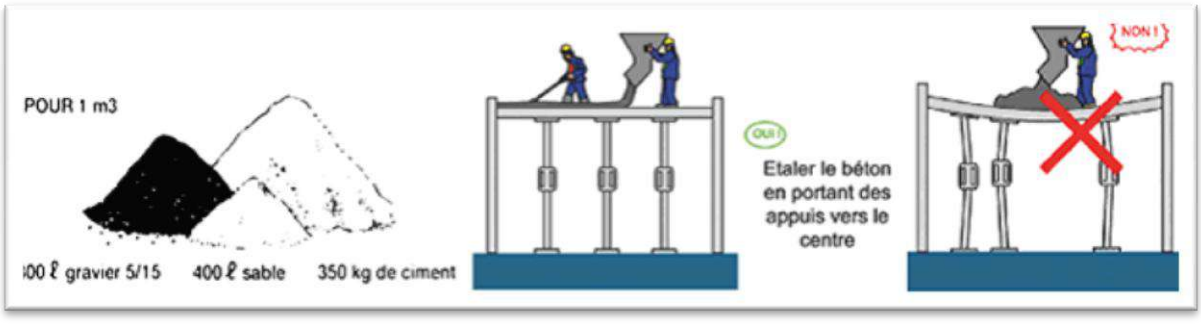


Figure 3-6 : Choix de disposition des étaiements.

✓ **Calcul des étaiements:**

C'est à partir du calcul de moment qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "μ" pour la comparer avec "μl", si ce coefficient est supérieur du premier donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'un coefficient de frottement inférieur au coefficient de frottement limite.

Pour un seul étai au milieu :

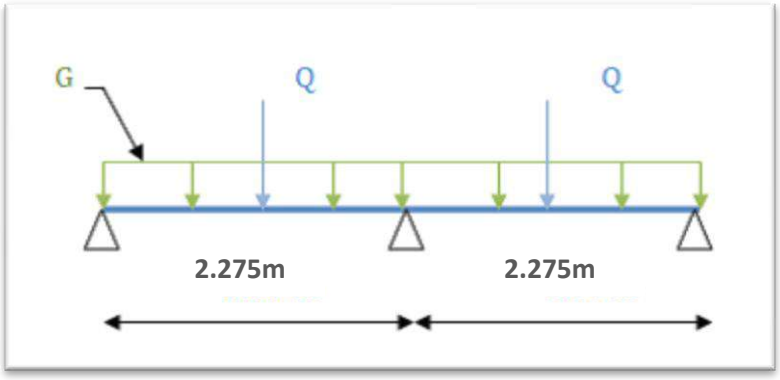


Figure3.7. Travée avec un seul étai au milieu.

G=0.77(kN/ml)

Q=Max[1 KN; 1.137KN]=1.137kN

M_G=0.450 kN

M_Q=0.647 kN

M_u=1.097 (kN .m)

$\mu=\frac{1.097*10^3}{0.12*14.2*(30)^2}$=0.715>$\mu_l$=0.372. (C.N.V)

On ajoute un autre étaiement :

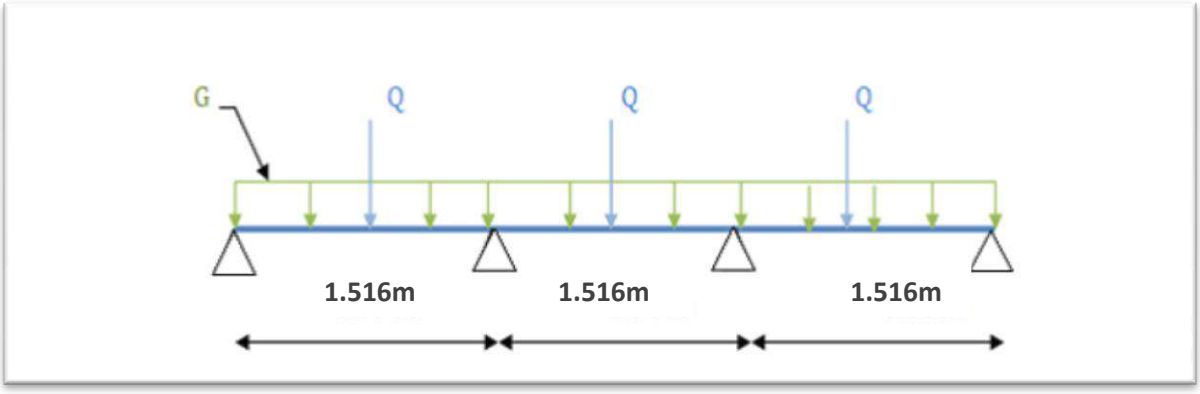


Figure3.8. Travée avec deux étais espacés de 1.516m

G=0.77(KN/ml)

Q=Max[1 KN; 0.758KN]=1 KN

M_G=0.146KN

M_Q=0.379KN

M_u=0.766(KN.m)

μ=$\frac{0.766*10^3}{0.12*14.2*(30)^2}$=0.499>$\mu_l$=0.372. (C.N.V)

On ajoute un autre étaiement.

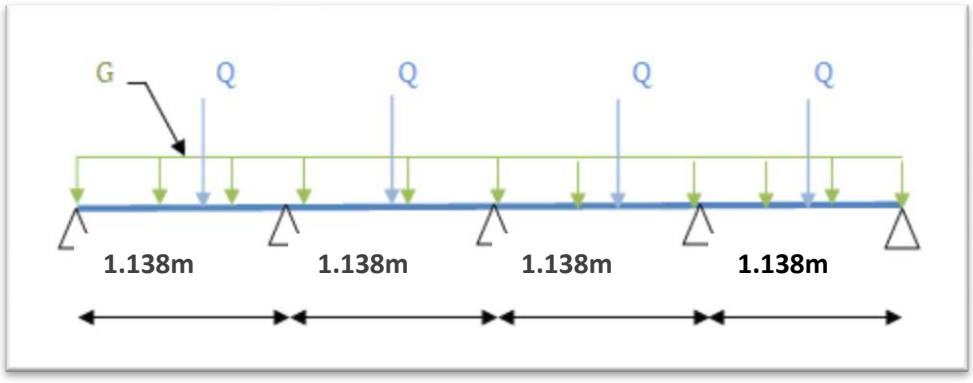


Figure3.9. Travée avec trois étais espacés de 1.138 m

G=0.77(KN/ml)

Q=Max[1 KN; 0.569KN]=1 KN

M_G=0.125KN

M_Q=0.285KN

M_u=0.855(KN.m)

μ=$\frac{0.855*10^3}{0.12*14.2*(30)^2}$=0.557>$\mu_l$=0.372. (C.N.V)

On ajoute un autre étaiement.

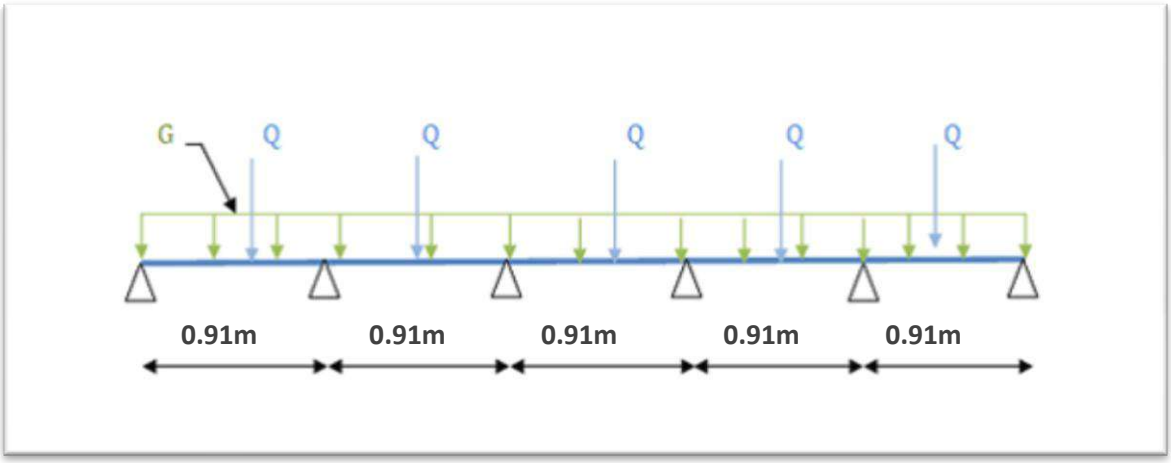


Figure3.10.Travée avec quatre étais espacés de 0.91 m

G=0.77(KN/ml)

Q=Max[1 KN; 0.0.455KN]=1 KN

M_G=0.08KN

M_Q=0.228KN

M_u=0.450(KN.m)

μ=$\frac{0.450*10^3}{0.12*14.2*(30)^2}$=0.293>$\mu_l$=0.372.(C.V)

Alors il faut prévoir quatre étaiements le long de la travée espacés de 91cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

III.2.2.b. Après coulage :

- G = poids du plancher (16+4)= 2.8*0.65=1.82 kN/ml
- Q = 1*0.65=0.65 kN/ml
- 1.35G+1.5Q=3.432 (kN/ml).

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

4 types de poutres continues sont à envisager :

- Type-1- : Poutrelles à 1 travée
- Type-2- : Poutrelle à 3 travées.
- Type-3- : Poutrelle à 5 travées.
- Type-4- : Poutrelle à 6 travées.

III.2.2.b.1. Méthode de calcul :

a) La méthode forfaitaire :

On utilise la méthode forfaitaire pour les poutres continues remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm².$Q \leq Min\begin{cases} 2G \\ 5KN/m^2 \end{cases}$

- charges concentrées :

$$P \leq \text{Min } (Q/4 \text{ et } 2\text{ kN})$$

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 :**

Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25 : $0.8 \leq \frac{L_i}{Li+1} \leq 1.25$

❖ **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 l'appui de gauche.

M_e : Moment l'appui de droite. On désigne par : $\alpha=\frac{Q}{G+Q}$

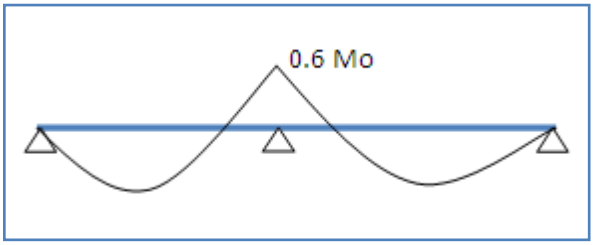
Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

* $Mt + ((M_w+Me)/2) \geq$Max (1.05Mo et $(1+0.3\ \alpha)\ M_0$

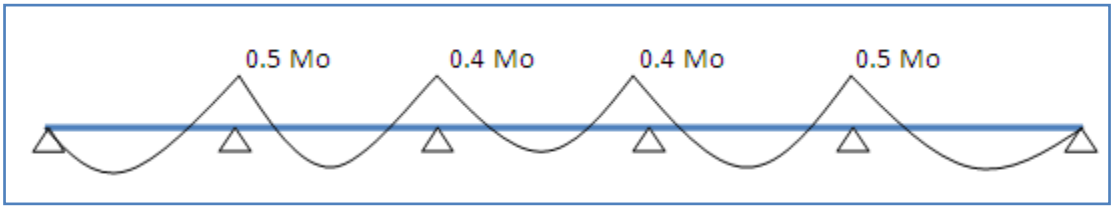
*$Mt \geq \begin{cases} \left(\frac{1.2+0.3\ \alpha}{2}\right).Mo & \text{pour les travées de rive.} \\ \left(\frac{1+0.3\ \alpha}{2}\right).Mo & \text{pour les travées intermédiaire.} \end{cases}$

* les moments d'encastrements des appuis

- Ma ≥ 0.6 Mo cas des poutres a 2 travées.



❖ Ma ≥ 0.5 Mo pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre a plus de 2travées.



Remarque :

1) Mo : moment isostatique ($Mo=PL^2/8$)
2) dans les expressions ci-dessus les moments Mw et Me sont pris en valeur absolues.
3) sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue de 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 : (Ma=0.2 Mo).
5) l'effort tranchant est égale :

$T_w=PL/2+ ((M_w -Me)/L)$

$Te=-PL/2+ ((M_w -Me)/L)$

6) le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

Mt=0.85 Mo

Ma=Mb=-0.5 Mo

III.2.2.b.2. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau 3-7 : Actions de calcul des poutrelles après coulage.

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Terrasse	6.60*0.65=4.29	1*0.65=0.650	6.767	4.940
Plancher courant	6.00*0.65=3.900	1.5*0.65=0.975	6.727	4.875

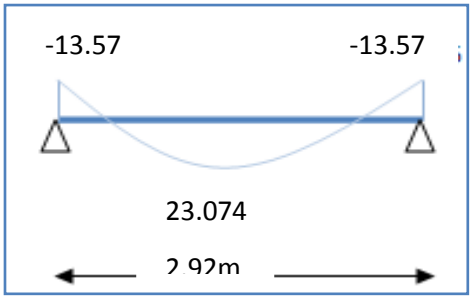
III.2.2.b.3. Sollicitations de calcul :

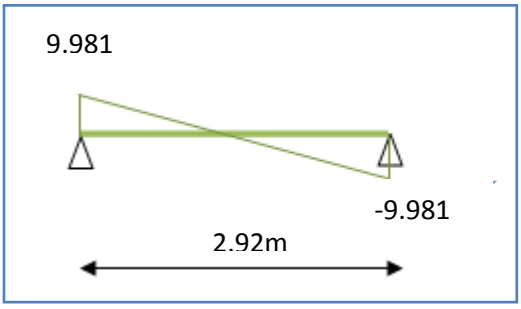
❖ **1ier type : Poutrelle à 1 seule travée.**

La méthode forfaitaire est applicable; les résultats sont résumés dans le tableau Suivant :

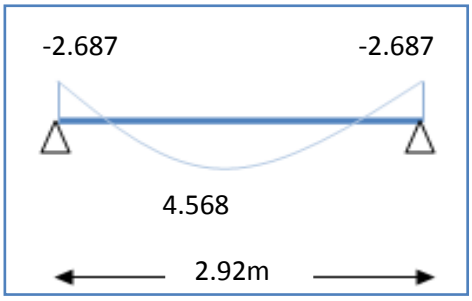
✓ **travée de 2.92m**

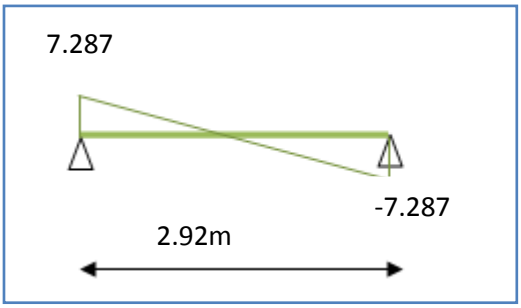
E.L.U :


-13.57
-13.57
23.074
2.92m


9.981
-9.981
2.92m

E.L.S :


-2.687
-2.687
4.568
2.92m


7.287
-7.287
2.92m

❖ **2ème type : Poutrelle à 3 travées**

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

Q=0.65 KN/m^2≤Min$\begin{cases} 2G = 8.48\ KN/m^2 \\ 5 \qquad KN/m^2 \end{cases}$ **(C.V)**

- l'inertie est constante pour toutes les travées.

-0.8< $L_{AB}/\ L_{BC}$ =1.62 <1.25 **(C.N.V)**

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable; alors, on utilise la méthode de **Caquot**

❖ **3ème type : Poutrelle à 5 travées.**

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

-Q=0.65 KN/m^2≤Min$\begin{cases} 2G = 8.48\ KN/m^2 \\ 5\ KN/m^2 \end{cases}$ **(C.V)**

- l'inertie est constante pour toutes les travées.

-0.8< $L_{AB}/\ L_{BC}$ =1.28 <1.25 **(C.N.V)**

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable; alors, on utilise la méthode de **Caquot**

❖ **4ème type : Poutrelle à 6 travées.**

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable

Q=0.65 KN/m^2≤Min$\begin{cases} 2G = 8.48\ KN/m^2 \\ 5 \qquad KN/m^2 \end{cases}$ **(C.V)**

- l'inertie est constante pour toutes les travées.

-0.8< $L_{AB}/\ L_{BC}$ =1.28 <1.25 **(C.N.V)**

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable; alors, on utilise la méthode de **Caquot.**

III.2.2.b.2.Méthode de calcul:

Le calcul s'effectue par la méthode CAQUOT qui est applicable car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

1-Q≤Min$\begin{cases} 2G = \ KN/m^2 \\ 5 \qquad KN/m^2 \end{cases}$ **(C.V)**

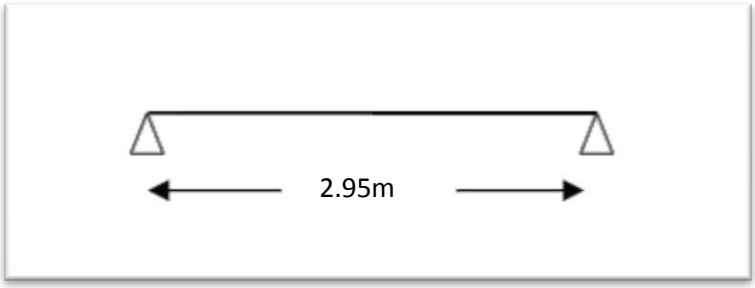
2- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées (C.V)

3-le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre :

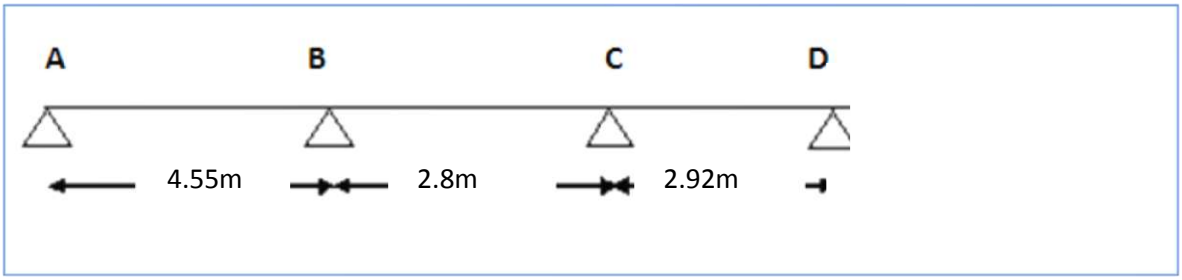
" 0.8 " et " 1.25 ". (C.N.V)

4- La fissuration doit être peu nuisible. (C.V)

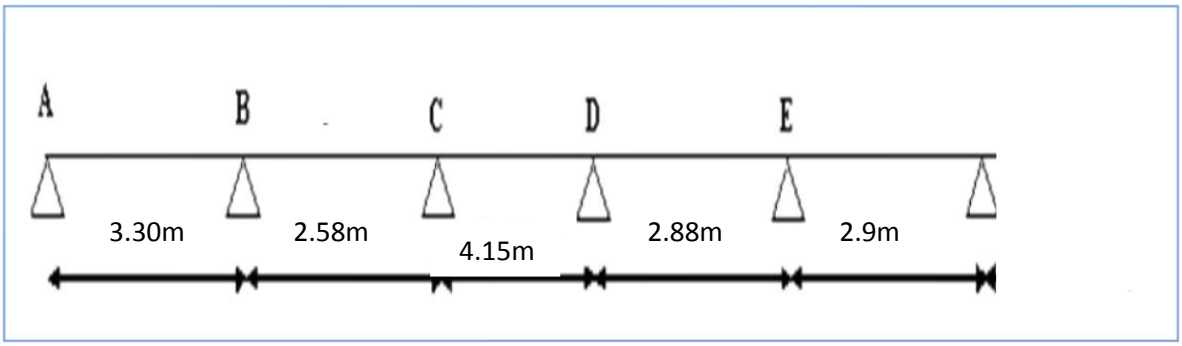
- **Type 1-Poutrelle à 1 seule travée:**



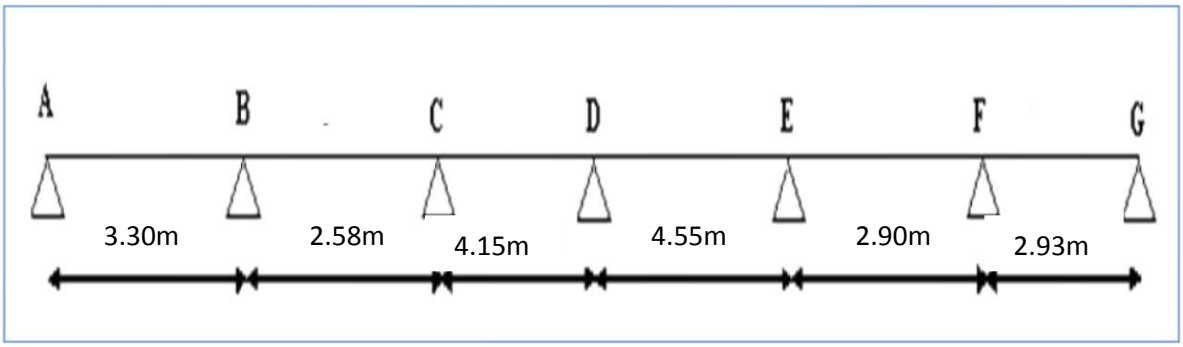
- **Type2-Poutrelle à3 travées**



❖ **Type3-Poutrelle à 5 travées**



❖ **Type4-Poutrelle à 6 travées**



Avec :

- $M_{.0}$: moment isostatique.
- M_w; Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- $q_{.w}$: Charge répartie a gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie a 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 a gauche de l'appui considéré.
- Te : Effort tranchant a droite de l'appui considéré.

Tableau 3-8méthode 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	$T_e = -T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$

III.2.2.b.3. Evaluation des charges et surcharges

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

Tableau 3-9 Actions de calcul des poutrelles après coulage.

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Terrasse	6.60*0.65=4.29	1*0.65=0.650	6.767	4.940
Plancher Courant	6.00*0.65=3.900	1.5*0.65=0.975	6.727	4.875

1er type :

- **travée de 4.55 m**

ELU :

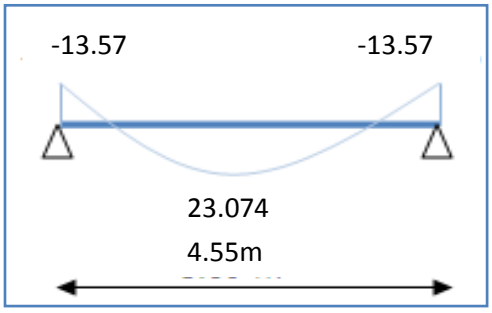


Figure 3. 11. Diagramme des moments du 1ier type des poutrelles a l'ELU.

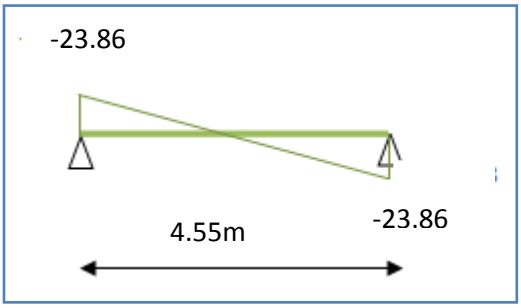


Figure 3.12. Diagramme des efforts tranchants du 1ier type des poutrelles a l'ELU.

ELS :

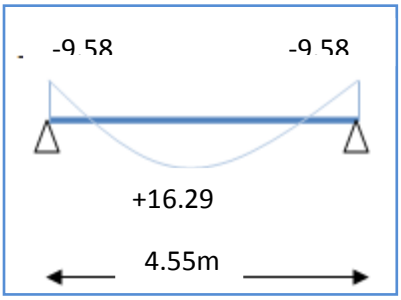


Figure 3.13. Diagramme des moments du 1ier type des poutrelles a l'ELS.

- **2ème type (E.L.U) :**

Tableau 3.10. Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle 3 travées à l'E.L.U

Travées	M_o(kN.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)	T_e(kN)	T_w (kN)
A-B	17.51	9.57	3.50	12.36	-17.34	13.45
B-C	6.63	-2.434	12.36	5.57	-7.05	11.90
C-D	7.21	3.70	5.58	1.44	-8.46	11.29

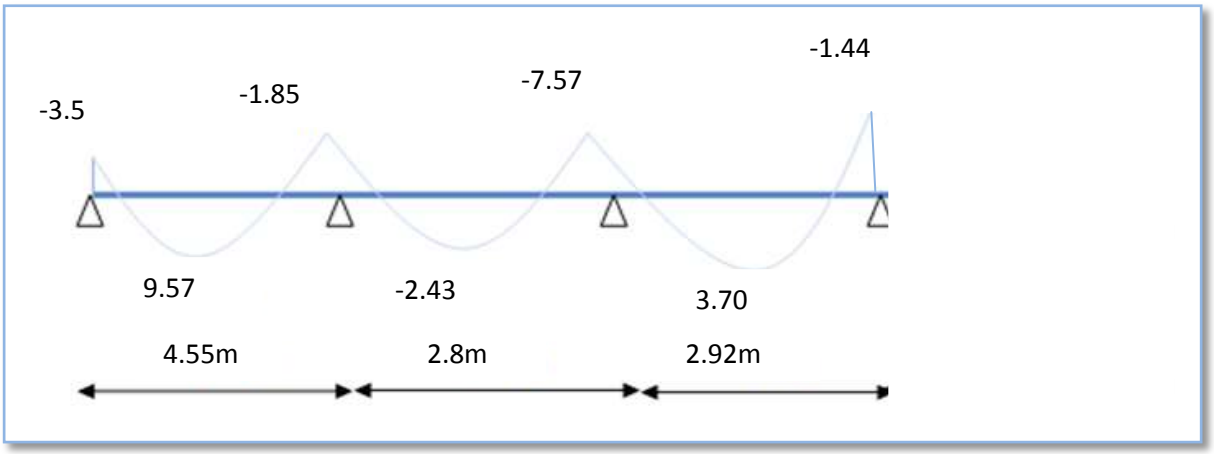


Figure 3.14. Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles l'ELU

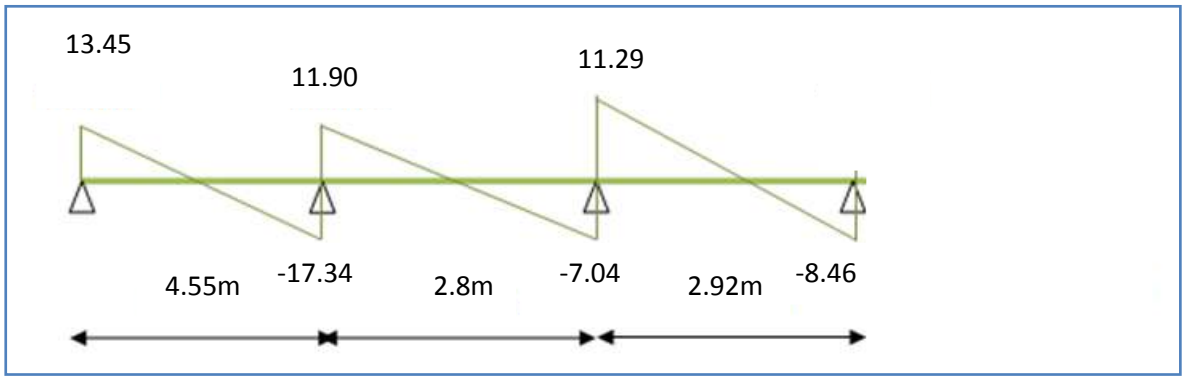


Figure 3.15.Diagramme des efforts tranchants du 2eme type des poutrelles à l'ELU

ELS :

Tableau 3.11. Moment fléchissant de la poutrelle à 3travées à l'E.L.S

Travées	M_0(kN.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	12.78	6.99	2.56	9.02
B-C	4.84	-1.71	9.02	4.07
C-D	5.27	2.70	4.07	1.053

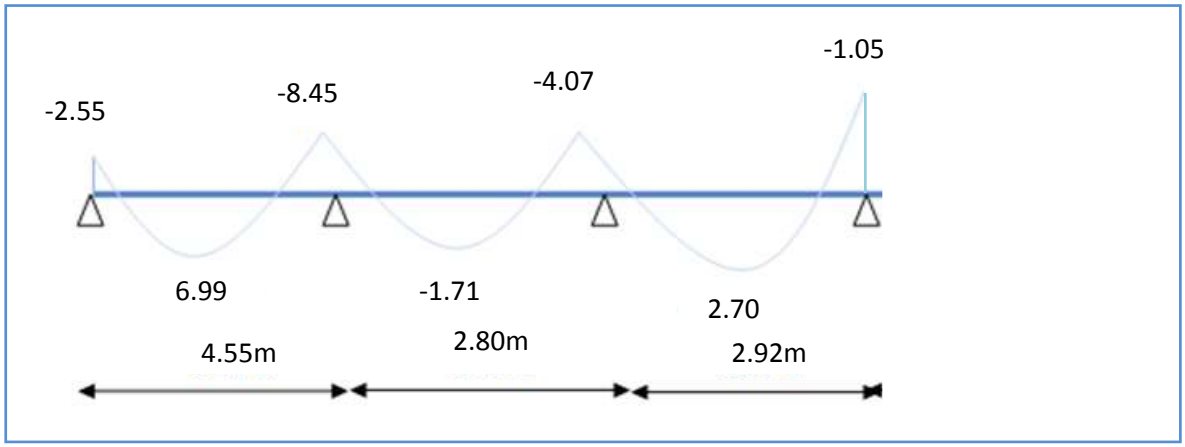


Figure 3.13. Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles a L'ELS.

➢ **3ème type (E.L.U)** :

Tableau 3.12. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle a5 travées a l'E.L.U

Travées	M_o(kN.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)	T_e(kN)	T_w (kN)
A-B	9.21	4.97	1.84	6.64	-12.62	9.71
B-C	5.63	-1.045	6.64	6.71	-8.76	8.70
C-D	14.57	6.36	6.71	9.70	-14.76	13.32
D-E	17.51	8.24	9.70	8.84	-15.21	15.58
E-F	7.11	1.98	8.84	1.42	-7.25	12.37

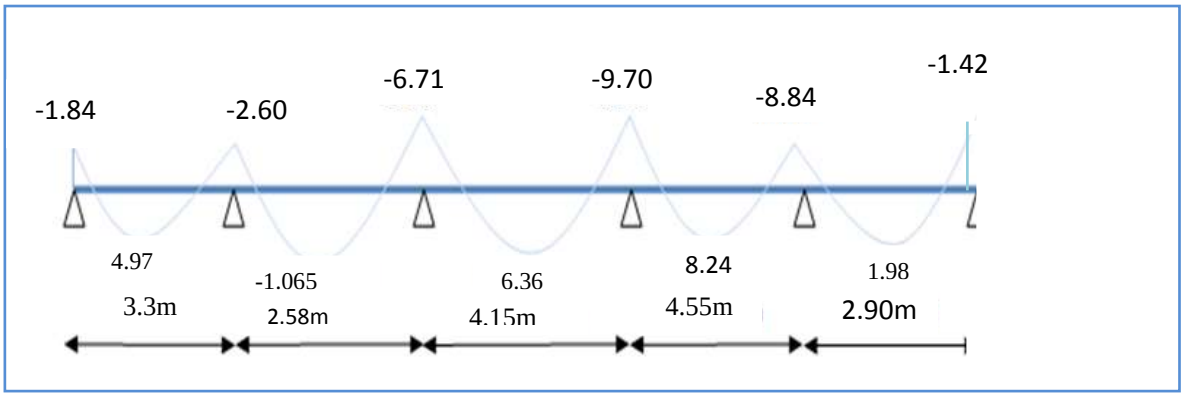


Figure 3.14. Diagramme des moments du 3eme type des poutrelles a l'ELU.

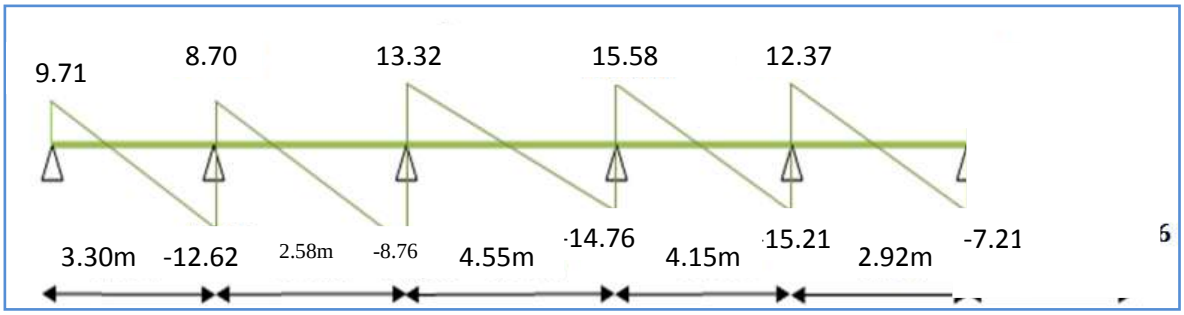


Figure 3.15. Diagramme des efforts tranchants du 3eme type des poutrelles al 'ELU

ELS :

Tableau 3.13. Moments fléchissant de la poutrelle à 5 travées à l'E.L.S

Travées	M_o(kN.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	6.72	3.63	1.34	4.85
B-C	4.11	-0.76	4.85	4.90
C-D	10.63	4.64	4.90	7.08
D-E	12.68	6.02	7.08	6.45
E-F	5.19	1.48	6.45	1.03

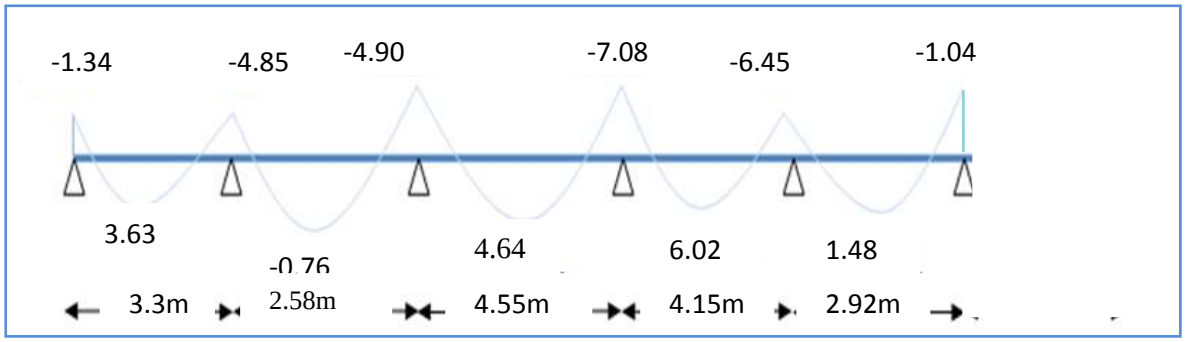


Figure 3.16. Diagramme des moments du 3eme type des poutrelles a l'ELS

➢ **4ème type (E.L.U) :**

Tableau 3.14. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.U

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	9.21	4.97	1.84	6.64	-12.62	9.71
B-C	5.63	-1.045	6.64	6.71	-8.76	8.70
C-D	14.57	6.36	6.71	9.70	-14.76	13.32
D-E	17.51	8.24	9.70	8.84	-15.21	15.58
E-F	7.11	1.98	8.84	1.42	-7.25	12.37
F-G	7.26	3.15	6.77	1.45	-8.10	11.73

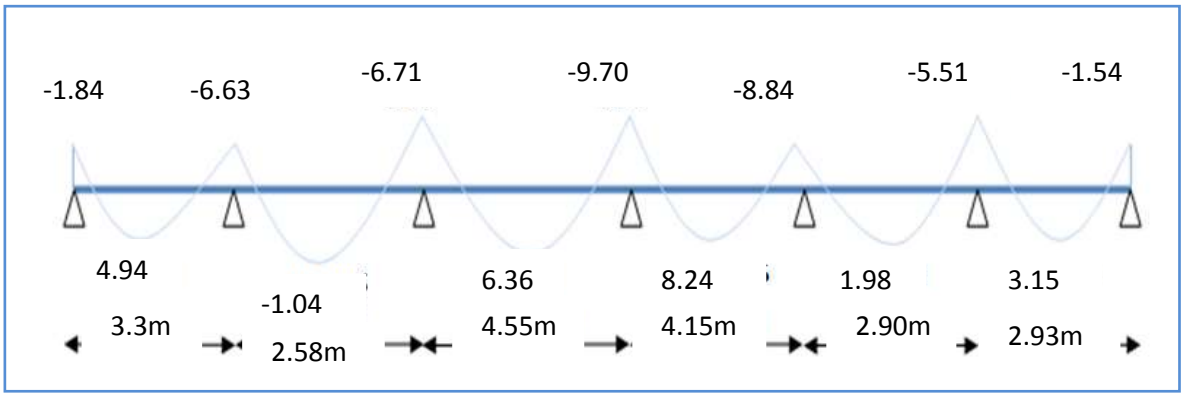


Figure 3.17. Diagramme des moments du 3^{eme} type des poutrelles a l'ELU.

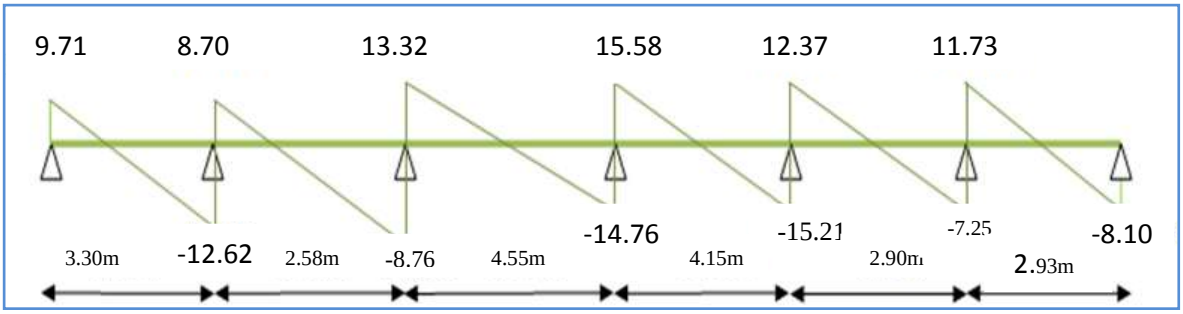


Figure 3.18. Diagramme des efforts tranchants du 3eme type des poutrelles a l'ELU

ELS :

Tableau 3.15. Moments fléchissant de la poutrelle à 6 travées à l'E.L.S

Travées	M_0(kN.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	6.72	3.63	1.34	4.85
B-C	4.11	-0.76	4.85	4.90
C-D	10.63	4.64	4.90	7.08
D-E	12.68	6.02	7.08	6.45
E-F	5.19	1.48	6.45	1.03
F-G	5.30	1.48	4.94	1.06

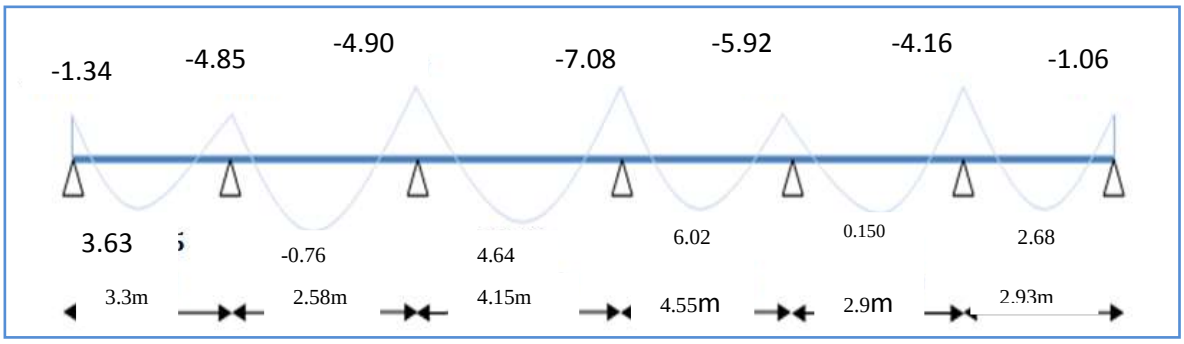


Figure 3.17. Diagramme des moments du 4eme type des poutrelles a l'ELS

III.2.2.b.4. Récapitulations :

Tableau 3-16 : Récapitulations des efforts internes.

	ELU			ELS	
	Ma_u	Mt_u	T_u	Ma_{ser}	Mt_{ser}
sollicitations	12.362	9.880	9.025	6.993	12.660
référence	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées

III.2.2.b.5. Calcul du ferraillage :

❖ **Armatures longitudinales :**

Le ferraillage des poutrelles est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

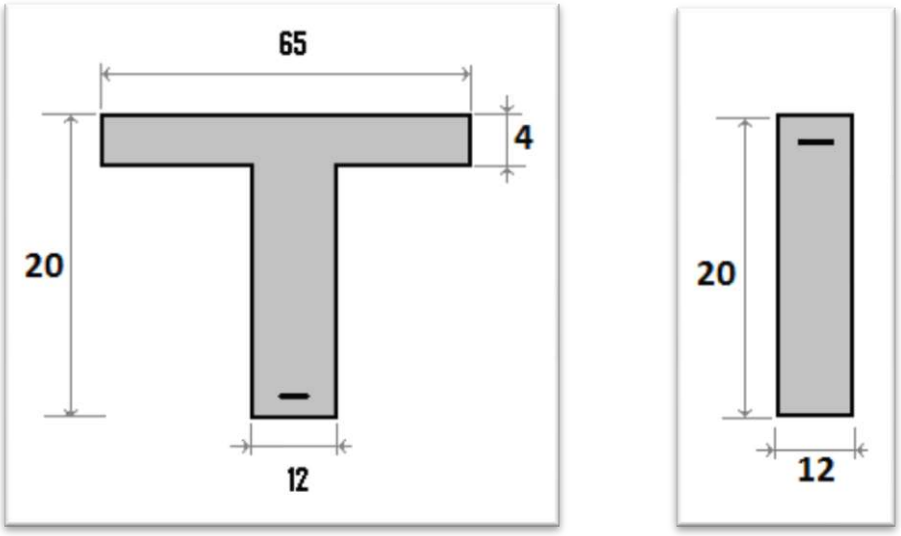


Figure 3-18 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages.

En travée (à gauche); En appui (à droite)

La fissuration est **peu nuisible**, la situation est durable.

Tableau 3-17 : calcule des armatures

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (kN.m)	9.880	12.362
	M_0 (kN.m)	Mo=b.ho. $\sigma_b$adm.(d-ho/2)=65.10^2-2.40.14,2.(180-40/2)=59.072(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	0.038	0.146
	μ_l	0.392	
	μ<μ_l	CV	CV
	β	0.9835	0.8720
	A'(cm^2)	0	0
	A(cm^2)	1.61	2.02
	Le chois	3HA10=2.36(cm^2)	2HA12=2.26(cm^2)
ELS	M_{ser} (KN.m)	6.963	9.025
	$\sigma_{b\ adm}$ (MPa)	15	
	σ_b(MPa)	3.30	4.30
	$\sigma_b < \sigma_{b\ adm}$	CV	CV

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

Tableau 3-18 : ferraillages longitudinaux des poutrelles.

Section d'armature	En travée	En appuis
	At.=3AH10	Aa=2AH12

Pour les appuis des poutrelles en utilisent une barre de ϕ8 ; et deux autres barres sera comme un ferraillage de dalle de compression.

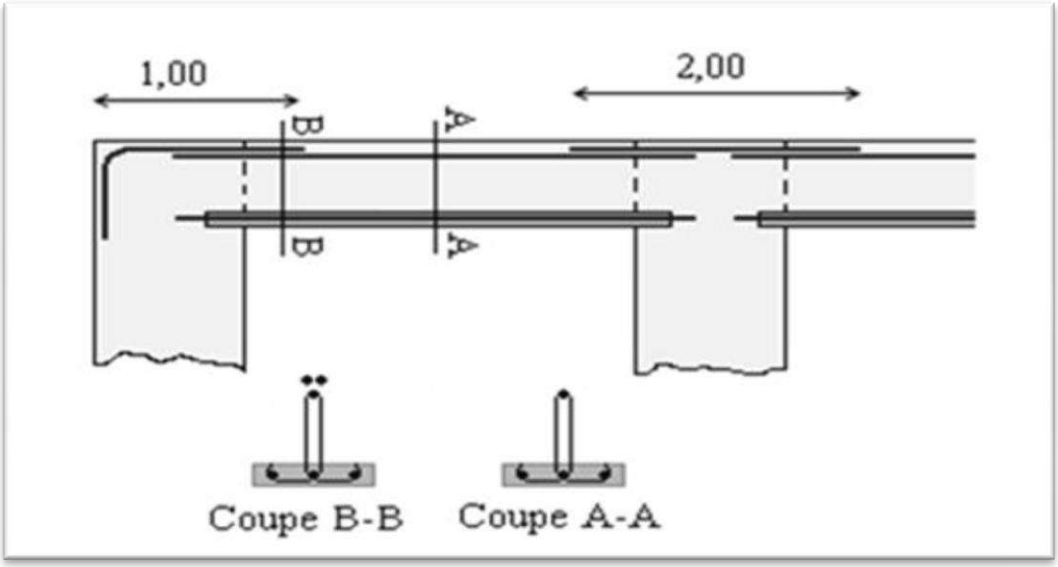


Figure 3-19 : Disposition constructive des armatures

❖ **Armatures transversales :**

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

On a :$\emptyset \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset_1\right] \rightarrow \emptyset \leq [5.71; 12; 10]$

On adopte $\emptyset_1$=5mm.

$a_t = \frac{\pi \emptyset_t^2}{4} = 0.19 cm^2$; n_t=2

$A_t = a_t . n_t = 0.39 cm^2$

❖ **Espacement:**

$S_t \leq \text{Min}[0.9d, 40\ cm]$=16.2 cm

$A_{t\ min} \leq 0.003\ S_t.b$

$S_t \geq \frac{A_t}{0.003b}$=10.83cm, on adopte S_t=15cm

On doit vérifier les deux relations suivantes:

✓ $\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t\,28}.k)}{0.9.f_e(\cos\,\alpha + sin\alpha)}$

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

$\frac{0.39\times10^2}{120\times150}$=0.0021≥ $\frac{1.15(0.683-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)}$=0.00017 **(CV)**

$A_t \geq A_{t\,min}$=$\frac{0.4b_0.S_t}{f_e}$=$\frac{0,4.12.15}{400}$=0.18cm^2

A_t= 0.39cm^2 ≥ $A_{t\,min}$ = 0.18cm^2 **(C.V)**

Tableau 3-19: les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	espacement
2Ø5	15 cm

III.2.2.b.6. Vérification au cisaillement :

La vérification se fera l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

τ_u=$\frac{17.342\times10^3}{120\times180}$=0.80 MPa≤ $\bar{\tau}_u$=3.33 MPa

- **vérification au voisinage de l'appui:**

Appui de rive: Mu = 12.362 kN.m > 0,9Vud=0.9*17.342*0.18= 2.809 kN.

Aucun prolongement à faire.

- **Vérification de la compression dans la bielle de béton:**

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

a=Min$[b-c-2; 0.9d]$=Min$[65-2-2; 0.9*18]$=16.2 cm

V_u=17.342KN≤0.4× $\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 120 \times 162 = 129.6KN$ **(C.V)**

- **vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis:**

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0 * a} < 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = \frac{2 \times 17.342 \times 10^3}{120 \times 162} = 1.78\text{MPa} < 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.667\text{MPa} \quad (\mathbf{C.V})$$

$$A=2.26\ cm^2 \geq \frac{\gamma_s . V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 17.342 \times 10^3}{400} = 0.50 cm^2$$

III.2.2.b.7. Vérifications préliminaires de la flèche :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau 3-20 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles :

1^{ere} condition	2^{ere} condition
$h/L \geq M_t/(15M_0)$	$\rho \leq 3.6/f_e$
$h/L = \frac{0.20}{4.55} = 0.044$ $M_t/(15M_0)$=0.85/15=0.057	$\rho = A_t/(b_0 * d) = 2.36(12^*8)$=0.0109 $3.6/f_e$=3.6/400=0.009
Condition non vérifiée	Condition non vérifiée

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

III.4.2.b.8. Évaluation détaillée de la flèche :

Il faut avoir :$\Delta f_t \leq f_{limite} = \overline{f}$.

Avec: $f_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{4550}{500}$=9.1mm.

Tableau 3.21. Vérifications détaillée de la flèche des poutrelles.

Mser (kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ	ß1	σs (MPa)	M	λi	λv
6.993	2.36	7.101	0.0109	0.856	192.31	0.649	3.772	1.508
I (cm^4)	Ifi (cm^4)	Ifv (cm^4))	L(m)	fi (mm)	fv (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Δf< f_{adm}
20021.06	6.387× 10^3	11.13× 10^3	4.55	7.047	12.138	5.085	9.10	C.V

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles

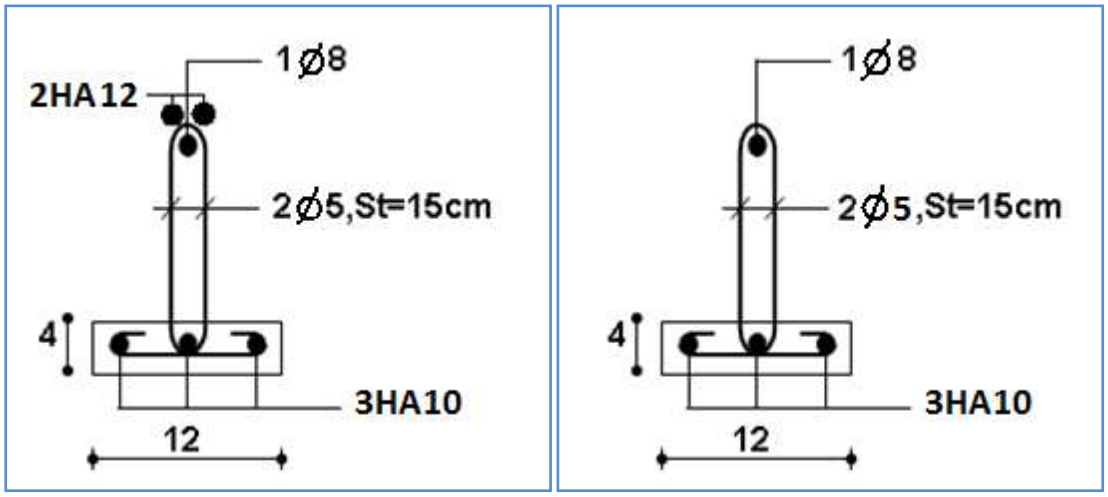


Figure 3-21 : ferraillage des poutrelles en zone d'appui (a gauche), en travée (a droite)

III.3. Les dalles pleines :

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, et l'autre dalle sous forme rectangulaire finit par un demi rond repose sur deux appuis.

* Aussi pour des raisons constructives on va étudier le type le plus défavorable des deux types.

Forme rectangulaire :

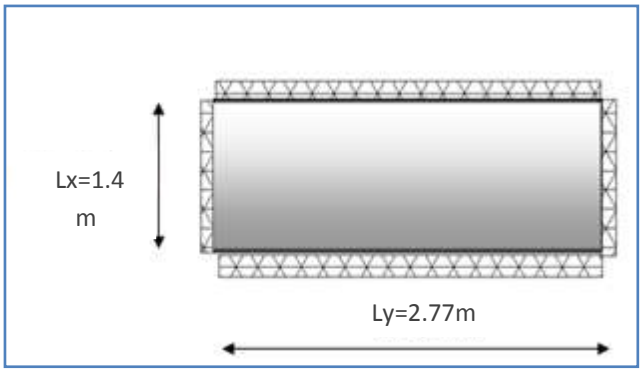


Figure 3-21 : dalles pleine sur 4 appuis ; Les dimensions sont prises entre axe.

III.3.1. Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- **la méthode forfaitaire :**

la plus utilisé aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré.

- **La méthode des lignes de rupture :**

Utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

Donc on utilise pour cette dalle la méthode forfaitaire car :

a- Un panneau rectangulaire **(C.V)**

b- Une charge uniformément repartie **(C.V)**

c- Q< min (2*G ;5 kN/m²)=5 kN/ **(C.V)**

III.3.2. Pré dimensionnement :

L'épaisseur sera: $L/40 \geq e \geq L/45 \Rightarrow 277/40 \geq e \geq 277/45 \Rightarrow 6.93 \geq e \geq 6.16$

On adopte e=15 cm.

III.3.3. Calcul des actions :

Les résultats de calcul sont :

Tableau 3-22: les actions sur la dalle

	G (kN/m)	Q (kN/m)	P (kN/m)
ELU	5.61	2.5	11.32
ELS			8.11

III.3.4. Calcul du ferraillage :

$\rho=\frac{L_x}{L_y}=\frac{1.40}{2.77}=0.51>0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant deux directions.

Tableau 3-23 : Détermination des coefficients μx et μy

	μx	μy
ELU=0	0.0951	0.2500
ELS=0	0.0987	0.3758

A l'E.L.U:

- $M_x = \mu_x q_u L_x^2 \rightarrow M_x = 0.0951 \times (1.4)^2 \times 11.32 = 2.10 KN.m$
- $M_y = \mu_y M_x \rightarrow M_y = 0.2500 \times 2.10 = 0.53 KN.m$

➢ **A l'E.L.S**:

- $M_x = \mu_x q_u L_x^2 \rightarrow M_x = 0.0987 \times (1.4)^2 \times 8.11 = 1.57 KN.m$
- $M_y = \mu_y M_x \rightarrow M_y = 0.3758 \times 1.57 = 0.59 KN.m$

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Tableau 3-24 : les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	d=13cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

M_{tx}=0, 85Mx=1.79kNm M_{ax}=0,5M_x=1.05kNm

M_{ty}=0, 85My=0.45kNm M_{ay}=0,5M_y=0.27kNm

Tableau 3-25 : Calcul des sections de la dalle pleine

		M_u kN.m	μ	β	A cm^2	A_{min} cm^2	A final cm^2	A choisi
Suivant x	travée	1.79	0.007	0.9965	0.40	1.5	3.14	4AH10
	appuis	1.05	0.004	0.9980	0.23	1.5	3.14	4HA10
Suivant Y	travée	0.45	0.002	0.9990	0.10	1.5	3.14	4HA10
	appuis	0.25	0.001	0.9995	0.06	1.5	3.14	4HA10

III.3.5. Vérification à l'E.L.S :

Fissuration est peu nuisible :

M_{tx}=0,85M_x=1.33kNm M_{ax}=0,5M_x=0.79kNm

M_{ty}=0,85M_y=0.50kNm M_{ay}=0,5M_y=0.30kNm

Tableau 3-26 : Vérification à l'E.L.S

	Suivant X		Suivant Y	
	M_t	M_a	M_t	M_a
M_{ser} (kN.m)	1.33	0.79	0.50	0.30
$\sigma_{b\ adm}$ (Mpa)	15			
σ_b (MPa)	0.90	0.50	0.30	0.20
$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	C.V		C.V	

III.3.6. Condition d'espacement :

St=25 cm ≤ St adm=min(3h=45cm;33cm)=33cm

III.3.7. Vérification au cisaillement :

Tableau 3-27: Vérification au cisaillement.

	Suivant X	Suivant Y
v	$\frac{p*L_x*L_y}{2*L_x+L_y}=\frac{11.32\times1.4\times2.77}{2\times1.4+2.77}$=6.33kN	$\frac{p*L_x*L_y}{2*L_y}=\frac{11.32\times1.4\times2.77}{3\times2.77}$=5.28kN
τ_u	$\frac{6.33*10^3}{1000*130}$=0.049MPa	$\frac{6.33*10^3}{1000*130}$=0.049MPa
$\bar{\tau}_u$	$\frac{0.07*f_{cj}}{\gamma_b}=\frac{0.07*25}{1.5}$=1.16MPa	
$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	C.V	C.V

Donc le béton seul pourra équilibrer l'effort tranchant.

III.3.8. Vérifications préliminaires de la flèche :

Tableau 3-28 : Vérification de flèche de la dalle.

1^{ere} condition			2^{ere} condition		
h/L_x	$M_t/(20M_0)$	$h/L_x \geq M_t/(20M_0)$	$\rho = A_t/(b*d)$	$2/f_e$ (MPa)	$\rho \leq 2/f_e$
0.107	0.0425	C.V	0.0015	0.005	C.V

III.4. Les balcons :

III.4.1 Introduction :

Notre ouvrage ; il ya deux types du balcon :

1ère type : comporte une dalle de deux appuis, assimilée à une console de portée 1,40m et son surface est : (1.40*3.00)

2ème type: comporte une dalle de trois appuis, assimilée à une console de portée 1,40m et son surface est : (1.40x4.55)

* Pour des raisons constructives on va étudier le type le plus défavorable des deux types.

Epaisseur de balcon: e≥ $\frac{L}{10}$=$\frac{140}{10}$=14cm ; On prend: e=15cm

*par la méthode de ligne de rupture on a :

principe de la méthode :

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour touts les cas de charges, touts 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

Les travaux sont de 2 types, on appellera travail externe (Text) qui est le produit de la force et le déplacement. On appellera travail interne (Tint) qui est le produit du moment et la rotation (θ).

a) travail externe :

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

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

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

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de S.

b) 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 :$\sum T_{ext} = \sum T_{int}$

III.4.2.Hypothèses du calcul :

Pour pouvoir déterminer les fissures (lignes de rupture) dans la dalle, on se base sur les hypothèses de calcules suivantes :

1/ la ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides et elles sont supposées rester planes après déformation.

2/ les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.

3/ la ligne de rupture entre 2 régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

4/l'axe de rotation se trouve toujours le long du support (appuis).

5/on schématise :

- un coté libre par trait continu
- . un appui simple par un trait continu contenant des hachures.
- un encastrement par un trait continu contenant des doubles hachures.

6/on appel:

- ligne de rupture(+) la fissure provoquée par un moment (+).
- ligne de rupture(-) la fissure provoquée par un moment (-).

7/la ligne de rupture(+) est schématisée par un trait continu de zigzag.

- la ligne de rupture(-) est schématisée par un trait discontinu.

III.4.3.Calcul des actions :

Les résultats de calcul sont :

Tableau 3.29. Les actions sur la dalle.

	G (kN/m)	Q (kN/m)	P (kN/m)
ELU	5.61	3.50	12.824
ELS			9.110

➢ **1ère type :**

III.4.4. Schéma statique :

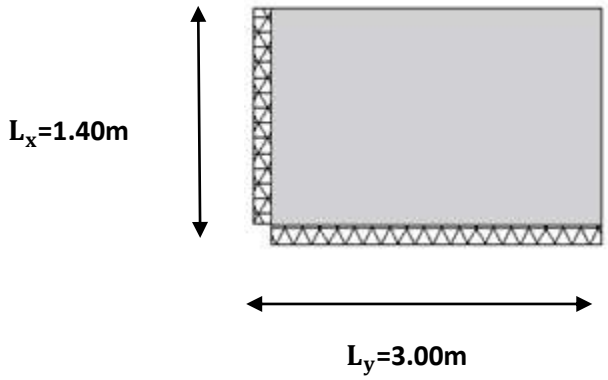


Figure 3-22 : schémas statique du balcon

III.4.5. Calcul de rupture de la dalle:

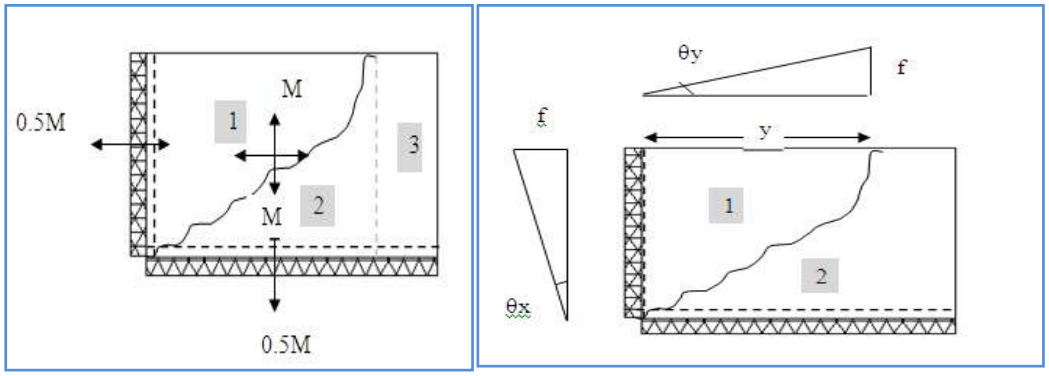


Figure 3- :23 schémas statique du balcon

ELU :

Tableau 3-30 Les valeurs du travail externe.

Elément	Aire de chargement	Déplacement de CG	Travail externe
1	0.700 y	$f/3$	2.992.f.y
2	0.700 y	$f/3$	2.992.f.y
3	4.200-1.40 y	$f/2$	(26.930-8.977 y).f
		$\sum$	(26.930-2.993 y).f

Tableau 3-31. Les valeurs du travail interne.

éléments		Moment de rupture M	Longueur L	Rotation θ	Travail interne=M.L.θ
1	+	M	1.40	f/y	1.4.M./y
	-	0.5M	1.40	f/y	0.700.M./y
2	+	M	y	$f/1.4$	0.714.M.f.y
	-	0.5M	y	$f/1.4$	0.357.M.f.y
				$\sum$	$\left(\frac{2.100}{y}+1.071\ y\right).M.f$

$\sum Travaux\ externes = \sum Travaux\ internes$

(26.930-2.993 y).f=$\left(\frac{2.100}{y}+1.071\ y\right)$.M.f $\Rightarrow$ M=$\frac{26.930-2.993\ y}{\frac{2.100}{y}+1.071\ y}$

$\frac{dM}{dy} = -28.842y^2 - 12.570y + 54.553 = 0$ et $0< y \leq 3.00\ (m)$

$\Rightarrow$Y=1.200 m $\Rightarrow$ M=7.689 (KN.m)

➢ $2^{éme}$Type

III.4.6. Schéma statique :

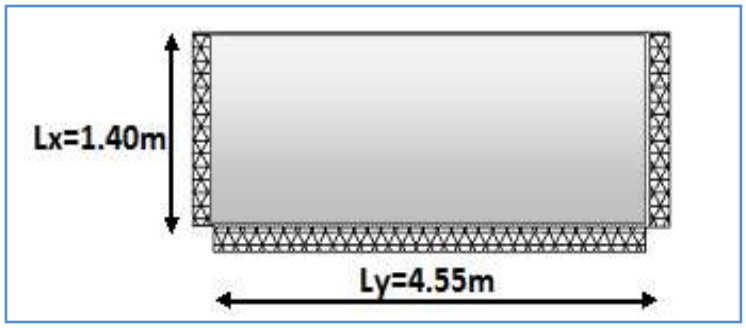


Figure 3-24 : schémas statique du balcon.

III.4.7. Calcul de rupture de la dalle:

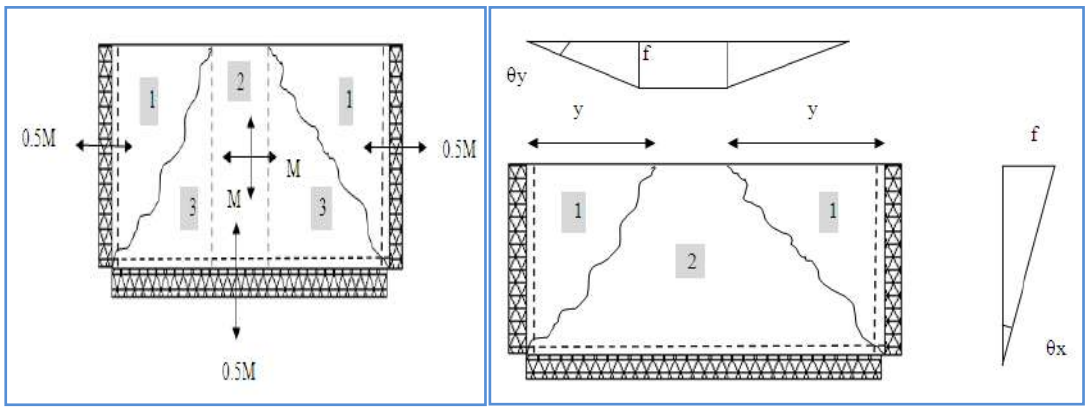


Figure 3-25. Les différentes étapes de calcul sur la dalle de type 2

ELU :

Tableau 3-32. Les valeurs du travail externe.

Elément	Aire de chargement		Déplacement de CG	Travail externe
1	2	0.700 y	$f/_3$	5.985.f.y
2	6.37-2.8y		$f/_2$	(40.844-17.954.y).f
3	2	0.70y	$f/_3$	5.985.f.y
			$\sum$	(40.844-5.984y).f

Tableau 3-33. Les valeurs du travail interne.

éléments		Moment de rupture M		Longueur L	Rotation θ	Travail interne=M.L.θ
1	+	2	M	1.40	f/y	2.8.M.f/y
	-	2	0.5M	1.40	f/y	1.40.M.f/y
2	+	M		2y	$f/1.4$	1.429.M.f.y
	-	0.5M		4.55	$f/1.4$	0.357.M.f.
					$\sum$	$\left(\frac{4.2}{y}+1.429\,y+1.625\right).M.f$

$\sum Travaux\ externes = \sum Travaux\ internes$

(40.844-5.984 y).f=$\left(\frac{4.2}{y}+1.429\,y+1.625\right)$.M.f $\Rightarrow$M=$\frac{40.844-5.984\,y}{\frac{4.2}{y}+1.429+1.625}$

$\frac{dM}{dy}=-76.096y^2-50.266y+17.545=0$ et $0<y\leq 1.45\ (m)$

$\Rightarrow$Y=0.253 m $\Rightarrow$M=2.116 (KN.m)

- ✓ On remarque que le 1ère type est le plus défavorable donc on adopte :

$\Rightarrow$Y=1.200 m $\Rightarrow$M=7.689 (KN.m) $\Rightarrow\begin{cases}M_t=7.689\ (KN.m)\\M_a=3.845\ (KN.m)\end{cases}$

ELS :

M=$\frac{19.131-2.127\,y}{\frac{2.100}{y}+1.071\,y}$ $\Rightarrow$$M_{ser}$=5.462(KN.m)) $\Rightarrow\begin{cases}M_t=5.462\ (KN.m)\\M_a=2.731\ (KN.m)\end{cases}$

Tableau 3-34. Les données

Béton	$f_{c28}=25$ MPa	$\gamma_b=1.5$	$\gamma_{bc}=14.2MPa$	c =2 cm
	$f_{t28}=2.1$MPa	b=100 cm	h=15 cm	d =13 cm
Acier	f_eE400	$f_e=400$ MPa	$\gamma_s=1.15$	$\sigma_s=348\ MPa$

III.4.8. Calcul de ferraillage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

*Øp≤ $h/10$=15/10=1.5 cm ;on adopte alors$\emptyset = 10\ cm$

*$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1.4}{3.00} = 0.47$

Et $0.4 < 0.47 \leq 1$ donc la dalle travaillant suivant les deux directions.

Tableau 3-35 : Ferraillage du balcon.

		M_u kN.m	μ	β	A cm^2	A_{min} cm^2	A final cm^2	A choisi
Suivant x	travée	7.689	0.032	0.984	1.73	1.5	3.14	4AH10
	appuis	3.345	0.014	0.993	0.75	1.5	3.14	4HA10
Suivant Y	travée	7.689	0.032	0.984	1.73	1.5	3.14	4HA10
	appuis	3.345	0.014	0.993	0.75	1.5	3.14	4HA10

III.4.9. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est peu nuisible.

Tableau 3-36 : Vérification à l'E.L.S.

	Suivant X		Suivant Y	
	M_t	M_a	M_t	M_a
M_{ser} (kN.m)	5.462	2.731	5.462	2.731
$\sigma_{b\ adm}$ (Mpa)	15			
σ_b (MPa)	3.00	1.50	3.00	1.50
$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	C.V		C.V	

III.4.10. Condition d'espacement :

St=(100/4)=25 cm ≤ $S_{t\ adm}$ = min(3h=45cm;33cm)=33cm

III.4.11. Vérification au cisaillement :

Tableau 3-37 : Vérification au cisaillement.

	Suivant X	Suivant Y
v	$\frac{p*L_x*L_y}{2*L_x+L_y}=\frac{12.824\times1.4\times3.00}{2\times3.00+1.4}$=6.412kN	$\frac{p*L_x*L_y}{2*L_y}=\frac{12.824\times1.4\times3.00}{3\times3.00}$=5.985kN
τ_u	$\frac{6.412*10^3}{1000*130}$=0.049MPa	$\frac{5.985*10^3}{1000*130}$=0.046MPa
$\bar{\tau}_u$	$\frac{0.07*f_{cj}}{\gamma_b}=\frac{0.07*25}{1.5}$=1.16MPa	
$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	C.V	C.V

Donc le béton seul pourra équilibrer l'effort tranchant.

III.4.12. Vérifications préliminaires de la flèche :

Tableau 3-38 : Vérification de flèche de la dalle.

1^{ere} condition			2^{ere} condition		
h/L_x	$M_t/(20M_0)$	$h/L_x \geq M_t/(20M_0)$	$\rho = A_t/(b*d)$	$2/f_e$ (MPa)	$\rho \leq 2/f_e$
0.107	0.0425	C.V	0.0024	0.005	C.V

III.5. les escaliers :

III.5.1. Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

III.5.2. Définition des éléments d'un escalier :

- **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'arête 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.

- La ligne de jour : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.

- La ligne de foulée : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.

- L'échappée : est la distance verticale entre les nez de marches.

- La paillasse : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

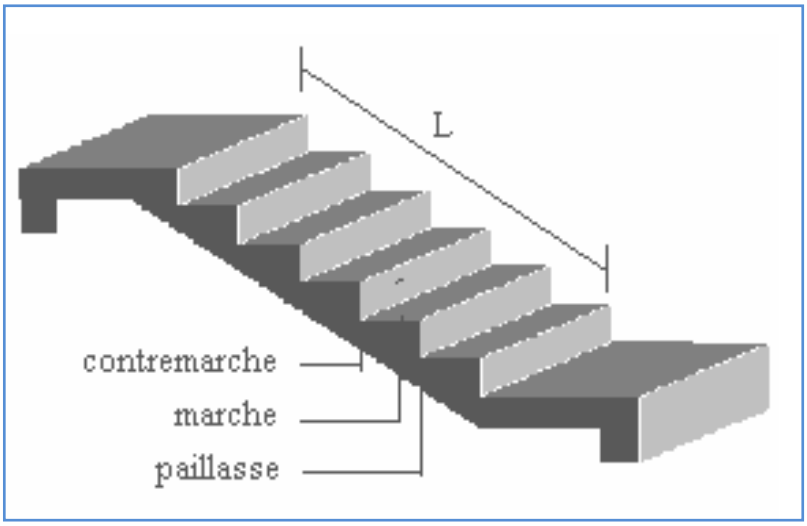


Figure 3-26 : Représentation d'un escalier.

III.5.3. Pré dimensionnement :

On a un seul type d'escalier gauche à 2 volées avec palier intermédiaire.

Le schéma statique de se type d'escalier et comme suit:

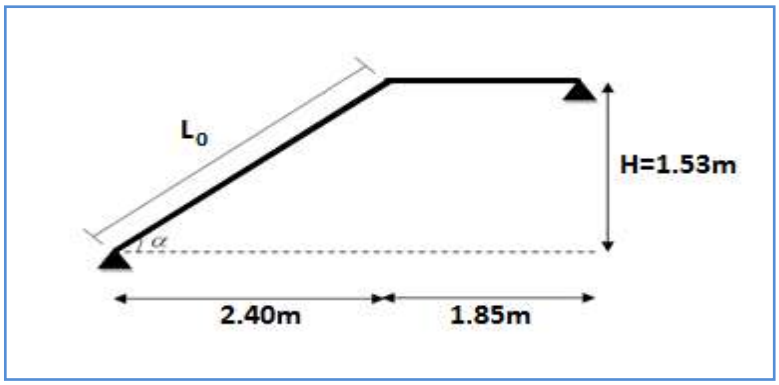


Figure 3-27 : Dimensions de l'escalier

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.53m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17cm
- Nombre de marches : $\frac{240}{30}$=8

Nombre de contremarches : $\frac{153}{17}$=9

- **Vérification de la formule de BLONDEL :**

59cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤66cm. (C.V)

- **Détermination de l'épaisseur de l'escalier:**

$\tan\alpha = {}^{H}/_{L}$=1.53/2.40=0.637

Donc : α =32.52°

L_0=$\sqrt{1.53^2 + 2.40^2}$=2.85 m

l =1.85+2.40 =4.25m

III.5.4. Evaluation des charges et surcharges :

III.5.4.A. Charges permanentes :

Tableau 3-39 : G du palier de repos de l'escalier.

N^0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.440
2	Lit de sable	0.03	18	0.540
3	Mortier de pose	0.02	20	0.400
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.750
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.360
			Total	5.490

Tableau 3-40 : G de la paillasse de l'escalier.

N^0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.440
2	Lit de sable	0.03	18	0.540
3	Mortier de pose	0.02	20	0.400
4	Poids propre du paillasse	0.15	25	4.447
5	Poids des marches	0.17/2	25	2.125
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.360
			Total	8.312

III.5.4.B. Charge d'exploitation :

Q = 2.5KN/m^2

III.5.5. Détermination des efforts :

A l'E.L.U: Pu =1.35 G + 1.5 Q

A L'E.L.S: p_{ser} = G + Q

Tableau 3-41: 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	5.490	2.50	11.162	7.990
Paillasse	8.312	2.50	14.971	10.812

III.5.5.A. A l'E.L.U :

$\sum$ F=0

R_a+R_b=(14.971× 2.4) + (11.162 × 1.85) = 56.580 KN

R_a+R_b=56.580 KN

$\sum {}^{M}/_{B}=0$

Ra × 4,25 - 14,971× 2,40×3,05 – 11.162 × 1.85×0,925= 0

Ra = 30.280 kN et Rb = 26.300 kN

(0≤ X ≤ 2. 4)

Moment fléchissant : M(x) = 30.280x – 14.971X^2/2

Effort tranchant: T(x) = -14.971x + 30.280

M (0) = 0 kN.m ; T (0) = 30.280kN

M (2.4) = 29.556 kN.m ; T (2.4) = -5.650kN

(0≤ X ≤ 1. 85)

Moment fléchissant : M(x) = 29.556–5.650x– 11.162X^2/2

Effort tranchant: $\frac{dM(X)}{dX} = -5.650 - 11.162x$

M (0) = 29.556 kN.m; T (0) = -5.650 kN

M (1.85) =0 kN.m; T (1.85) =-26.300

- ✓ Supposant qu'on a des semi-encastrements telle que :

Mt=0.85Mo=0.85*29.556=25.123 kN.m

Ma=Mb=-0.5 Mo=-0.5*29.556=-14.778 kN.m

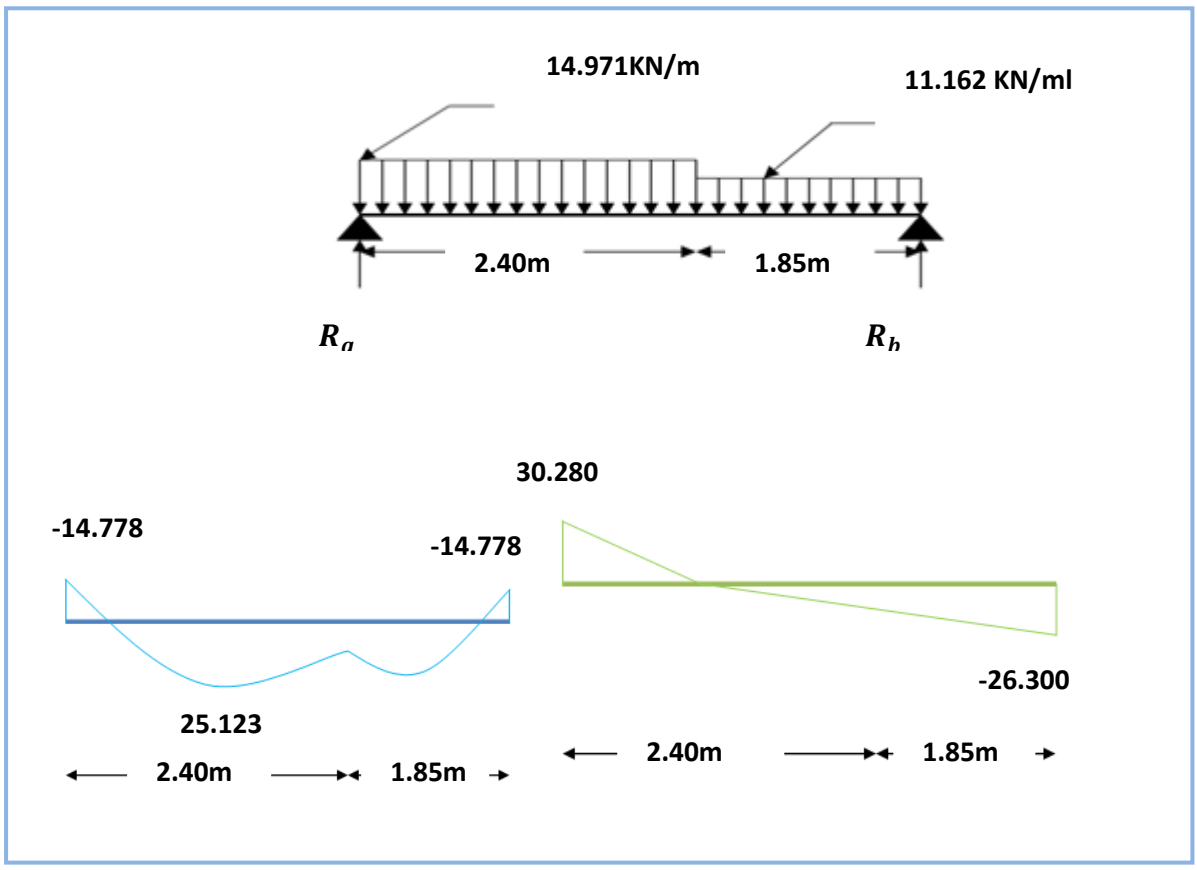


Figure 3-28: Schéma statique à l'E.L.U

III.5.5.B. A l'E.L.S :

$\sum F=0$

$R_a+R_b=(10.812\times 2.4)+(7.99\times 1.85)=40.730$ KN

$R_a+R_b=40.730$ KN

$\sum M/_B=0$

Ra × 4,25 – 10.812× 2,40×3,05 –7.99× 1.85×0,925= 0

Ra = 21.839kN et Rb = 18.891kN

$(0 \leq X \leq 2.4)$

Moment fléchissant : M(x) =21.839X– 14.971X^2/2

Effort tranchant: T(x) = -10.812x + 21.839

M (0) = 0 KN.m ; T (0) = 21.839kN

M (2.4) = 21.275kN.m ; T (2.4) = -4.110kN

$(0 \leq X \leq 1.85)$

Moment fléchissant : M(x) = 21.275–4.110x-7.99X^2/2

Effort tranchant: $\frac{dM(X)}{dX}$= –4.110– 7.99x

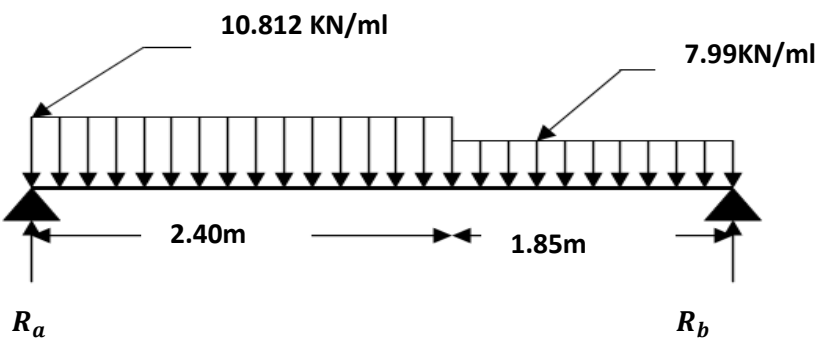
M (0) = 21.275kN.m; T (0) = -4.110 KN

M (1.85) =0 kN.m; T (1.85) =--18.892 KN

- ✓ Supposant qu'on a des semi-encastrements telle que :

Mt=0.85Mo=0.85*22.275=18.934kN.m

Ma=Mb=-0.5 Mo=-0.5*22.275=-11.138 KN.m



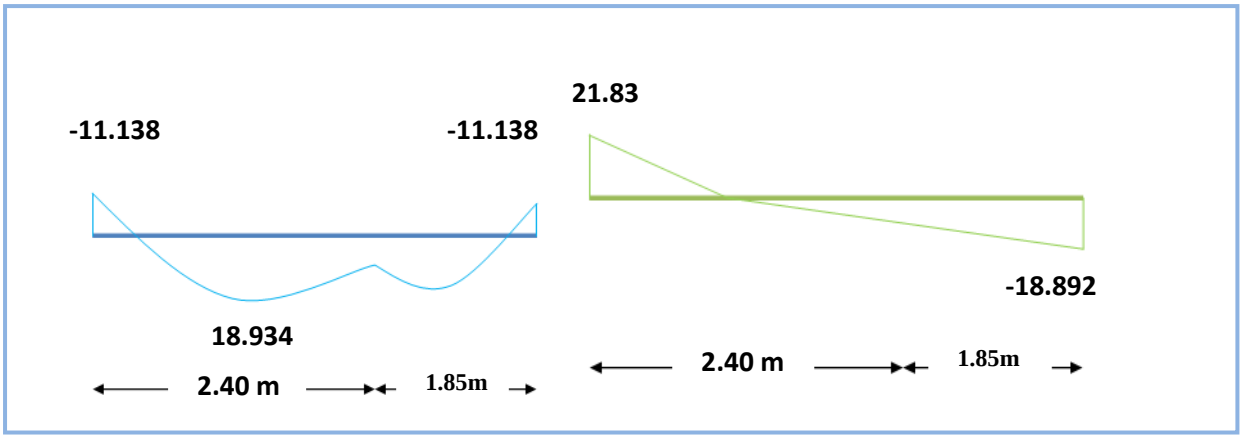


Figure 3-29 : Schéma statique à l'E.L.S

III.5.6. Ferraillage des escaliers :

Tableau 3-42: les données.

Béton	$f_{c28} = 25$ MPa	$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_{bc} = 14.2MPa$	c =2 cm
	$f_{t28} = 2.1$MPa	b=100 cm	h=15 cm	d =13 cm
Acier	f_eE400	$f_e = 400$ MPa	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348\ MPa$

Tableau 3-43 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
En travée	25.123	0.105	0.945	5.89	0	4HA14=6.16
En appuis	14.778	0.062	0.968	3.38	0	4HA12=3.39

III.5.6.A. Condition de non fragilité :

On vérifie que: $A \geq A^{min} = \frac{B}{1000}$

En travées :A=6.60 $cm^2 \geq A^{min} = \frac{100*15}{1000} = 1.50\ cm^2$ **(C.V)**

En appuis : A=3.39 $cm^2 \geq A^{min} = \frac{100*15}{1000} = 1.50\ cm^2$ **(C.V)**

III.5.6.B. Les armatures de répartition :

Tableau 3-44: Les armatures de répartition.

	$A_x \text{cm}^2$	On adopte
En travée	$\frac{A}{4}=\frac{6.16}{4}=1.54$	$4HA8=2.01\text{cm}^2$
En appuis	$\frac{A}{4}=\frac{3.39}{4}=0.848$	$3HA8=1.51\text{cm}^2$

III.5.6.C. Vérification de l'espacement :

Tableau 3-45 : Vérification de l'espacement.

	$A_x \text{cm}^2$	On adopte
En travée	S_t=25cm≤min[3h=45cm;33cm]=33cm	25cm ≤ min [3h=45cm;33cm]=33cm
En appuis	S_t =35cm≤min[4h=60cm;45cm]=45cm	S_t =35cm≤min[4h=60cm;45cm]=45cm

III.5.6.D. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$\sigma_{b=\frac{M_{ser}}{I}.y}$ $\bar{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$

Tableau 3-46 : Vérification a l'E.L.S.

	En travées	En appuis
A (cm^2)	6.16	3.39
$M_{ser}(KN.m)$	18.934	11.138
$\bar{\sigma}_b(MPa)$	15	
$\sigma_{b(Mpa)}$	8.00	5.90
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	Oui	Oui

III.5.6.E. Vérification de l'effort tranchant :

On doit Vérifiée que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\bar{\tau}u = \text{Min}\left(0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\text{MPa}\right) = 3{,}33\text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{30.280\times10^3}{1000\times130} = 0{,}233\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3{,}33\text{MPa}\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{(C.V)}$$

III.5.6.F. Vérification de la flèche :

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\times\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{15}{425} = 0.035 \geq \frac{0.85}{425} = 0.0425 \Rightarrow \text{(C.N.V)} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{2}{fe} \Rightarrow \frac{6.16}{100\times13} = 0.0047 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow \text{(C.V)} \end{cases}$$

- ✓ Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

❖ **Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)**

Il faut avoir :

$$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500}\ldots\ldots\ldots\ldots\text{Si } L \leq 5\,\text{m.} \\ 0{,}5\,\text{cm} + \frac{L}{1000}\ldots\ldots\text{Si } l > 5\text{m.} \end{cases}$$

❖ **pour les flèches aux charges instantanées:**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Avec :

$$I_{fi}=\frac{1{,}1I_0}{1+\lambda_i\mu}\begin{cases}\lambda_i=\dfrac{0{,}05f_{t28}}{\delta\left(2+\dfrac{3b_0}{b}\right)};\ E_i=11000\left(f_{c28}\right)^{\frac{1}{3}};\\ \mu=\mathrm{Max}[1-\dfrac{1{,}75f_{t28}}{4\delta\delta_s+f_{t28}};0]\end{cases}$$

- **pour les flèches aux charges de longues durées:**

$$f_v=\frac{M_{ser}L^2}{10E_vI_{fv}}$$

$$\text{Avec :}\begin{cases}I_{fv}=\dfrac{I_0}{1+\lambda_v\mu};\ \lambda_v=\dfrac{2}{5}\lambda_i;\ E_v=\dfrac{1}{3}E_i\end{cases}$$

- **Détermination de l'axe neutre:**

$$Y_G=\frac{\frac{b.h^2}{2}+15A.d}{b.h+15}=8.22\ cm$$

- **Moment d'inertie de la section totale:**

$I_0=b/3[y^3+(h-y)^3]$+15A (y-d)^2 ; $I_0=31013cm^4$

Tableau 3-47 : Vérification de la flèche de l'escalier.

A (cm^2)	M (KN.m)	ρ	$\sigma_s(Mpa)$	μ	y (cm)	$I_0(cm)^4$
6.16	25.123	0.0047	263.9	0.480	8.22	31013.79
$I_{fi}(cm)^4$	$I_{fv}(cm)^4$	f_i(mm)	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f \leq f_{adm}$
28090.72	31419.80	3.785	10.152	6.367	8.50	Oui

III.6. Calcul de la poutre palière :

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

III.6.1. Pré dimensionnement :

$\frac{L}{15}\leq h\leq\frac{L}{10}$ et $0.3h\leq b\leq 0.7h$, la longueur de la poutre: L = 2.77 m.

Tableau 3-48 : schématisation de la poutre palière

	Poutres palières
Condition de résistance	L_{max} = 2.77 m ⇒ 18.47cm ≤ h ≤ 27.70cm on adopte **h = 30 cm** ⇒ 10.5 cm ≤ b ≤ 24.5 cm on adopte **b = 30 cm**
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.00 ≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.1083) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	**h = 30 cm ; b = 30 cm**

III.6.2. Charges revenants à la poutre:

Tableau 3-49 : Evaluation des charges et surcharges de la poutre palière

	G (kN/m)	G_{tot} KN/m)	Q (kN/m)	P_u KN/m)	P_{sr} (KN/m)
Poids propre de la poutre	0.3*0.3*25=2.250	6.093	2.5*0.70=1.750	10.85	7.843
Poids propre de la dalle	5.490*0.70=3.843				

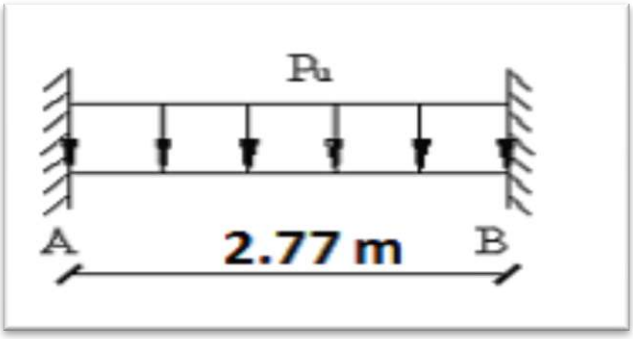


Figure 3-30 : schématisation de la poutre palière

III.6.3. Calcul les moments et les efforts tranchants:

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis, la méthode R.D.M. donne :

$$R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$$

$$M_a^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$$

$$M_t^{max} = \frac{pl^2}{24}$$

A l'E.L.U:

$R_A = R_B = \frac{10.851 \times 2.77}{2} = 15.029$ KN Donc : $T^{max} = 15.029$ KN

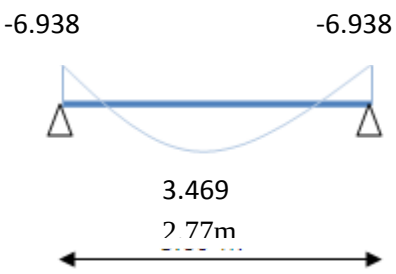
$M_t^{max} = \frac{10.851 \times (2.77)^2}{24} = 3.469\ KN.m$ $M_a^{max} = \frac{10.851 \times (2.77)^2}{12} = 6.938$ KN. m

A l'E.L.S:

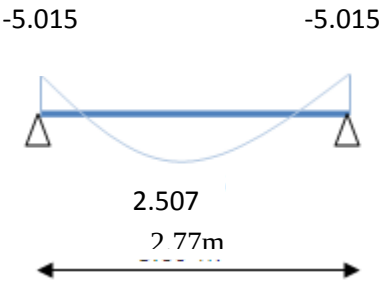
$R_A = R_B = \frac{p.l}{2} = \frac{7.843 \times 2.77}{2} = 10.863\ KN$ donc : $T^{max} = 10.863$KN

$M_t^{max} = \frac{7.843 \times (2.77)^2}{24} = 2.507\ KN.m$ $M_a^{max} = \frac{7.843 \times (2.77)^2}{12} = 5.015$ KN. m.

A L'ELU



A L'ELS



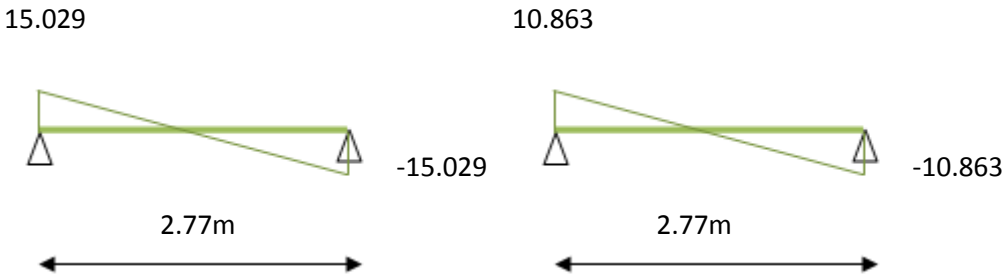


Figure 3-31 : Sollicitations de calcul des poutres palières l'échelle n'est pas respectée.

III.6.4. Ferraillage de la poutre palière:

III.6.4.a- Armatures longitudinales:

Béton : f_{c28}= 25 MPa ; γ_b= 1.5 ; γ_{bc} = 14.2 MPa ; f_{t28}= 2.1 MPa b = 30 cm ; h = 30 cm ; d = 2cm ; e =3 cm.

Acier: FeE400; Fe= 400 MPa ; γs = 1.15 ; σ s = 348 MPa.

- ✓ **ELU:**

Tableau 3-50: les sections adopté à l'ELU

	Mu (KN.m)	μ	α	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
En travée	3.469	0.011	0.0138	0.9945	0.37	0	0.90	2.35
En appuis	14.778	0.062	0.0279	0.989	0.75	0	0.90	2.35

Condition de non fragilité: [RPA 99 version 2003]

Il faut vérifier que :

$$A_{min} == \frac{B}{1000} = \frac{30 \times 30}{1000} = 0.9cm^2$$

$$A = Max(A_{calculée}; A_{min})$$

. Donc on adopte: En travée A = 3 T 10 = 2.35 cm²

En appuis A = 3 T 10 = 2.35 cm²

- **Vérification de l'effort tranchant: [RPA 99 version 2003]**

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa}; 5\text{MPa}\right] = 3.33\text{MPa} \qquad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{15.029\times10^3}{300\times270} = 0{,}186\text{MPa}.$$

$$\tau_u = 0.186\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3{,}33\text{MPa}$$

- **Vérification de compression dans la bielle de béton: [CBA93]**

$$V_u \le 0.4\times\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right)b_0.a$$

$$a = \text{Min}[b-c; 0.9d] = Min[25\ cm; 24\ cm] = 24\ cm$$

$$V_u = 15.029\text{KN} \le 0.4\times\left(\frac{25}{1.5}\right)\times300\times240 = 480\text{KN} \qquad \text{(C.V)}$$

- **Vérification au voisinage de l'appui: [RPA 99 version 2003]**

$$V_u + \frac{M_u}{0.9d} = 15.029 - \frac{6.938}{0.9}\times0.27 = -13.522 < 0$$

Donc pas de vérification a faire, la section existante «A_l» peut équilibrer l'effort tranchant.

- **Contrainte de compression dans la bielle de béton :**

$$V_u \le \frac{0.4ab f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4\times240\times300\times\frac{25}{1.5} = 480KN$$

$$V_u = 15.029 \le \overline{V_u}480$$

- **Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis :**

$$\sigma_m = |V_u|/ab_0 \le \bar{\sigma}_m = 1.3f_{c28}/\gamma_b$$

$$\sigma_m = 15.029\times\frac{10^3}{240}\times300 = 0.209MPa$$

$$\bar{\sigma}_m = 21.66MPa\ ;\ \sigma_m \le \bar{\sigma}_m \qquad \textbf{(C.V)}$$

III.6.4.b- Armatures transversales:

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 8.57; \varphi_1 = 10\text{mm}; \frac{b_0}{10} = 30; \varphi_1 = 12\text{mm}\right] = 8.57\text{mm}$$

$$\varphi_t = 8\text{mm} < 8.57\text{mm}$$

$$a_t = \frac{\pi.{\varphi_t}^2}{4} = 0.5cm^2 \rightarrow a_{t\,min} = 0.003.S_t$$

On adoptera les valeurs suivantes: $\begin{cases} S_t = 10 \text{ cm (Zone nodale)} \\ S_t = 10 \text{ cm (Zone courante)} \end{cases}$

$S_t \leq \bar{S_t}$=Min$[0.9d; 40cm]$=24.30cm ; $S_t \leq \bar{S}_t$ pou les deux Zones

On a $A_t = a_t.n_t = 2.00cm^2 > A_{min}$

1-$\frac{A_t}{b_{0\times}S_t} \geq \frac{\gamma_{s(\tau_u - 0.3f_{t28}.k)}}{0.9f_e \cos\ \alpha + \sin\ \alpha}$

- ✓ avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90° :

Zone nodale :$\frac{2.0\times10^2}{300\times70} = 0.01 \geq \frac{1.15(0.186-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = -14.18.10^{-4}$

Zone courante :$\frac{2.0\times10^2}{300\times140} = 0.005 \geq \frac{1.15(0.186-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = -14.18.10^{-4}$

2-$A_t \geq A_{min} = \frac{0.4b_0.S_t}{f_e}$

Zone nodale : $A_t = 2.0\text{cm}^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\times300\times70}{400} = 0.210cm^2$

Zone courante : $A_t = 2.0\text{cm}^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\times300\times140}{400} = 0.420cm^2$

III.6.5. Vérification à L'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il faut vérifier que :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma_b}=0.6\times f_{c28}\ Avec\ \sigma_b \frac{M_{ser}}{I}.y\ ; \quad \bar{\sigma_b} = 15MPa$$

Tableau 3-51: les vérifications à l'ELS

	$M_{ser}\,(KN.m)$	A(cm^2)	$\sigma_b\,(MPa)$	$\bar{\sigma}_b\,(MPa)$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b\,(MPa)$
En travée	2.507	2.35	1.00	15	C.V
En appuis	5.015	2.35	2.00	15	C.V

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U

- **Vérification de la flèche**: **[RPA 99 version 2003]**

Les conditions suivantes :

1- $\frac{h}{L_x} = \frac{0.3}{2.77} = 0.108 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\mathbf{C.V})$

2- $\frac{h}{L_x} = \frac{0.3}{2.77} = 0.108 \geq \frac{1}{10} - \frac{M_t}{M_{0x}} = 0.085 \ (\mathbf{C.V})$

Avec :$M_t = K \times M_{0x}$ K;est un coefficient rédacteur (0.75≤ K ≤ 0.85),
On prend K = 0.85.

3-$\frac{A}{b_0.d}$=$\frac{2.35}{30\times27}$=0.0029≤ $\frac{2}{f_e}$=0.005 **(C.V)**

Etant remplis, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

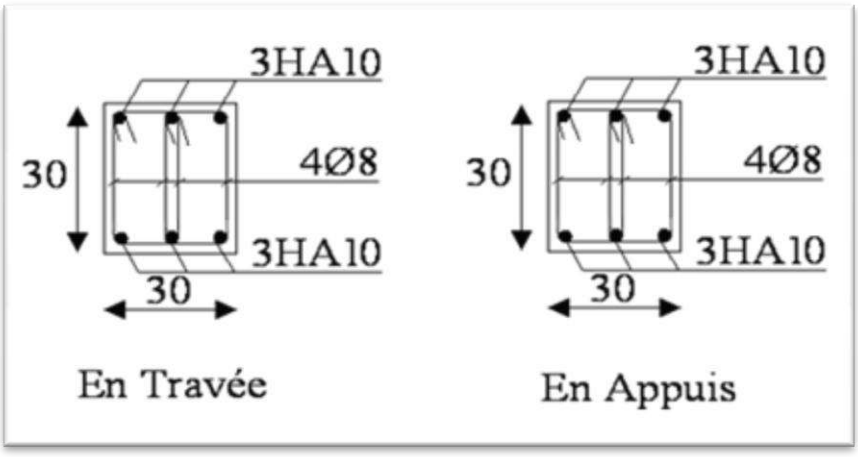


Figure 3-32 : Ferraillages des poutres palières

IV.1. Introduction :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques 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. Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Rependre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

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

IV.2.1 Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux). Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisi, il est défini par la formule suivant :

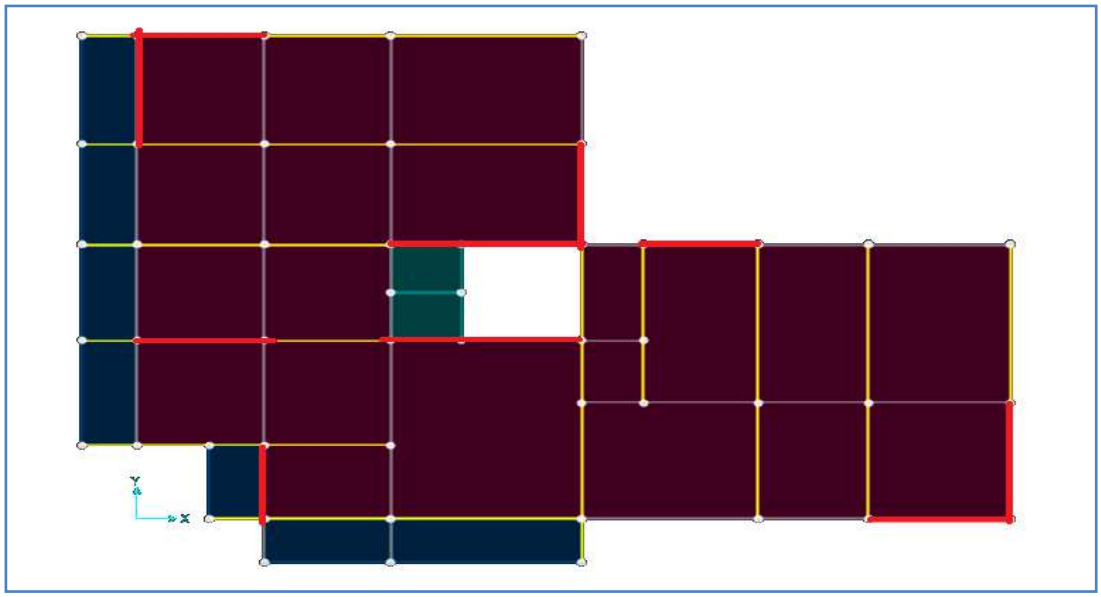
$$X_G = \frac{\sum W_{i\times} X_i}{\sum W_i} \qquad Y_G = \frac{\sum W_{i\times} y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

- W_i: Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et : Y_i: 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.

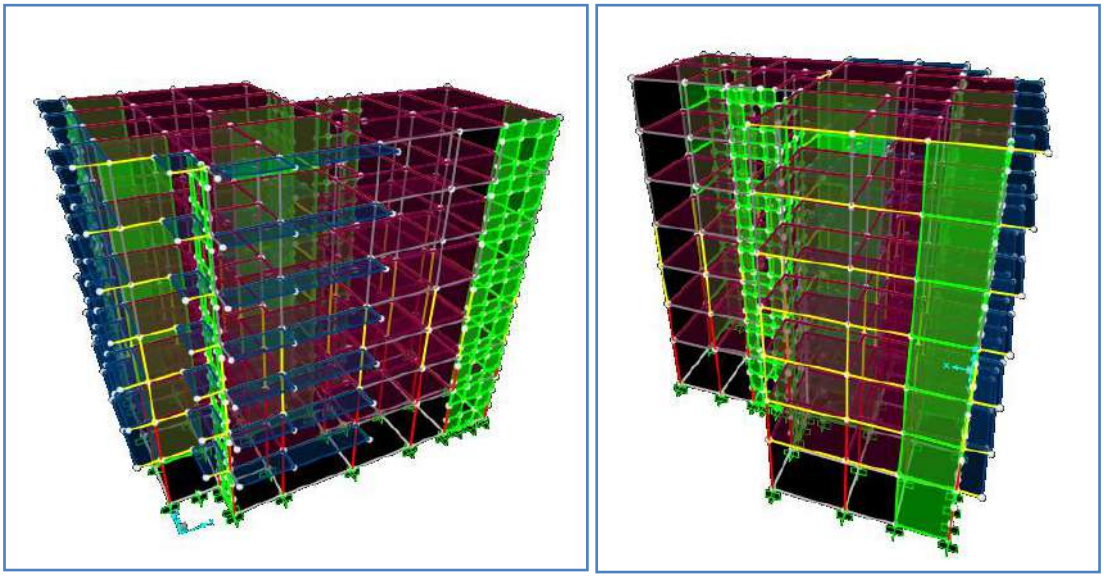
Vue 2D



VOIL

Figure 4-1 : Disposition des voiles.

- Vue 3D :



Figures4.2.disposition des voiles aux SS, RDC et étages.

Lx=23.52

Ly=16.91

Tableau 4-1 : Calcule de centre de masse.

Niveau(m)	$\sum W_i$ (KN)	$\sum W_i . X_i$	$\sum W_i . Y_i$	X_G (m)	Y_G (m)
+22.44	3082.855	27719.799	20404.184	8.9916	6.6186
+19.38	3354.423	30583.952	22508.850	9.1175	6.7102
+16.32	3365.466	30660.741	22576.921	9.1104	6.7084
+13.26	3411.885	31095.238	22891.701	9.1138	6.7094
+10.02	3458.885	31535.000	23210.848	9.1171	6.7105
+7.14	3510.911	32022.318	23563.830	9.1208	6.7116
+4.08	3750.286	34289.990	25231.550	9.1433	6.7279

IV.2.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoquant une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.

Un moment autour de ce point provoquant une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} \times X_i}{\sum Iy_i} \qquad Y_T = \frac{\sum Ix_i \times y_i}{\sum Ix_i}$$

Avec :

- Ix_i et $Iy_{i\times}$: 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_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
- Pour les poteaux : $I_X=\frac{bh^3}{12}$; $I_Y=\frac{hb^3}{12}$
- Pour les voiles : $I_X=\frac{Le^3}{12}$; $I_Y=\frac{eL^3}{12}$

B. Les refends:

B.1. Les refends pleins:

Un refend 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 refend est un poteau de grande inertie transversale, et d'épaisseur moins faible que le poteau. Comme le refend 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 refend suivant la direction " ox " et / ou " oy ".
- E: module de déformation longitudinale.
- h: hauteur de refend.
- $I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale du refend / 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 "

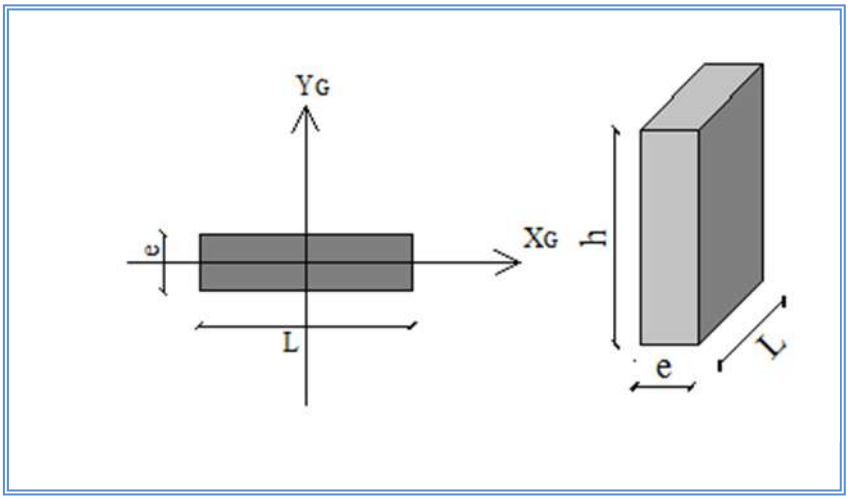


Figure.4.3.Voile plein.

B.2. Les refends avec ouvertures:

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

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

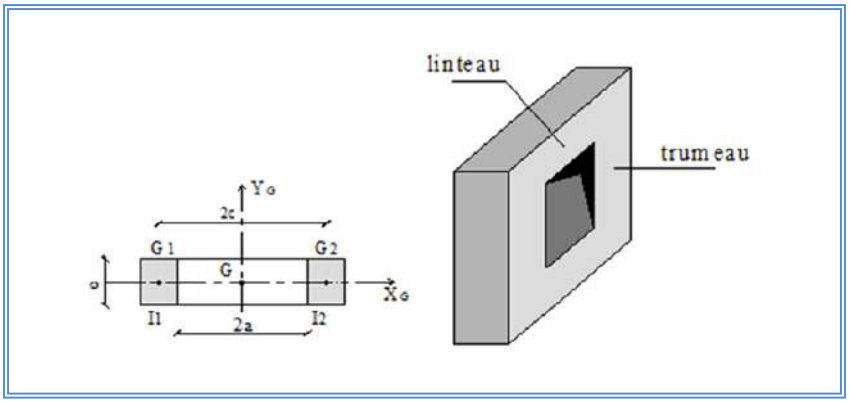


Figure.4.5.Voile avec une seule ouverture.

La rigidité d'un refend avec une file ou plusieurs files d'ouvertures est moins qu'un refend 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_e " d'un refend avec file d'ouverture est égale à l'inertie du refend fictif plein qui aurait la même flèche au sommet que le refend avec files d'ouvertures soumis à une charge uniforme pour le vent et / ou triangulaire par le séisme.

✓ **Méthode approximative pour le calcul de l'inertie équivalent: [6]**

Comme notre bâtiment est moins élevé, donc on fait le calcul seulement par le séisme.

La flèche au sommet d'un refend plein (chargement triangulaire séisme)

$$f = \frac{11}{60}.\frac{T_1.H^3}{EI}$$

La flèche au sommet d'un refend avec une file d'ouverture est:

$$f = \frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{T_1}{EI}.\frac{A_0(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+\frac{11}{60}.\frac{T_1.H^3}{EI}$$

Par égalisation on aura: $I_e = \dfrac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$

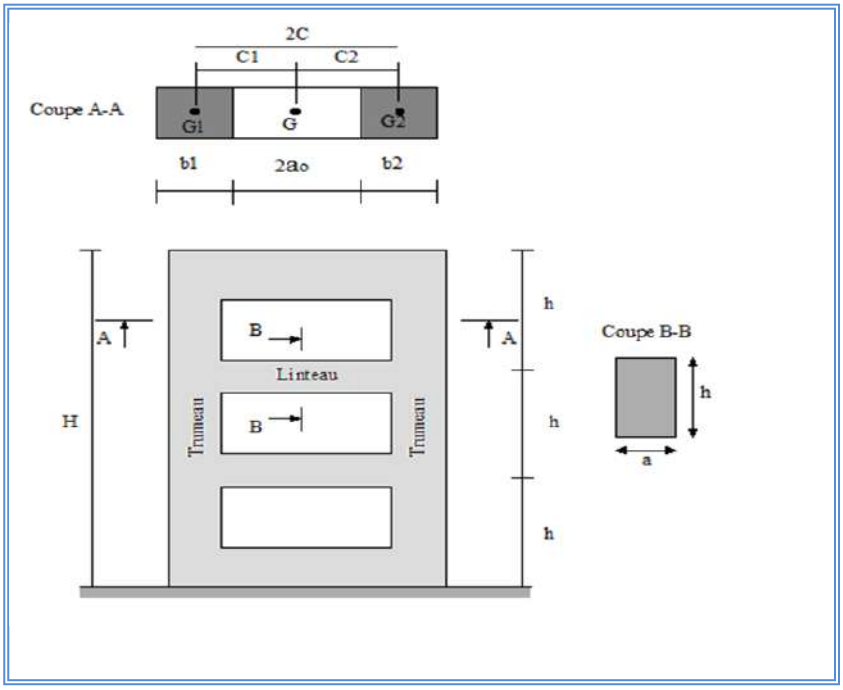


Figure.4.5. Voile avec une file d'ouverture
(Chargement triangulaire).

$$a_n = \frac{11}{20}+\frac{8}{20n}\quad\frac{1}{30n^2}\quad\frac{1}{30n^3}\quad\frac{20}{11}\ldots \qquad \text{si } n \le 11$$

$$a_n = 1 \qquad \text{si } n > 11$$

- a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.
- n: nombre de niveaux,
- I: inertie totale du refend.
- E: module d'élasticité du matériau constituant le refend.
- m: moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

- I_i : moment d'inertie des trumeaux.
- A_i: aire des éléments du refend.
- 2c: distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.
- a: demi-portée de l'ouverture.

$\alpha = w.H_0$.

$w^2 = \frac{3.i.I.c}{I_0.m.a^{3.}.H}$:voile à une seul file d'ouverture.

$w^2 = \frac{G}{3I.H}\left[2\left(\frac{ic^2}{a^3}\right)\right]$:voile à une deux d'ouvertures.

$A_0(\alpha, \xi)$: est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut:

$$A_0(\alpha, \xi) = \frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}.\frac{\text{sh}\,\alpha}{\text{ch}\,\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \text{ch}\,\alpha} \text{ si } \xi = 0.$$

Avec: $\xi = \frac{x}{H}$ si $0 < \xi < 1$.

$$A\ (\alpha, \xi) = \frac{1}{3}(2 - 3\xi + \xi^3) + \frac{2}{\alpha^2}\xi + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 \text{ch}\,\alpha}.\text{sh}\,\alpha(1-\xi) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{\text{ch}\,\alpha.\xi}{\text{ch}\,\alpha}$$

- H: hauteur d'étage.
- H_0: hauteur totale du refend.
- α : (coefficient des monolithismes des voiles).

✓ **Remarque:** si $\alpha > 10$, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.

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

Tableau 4-2 : Calcule de centre de torsion.

Niveau(m)	$\sum Ix_i (m^4)$	$\sum Iy_i (m^4)$	$\sum Ix_i . Y_i$	$\sum Iy_i . X_i$	X_T(m)	Y_T(m)
+22.44	5818302.80	2862900.90	$52.24*10^6$	$32.06*10^6$	7.8872	7.8428
+19.38	6081985.70	3100739.70	$54.55*10^6$	$34.73*10^6$	7.8967	7.8518
+16.32	6495574.00	3317419.70	$58.89*10^6$	$37.15*10^6$	7.9053	7.8621
+13.26	6972280.10	3566057.10	$61.84*10^6$	$39.90*10^6$	7.9133	7.8751
+10.02	6972261.70	3566651.60	$61.84*10^6$	$39.91*10^6$	7.9212	7.8394
+7.14	7519371.40	3847411.90	$66.70*10^6$	$43.01*10^6$	7.9294	7.9230
+4.08	9778421.10	5203835.60	$87.61*10^6$	$57.86*10^6$	7.9309	7.9832

IV.2. 3. Excentricité :

IV.2. 3.A. Excentricité théorique (statique) :

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

$e_x = |X_T - X_G|$; $e_y = |Y_T - Y_G|$

Tableau 4-3 : Calcule d'excentricité théorique

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	X_G	X_T	$E_{X\ théo}(m)$	Y_G(m)	Y_T(m)	$E_{Y\ théo}(m)$
+22.44	8.9916	7.8872	1.081	6.6186	7.8428	0.571
+19.38	9.1175	7.8967	1.100	6.7102	7.8518	0.502
+16.32	9.1104	7.9053	1.044	6.7084	7.8621	0.524
+13.26	9.1138	7.9133	0.988	6.7094	7.8751	0.550
+10.02	9.1171	7.9212	0.901	6.7105	7.8934	0.591
+7.14	9.1208	7.9294	0.769	6.7116	7.9230	0.653
+4.08	9.1433	7.9309	0.478	6.7279	7.9832	0.764

IV.2. 3.B. Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a 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

$$\begin{cases} E_X = 0.05.L_X \\ E_Y = 0.05.L_Y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 4-4 : Calcule d'excentricité accidentelle.

Niveau (m)	L_X (m)	L_Y (m)	e_X (m)	e_Y (m)
+22.44	23.52	16.91	1.18	0.85
+19.38	23.52	16.91	1.18	0.85
+16.32	23.52	16.91	1.18	0.85
+13.26	23.52	16.91	1.18	0.85
+10.02	23.52	16.91	1.18	0.85
+7.14	23.52	16.91	1.18	0.85
+4.08	23.52	16.91	1.18	0.85

IV.2. 3.C. Effets de la torsion accidentelle[1] : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm$ 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

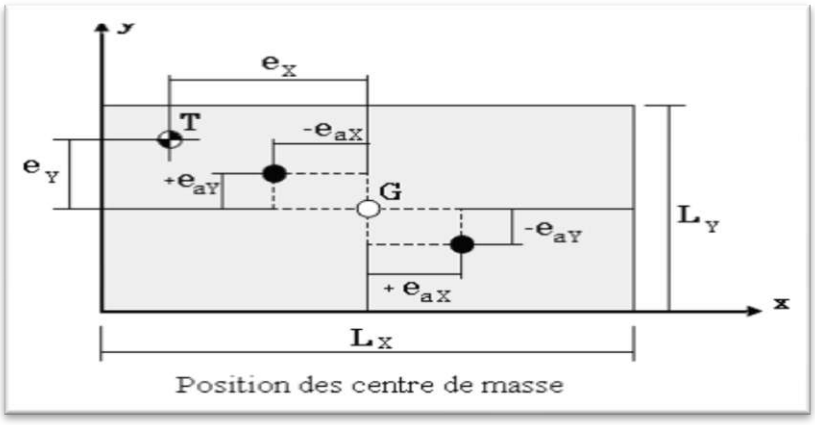


Tableau 4-5 : Calcule d'excentricité totale

	Direction X				Direction Y			
Niveau(m)	E_X théo(cm)	E_X Acc(cm)	E_X théo $\pm$ E_X Acc		E_Y théo(cm)	E_Y Acc$(c$	E_Y théo $\pm$ E_Y Acc	
22.44	1.081	1.18	2.261	-0.099	0.571	0.85	1.421	-0.279
19.38	1.100	1.18	2.280	-0.080	0.502	0.85	1.352	-0.348
16.32	1.044	1.18	2.224	-0.136	0.524	0.85	1.374	-0.326
13.26	0.988	1.18	2.168	-0.192	0.550	0.85	1.400	-0.300
10.20	0.901	1.18	2.081	-0.279	0.591	0.85	1.441	-0.259
7.14	0.769	1.18	1.949	-0.411	1.211	0.85	2.061	0.361
4.08	0.478	1.18	1.658	-0.702	1.255	0.85	2.075	0.405

IV. 3. Choix de la méthode de calcul ;

IV. 3.1. Introduction :

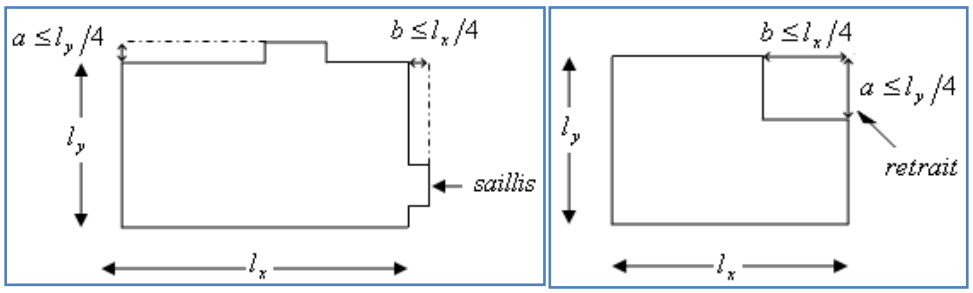
On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes:

- ❖ Méthode statique équivalente
- ❖ Méthode dynamique modale spectrale
- ❖ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

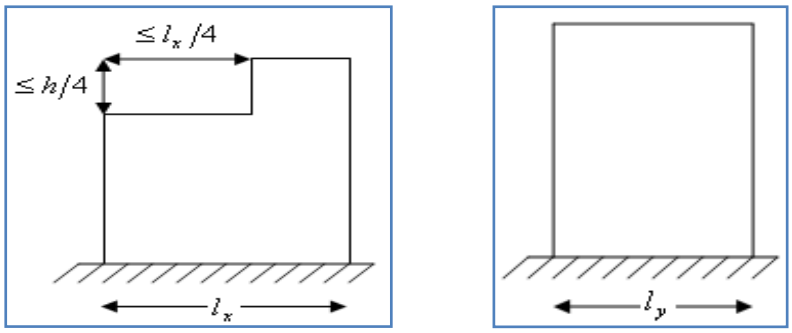
1-Pour notre structure, la hauteur est 22.44m ne dépassant pas les 30 m. **(C.V)**

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**(C.N.V)**.

- **b) Régularité en élévation :**



- **(C.V)** car on n'a pas des retrait en élévation

2- La configuration d'un bloc étudié est irrégulière. (En zone sismique III, groupe D'usage 2, H_t=22.44m <17 m) **(C.N.V)**

Donc selon le **[1] [Art 4.1.2**,] la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, et en même temps pour simplifier les calculs, cette étude sera menée selon, la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse '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 structure.

IV.3.3.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le **SAP200** est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné 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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right. & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta{,}5\eta(1,\ )(\frac{Q}{R}) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta{,}5\eta(1,\ )(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\,s \\ 2{,}5\eta{,}5\eta(1,\ )(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\,s \end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A : [1]:[Tab.4.1]

A = fct (zone III, groupe d'usage 2) **= 0,25**.

b. facteur de correction d'amortissement η:

$$\eta = \sqrt{7(2+\zeta}$$

ζ= 7% [1]: [Tab.4.2].

Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement R : [1]: [Tab.4.3]

Conformément à l'article [**1] : [3.4.A.4.b],** ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques 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. $Q = 1 + \sum^{6} P_q$

Donc **: R = 3.5.**

d. facteur de qualité Q : [1] : [Tab.4.4.]

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau 4-6 : détermination du facteur de qualité Q de la structure.

		Suivant X		Suivant Y	
	Critère	observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

En récapitulant les résultats on trouve : $Q_X = 1 + 0{,}15 = 1{,}15$

$Q_Y = 1 + 0{,}15 = 1{,}15$

e. périodes caractéristiques : [1] :[Tab.4.7.]

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.

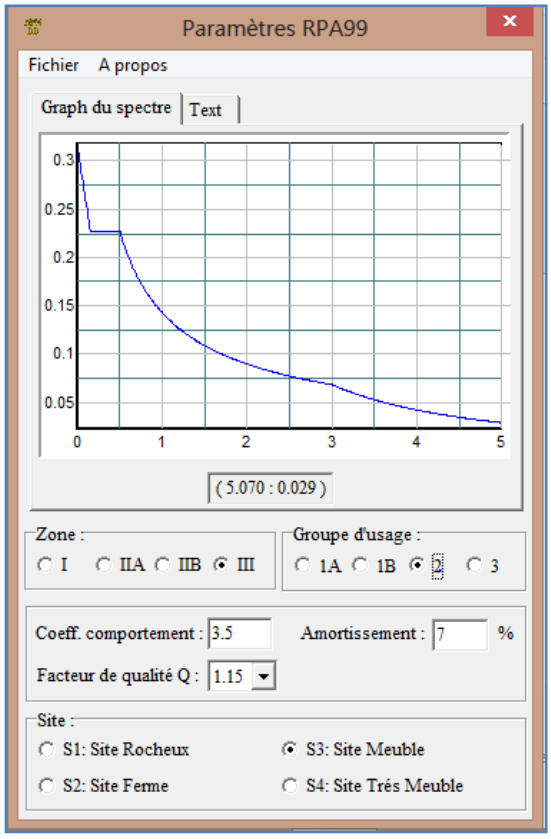


Figure 4-6 : Spectre de réponse

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

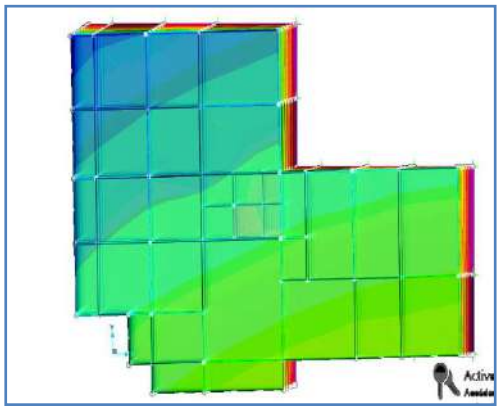
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 version2003 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification des périodes.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification de déplacement.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ .
- Vérification des sollicitations normales.

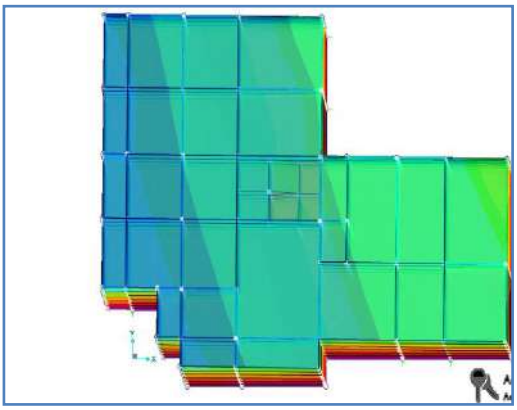
IV.4.1. Vérification de comportement :

Mode 1	Mode 2	Mode 3
Couplage entre la translation dans les deux sens (x) et (y) avec prédominance suivant (x) de 61.76 %.	Couplage entre la translation dans les deux sens (x) et (y) avec prédominance suivant (y) de 58.28%.	rotation autour de Z

Mode 01



Mode 02



Mode 03

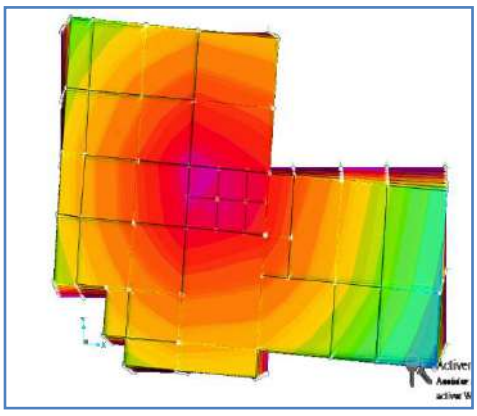


Figure 4-7 : Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc

Tableau 4-7 : Le comportement des trois premiers modes

Modes	Masse modales UX%	Masse modales UY%	Masse modales UZ%
Mode 1	7.92	60.70	0.00
Mode 2	59.97	7.17	0.01
Mode 3	1.33	1.40	69.01

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 : **[1] :[Art 4.3.4.a.]**

Tableau 4-8 : Coefficient de participation massique.

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens-x	Sens-Y	Sens-Z
1	0.530	7.916	60698	0.595
2	0.339	67.884	67.870	2.737
3	0.326	69.216	69.265	69.005
4	0.123	69.235	72.230	69.005
5	0.117	71.414	87.270	69.243
6	0.090	71.414	87.279	69.259
7	0.089	71.561	87.281	69.364
8	0.084	73.017	87.298	69.480
9	0.081	73.017	87.311	69.575
10	0.080	73.308	87.393	69.595
11	0.079	89.414	89.643	70.047
12	0.078	89.533	89.706	70.137
13	0.076	89.547	89.708	70.138
14	0.075	89.552	89.708	70.139
15	0.074	89.554	89.709	70.394
16	0.073	89.759	90.196	90.887
17	0.072	89.761	90.402	90.935
18	0.070	89.767	90.402	90.942
19	0.068	89.776	90.404	90.988
20	0.067	89.832	90.413	91.194
21	0.061	89.833	90.418	91.198
22	0.060	89.835	90.420	91.200

23	0.059	89.840	90.423	91.201
24	0.059	89.840	90.423	91.209
25	0.059	89.840	90.431	91.216
26	0.058	89.850	90.433	91.218
27	0.056	89.851	90.440	91.218
28	0.056	89.889	90.471	91.227
29	0.056	89.893	90.471	91.227
30	0.056	89.951	90.519	91.228
31	0.055	89.982	90.519	91.228
32	0.055	89.882	90.521	91.228
33	0.055	89.882	90.529	91.229
34	0.055	89.955	90.527	91.229
35	0.055	89.955	90.527	91.229
36	0.054	89.955	9.529	91.235
37	0.054	90.002	90.529	91.235
38	0.054	90.026	90.530	91.235
39	0.054	90.040	90.539	91.236
40	0.053	90.105	91.084	91.245

IV.4.3. Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de **SAPP2000** ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

1/ T=CT.$h_N^{3/4}$

- CT=0.05 →T_x =Ty=0.05*$224^{3/4}$ =0.514s

2/T=0.09.$h_N / D^{1/2}$

- D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considéré.
- h_N: hauteur mesuré en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$\begin{cases} T_X=0.512s \\ T_y = 0.416\ s \end{cases}$$

Les valeurs qu'on prend alors sont: $\begin{cases} T_X=0.512\ s \\ T_y = 0.57\ s \end{cases}$

Tableau 4-9 : vérification des périodes.

	$T_{empirique}\ (s)$	$T_{num\ érique}\ (s)$	$1.3\times T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3 \times T_{emp}$
X	0.512	0.670	0.671	CV
Y	0.570	0.67	0.714	CV

IV.4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : [1] : [Art.4.2.6]

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure 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 **[1[:[Art4.2.6]**

Donc il faut vérifier que : $\frac{V_t}{V} > 0.8$

Calcul de la force sismique totale [1] :[Art 4.2.3] :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

- A : coefficient d'accélération de zone

A = 0,25 **[Tab4.1]**

- D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2{,}5\eta,(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0\,s \\ 2{,}5\eta,(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0\,s \end{cases}$$

$T_2 = 0.5\ s$(**voir tableau 4.7**) (**avec site S3**)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta=\sqrt{7/(2+\zeta}$

ζ =7% (**voir tableau 4.2**) (avec remplissage dense) → η = **0,882**

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

T=0.09 $h_n/\sqrt{D}$ **[1] : [Art 4.2.4]**

On prend : Tx=0.512 ; Ty=0.416є (0 ; 0.5s) donc D= D_X= Dy= (2.5 η) =**2.205**

R : coefficient de comportement global de la structure (voir Tableau 4.3] :

- On prend dans un premier calcul (R=5) ce qui correspond à un système de contreventement de structures en portiques avec des voiles en béton armé.
- **Q : facteur de qualité (voir Tableau 4.4) :**

$$Q_X = Q_y = 1.15$$

- **W : poids total de la structure**

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta = 0.20$ (***voir*** **tableau 4.5**)

$W = 25658.282KN$

Tableau 4-10 : 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)
0.25	2.205	2.205	3.5	1.15	1.15	25658.282	4647.36	4647.36

Tableau 4-11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V(KN)	$V_t(KN)$	0.8*V	$V_t \geq 0.8 * V$
X	4647.36	3494.439	3717.888	C.N.V
Y	4647.36	3336.932	3717.888	C.N.V

Pour la direction x la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les Paramètres de la réponse dans le rapport (0.8V/Vt).

- Pour la direction de x on a :

-Pour la direction de x on a : $\frac{0.8V}{V_t}$=1.064

-Pour la direction de y on a : $\frac{0.8V}{V_t}$=1.114

C'est-à-dire on remplace le coefficient « 1 » de la force sismique suivant la direction x (Ex) dans les combinaisons, par le coefficient « 1.064 », et le coefficient « 1 »de la force sismique suivant la direction y (Ey) dans les combinaisons, par le coefficient « 1.114 ».

IV.4.5. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$ $M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$

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 :

$$\begin{cases} M_{tx} = Y_G . W_i \\ M_{tx} = X_G . W_i \end{cases}$$

Avec :

- X_G, Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

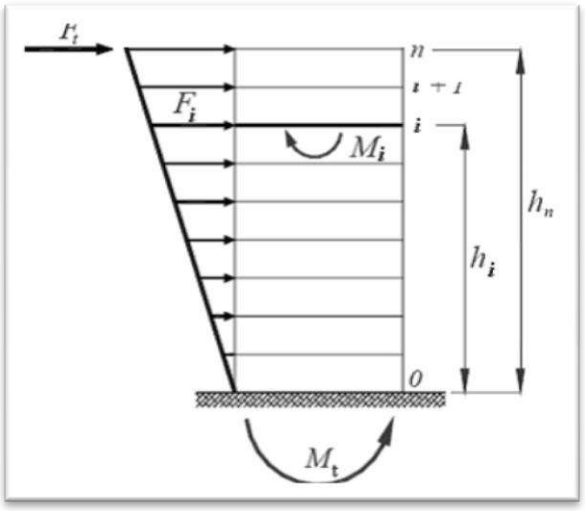


Figure 4-6 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.4.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[1] [Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).(V - F_t) \qquad F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a:

- $T_X = 0{,}670$ s $\rightarrow$ Ft = 0
- $T_Y = 0{,}670$ s $\rightarrow$ Ft = 0

Donc:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_X = \alpha_x.V_X \qquad F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_y = \alpha_y.V_y$$

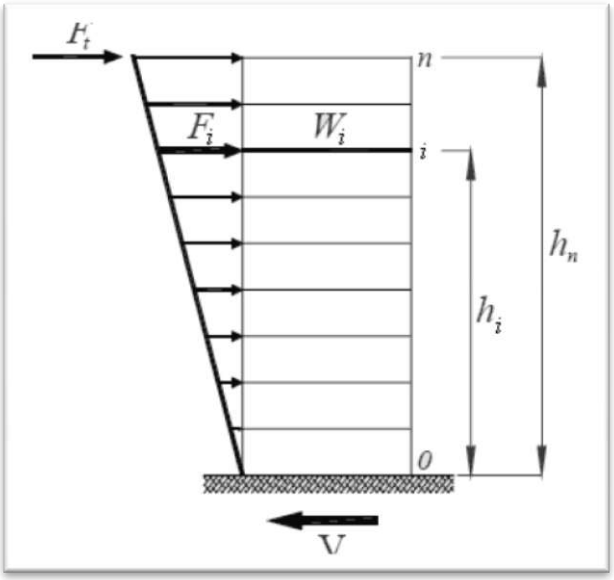


Figure 4-7 : Distribution des forces sismiques

V_X = 3494.439*1.064=3718..083

Tableau. IV.11. Forces sismiques selon la hauteur suivant X.

Niveau (m)	W_i (KN)	W_ih_i (KN.m)	α_x	F_{ix} (KN)
+22.44	3082.885	69179.267	0.22316	829.727
+19.38	3354.423	65008.718	0.20970	779.682
+16.32	3365.466	54924.405	0.17718	658.770
+13.26	3411.855	45241.197	0.14594	542.617
+10,20	3458.303	35274.690	0.11379	423.081
+7,14	3510.911	25067.905	0.08086	300.644
+4,08	3750.286	15301.167	0.04936	183.525
SOMME		309997.349	1	3718.083

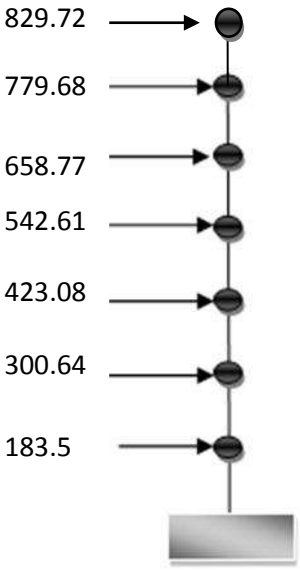


Figure. IV.10.Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

V_Y =3336.932*1.114=3718.83

Tableau. IV.12. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

Niveau (m)	W_i	W_ih_i	α_y	F_{iy} (KN)
+22.44	3082.885	69179.267	0.22316	829.727
+19.38	3354.423	65008.718	0.20970	779.682
+16.32	3365.466	54924.405	0.11718	658.770
+13.26	3411.855	45241.197	0.14594	542.617
+10,20	3458.303	35274.690	0.11379	423.081
+7,14	3510.911	25067.905	0.08086	300.644
+4,08	3750.286	15301.167	0.04936	183.525
SOMME		309997.349	1	3718.083

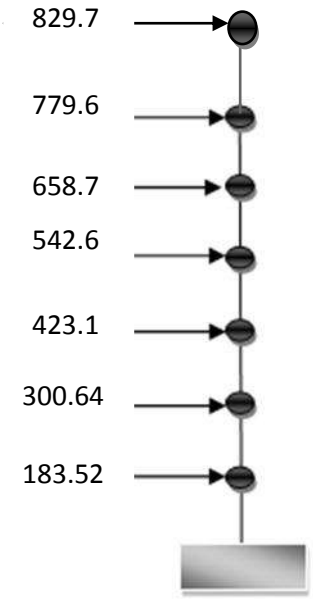


Figure. IV.11.Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y.

IV.4.5.2. Moment de renversement :

Tableau. IV.13.Calcul du moment de renversement

Niveau (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+22.44	829.727	829.727	18619.074	18619.074
+19.38	779.680	779.680	15110.198	15110.198
+16.32	658.770	658.770	10751.126	10751.126
+13,26	542.617	542.617	7195.101	7195.101
+10,20	423.081	423.081	4315.426	4315.426
+7,14	300.644	300.644	2146.598	2146.598
+4,08	183.525	183.525	748.782	748.782
∑Mo			58886.305	58886.305

IV.4.5.3. Moment stabilisant :

Tableau. IV.14.Calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
+22.44	3082.885	8.9916	7.8872	24315.331	27720.069
+1938	3354.423	9.1175	7.8967	26488.872	30583.952
+16.32	3365.466	9.1104	7.9053	26605.018	30660.741
+13,26	3411.885	9.1138	7.9133	26999.270	31095.238
+10,20	3458.303	9.1171	7.9212	27393.910	31529.694
+7,14	3510.911	9.1208	7.9294	27839.418	32022.317
+4,08	3750.286	9.1433	7.9309	29743.143	34289.990
$\sum M_t$				189384.962	217902.001

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau. IV.15. 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}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
189384.962	217902.001	58886.305	58886.305	3.217	3.700	C.V

- La structure est vérifiées contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement.

IV.4.6.Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{ek} \text{(Art.4.4.3: RPA 99 VERSION 2003)}$$

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):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.16. 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)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
+22.44	0.94	3.29			
+19.38	0.78	2.73	0.56	3,06	Oui
+16.32	0.62	2.17	0.56	3,06	Oui
+13.26	0.46	1.61	0.56	3,06	Oui
+10.2	0.30	1.05	0.56	3,06	Oui
+7.14	0.17	0.60	0.45	3,06	Oui
+4.08	0.07	0.25	0.35	3.06	Oui
			0.25	4.08	Oui

Tableau. IV.17. 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)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
+22.44	2.22	7.77			
19.38	1.83	6.41	1.36	3,06	Oui
+16.32	1.44	5.04	1.37	3,06	Oui
+13.26	1.06	3.71	1.33	3,06	Oui
+10.20	0.70	2.45	1.26	3,06	Oui
+7.14	0.39	1.37	1.08	3,06	Oui
+4.08	0.15	0.53	0.84	3.06	Oui
			0.53	4.08	Oui

IV.4.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [1]:[Art.5.9]

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.18. Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	$\theta\leq 0{,}10$
+22.44	3082.890	829.727	779.83	0.56	0.0072	C.V
+19.38	3354.420	779.682	732.81	0.56	0.0084	C.V
+16.32	3365.470	658.770	619.13	0.56	0.0099	C.V
+13.26	3411.880	542.617	509.98	0.56	0.0122	C.V
+10,20	3458.300	423.081	397.63	0.45	0.0128	C.V
+7,14	3510.910	300.525	282.58	0.35	0.0142	C.V
+4,08	3750.290	183.525	172.48	0.25	0.0133	C.V

Tableau IV.19. Vérification l'effet P-Δ sens Y.

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ≤ 0,10
+22.44	3082.890	829.727	744.68	1.36	0.0184	C.V
+19.38	3354.420	779.682	699.78	1.37	0.0215	C.V
+16.32	3365.470	658.770	591.23	1.33	0.0247	C.V
+13.26	3411.880	542.617	487.00	1.26	0.0288	C.V
+10,20	3458.300	423.0.81	379.71	1.08	0.0321	C.V
+7,14	3510.910	300.644	269.84	0.84	0.0357	C.V
+4,08	3750.290	183.525	164.71	0.53	0.0296	C.V

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.4.5.Vérification des sollicitations normales : [1] [Art.7.4.3.1]:

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c * F_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

- υ: effort normal réduit.
- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_c : l'air (section brute) de cette section de béton.
- F_{c28} : la résistance caractéristique de béton.

étages	N_d (KN)	B_c (mm^2)	F_{c28}(MPa)	$\boldsymbol{\upsilon}$	$\upsilon \leq 0.3$
6^{eme} $étage$	195.66	122500	25	0.063	C.V
5^{eme} $étage$	297.01	122500	25	0.096	C.V
4^{eme} $étage$	455.06	122500	25	0.032	C.V
3^{eme} $étage$	566.04	160000	25	0.014	C.V
2^{eme} $étage$	725.12	160000	25	0.018	C.V
1^{ier} $étage$	1023.83	202500	25	0.020	C.V
RDC	1145.16	202500	25	0.022	C.V

IV.5.Conclusion général :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de bloc. La structure s'avère une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correct.

V.1 Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003. Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q
  - ✓ E.L.S : G + Q
- ❖ les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003
  - ✓ 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. On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau 5-1 : Les données de calcule

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	$\overline{\sigma_b}$ =18,50MPa	σ_s=400 MPa

.

V.2.2. Recommandation du R.P.A99 version2003 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales : Art [7.5.2.1]

- 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 50 en Zone III.
- en Travée et appui $\geq A_{min}$ CBA etA_{min} RPA
- en Travée et appui $\leq A_{max}$ x RPA

V.2.2.b. Armatures transversales : Art [7.5.2.2]

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : A_t=0 ,003. S_t .b.

✓ b : largeur de la poutre.

✓ St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- St ≤ h/2 en Zone courante.
- St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Tableau 5-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales.

Etage	Poutre	M	M_u (KN.m)	Com	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	48,19	G+Q+Edx	3,92	0	4,62	1,20	6,00	**3HA14**
		M_a	-97,68	G+Q+Edx	7,11	0	8,01	1,20	6,00	**3HA14+ 3HA12**
	RIVE	M_t	32,45	1.35G+1.5 Q	2,60	0	4,62	1,20	6,00	**3HA14**
		M_a	-58,47	1.35G1.5Q	4,12	0	8,01	1,20	6,00	**3HA14+ 3HA12**
Etages	INTE	M_t	47,57	G+Q+Edy	3,87	0	4,62	1,20	6,00	**3HA14**
		M_a	-104,66	G+Q+Edy	7,66	0	8,01	1,20	6,00	**3HA14+ 3HA12**
	RIVE	M_t	29,50	G+Q+Edy	2,36	0	4,62	1,20	6,00	**3HA14**
		M_a	79,55	G+Q+Edy	5,70	0	8,01	1,20	6,00	**3HA14+ 3HA12**

Tableau 5-3 : Ferraillage longitudinal 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	Comb
							CBA	RPA		
Terrasse	INTE	M_a	-45,48	3,71	0	3,39	1,05	5,25	**3HA12**	**G+Q+Edy**
	RIVE	M_a	38,83	3,15	0	3,39	1,05	5,25	**3HA12**	**G+Q+Edx**
étage	INTE	M_a	-54,08	4,46	0	4,62	1,05	5,25	**3HA14**	**G+Q+Edx**
	RIVE	M_a	51,06	4,19	0	4,62	1,05	5,25	**3HA14**	**G+Q+Edy**

V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\bar{\sigma}_b$= 0,6 f_{c28}=15 MPa. Et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

❖ **Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :**

$\bar{\sigma}_s$=min ((2/3)*f_e; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 MPa et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Tableau 5-4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales.

Niv	Poutre	Position	M_{ser} (KN.m)	A (cm²)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
Terrasse	INTE	Travée	35,17	4,62	6,40	15	C.V	-	-	-
		appuis	-68,45	8,01	10,30	15	C.V	-	-	-
	RIVE	Travée	23,69	4,62	4,30	15	C.V	153,8	202	C.V
		appuis	-36,47	8,01	6,60	15	C.V	140,3	202	C.V
Etages	INTE	Travée	34,49	4,62	6,30	15	C.V	-	-	-
		appuis	-70,54	8,01	10,60	15	C.V	-	-	-
	RIVE	Travée	21,39	4,62	3,90	15	C.V	138,9	202	C.V
		appuis	-47,68	8,01	8,00	15	C.V	183,5	202	C.V

Tableau 5-5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires.

Niv	Poutre	Position	M_{ser} (KN.m)	A (cm²)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
Terrasse	INTE	appuis	-24,27	3,39	6,30	15	C.V	-	-	-
	RIVE	appuis	17,32	3,39	4,50	15	C.V	175,9	202	C.V
étages	INTE	appuis	-27,09	4,62	6,30	15	C.V	-	-	-
	RIVE	appuis	13,22	4,62	3,10	15	C.V	99,9	202	C.V

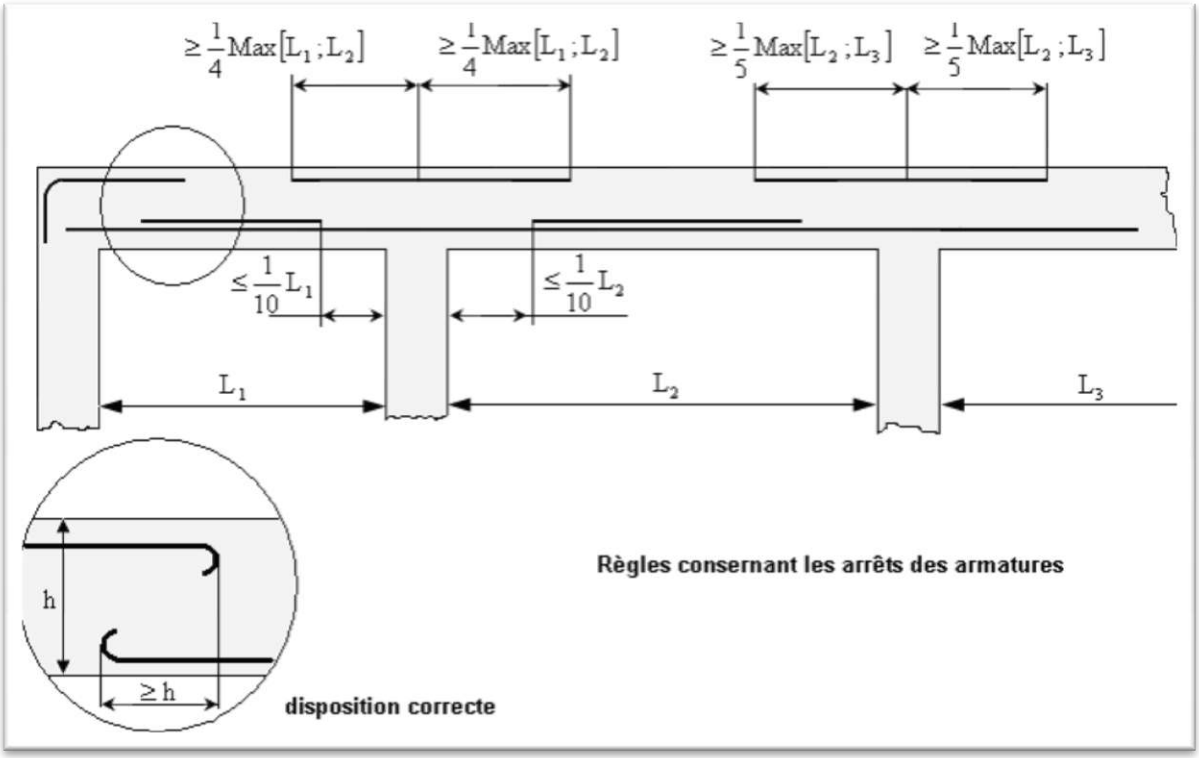


Figure 5-1 : Disposition des armatures pour les poutres

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifie que :

- A Travée $\geq A_{min}$ CBA etA_{min} RPA

- A appui $\geq A_{min}$ CBA et A_{min} RPA
- A Travée $\leq A_{max}$ RPA
- A appui $\leq A_{max}$ RPA

Tableau 5-6 : vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	Position	A_{chois} (cm^2)	A_{total} (cm^2)	A_{min}CBA =1,20 cm^2	A_{min}RPA =6,00cm^2	A_{tmax} RPA = 48 cm^2	A_{amax} RPA =72cm^2	correction
terrasse	INTE	Travée	4,62	9,24	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14**
		Appui	8,01	12,63	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14+ 3HA12**
	RIVE	Travée	4,62	9,24	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14**
		Appui	8,01	12,63	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14+ 3HA12**
étages	INTE	Travée	4,62	9,24	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14**
		Appui	8,01	12,63	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14+ 3HA12**
	RIVE	Travée	4,62	9,24	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14**
		Appui	8,01	12,63	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14+ 3HA12**

Tableau 5-7 : vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	Position	A_{chois} (cm^2)	A_{min}CBA =1,35 cm^2	A_{min}RPA = 6.75 cm^2	A_{tmax} RPA = 54 cm^2	A_{amax} RPA =81cm^2	correction
terrasse	INTE	Appui	3,39	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14**
	RIVE	Appui	3,39	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14**
étages	INTE	Appui	4,62	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14**
	RIVE	Appui	4,62	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14**

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$

- T_u : effort tranchant .

Tableau 5-8 : Calcule 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	$\bar{\tau}_u = 2,5MPa$	$\bar{\tau}_u = 3,34\,MPa$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3,26\,MPa$	$\bar{\tau}_u = 4,34\,MPa$

Tableau 5-9 : 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	96,73	1,35G+1,5Q	0,87	3,33	C.V
	RIVE	87,04	1,35G+1,5Q	0,78	2,50	C.V
étages	INTE	106,18	1,35G+1,5Q	0,95	3,33	C.V
	RIVE	68,99	1,35G+1,5Q	0,62	2,50	C.V

Tableau 5-10 : 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	61,26	1,35G+1,5Q	0,63	3,33	C.V
	RIVE	80,48	1,35G+1,5Q	0,83	2,50	C.V
étages	INTE	88,87	1,35G+1,5Q	0,92	3,33	C.V
	RIVE	43,25	1,35G+1,5Q	0,45	2,50	C.V

V.2.6. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance **FeE235.** L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après [1] : [Art 7.5.2.2]:

$$\begin{cases} \frac{A_t}{s_t} \geq 0.03 \times b \\ S \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}\ \text{et}\ 12\emptyset\right) \text{ Zone nodale} \\ S' \leq \frac{h}{2} \text{ Zone courante} \end{cases}$$

D'après **CBA 93** :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

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 5-11 : Calcule 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)
30x35	33,3	2,01	8	15	1,35	10	15	**4Ø8**
30x40	33,3	2,01	10	20	1,80	10	15	**4Ø8**

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 = 0.80.

Tableau.5.11.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	0,0072	0,0105	C.V
PS	0,072	0,062	C.V	0,077	0,075	C.V	0,0040	0,0105	C.V

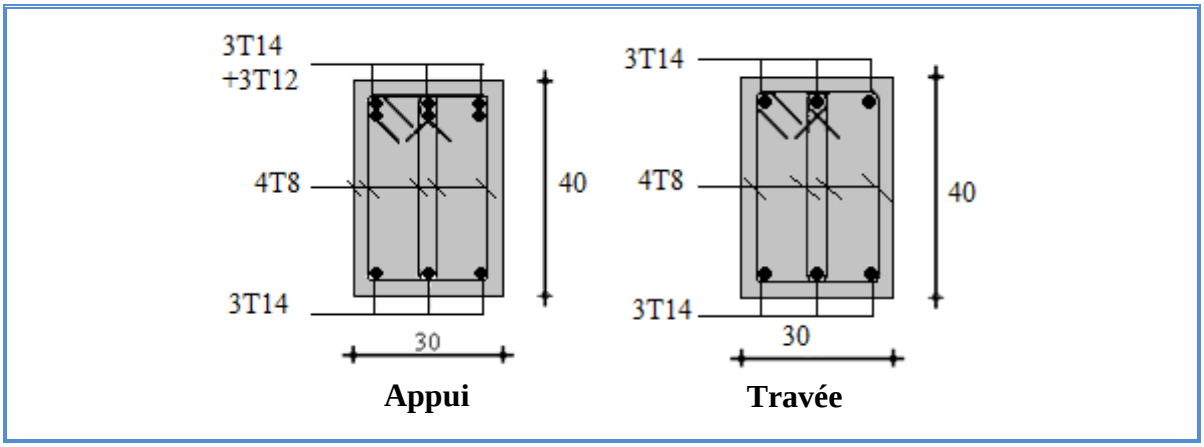
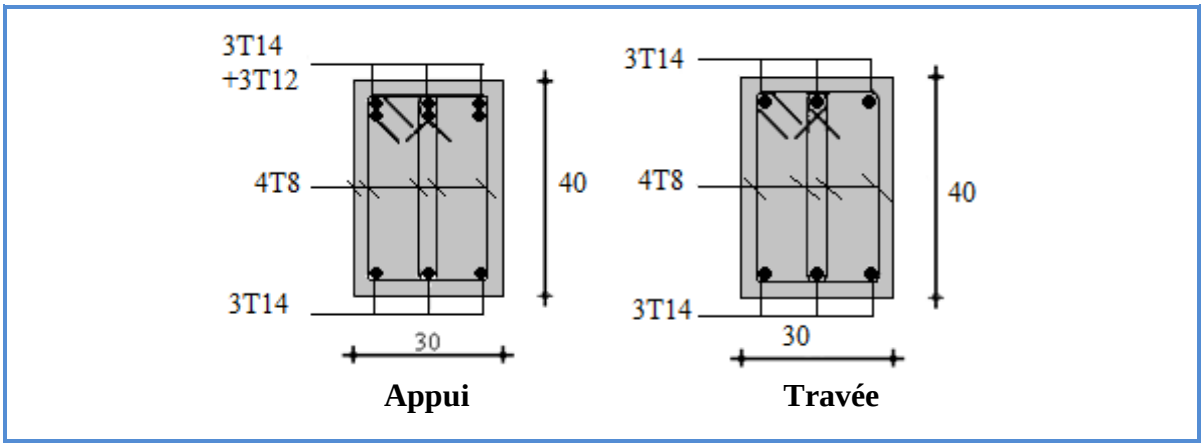


Figure 5-2 : Ferraillages des poutres principales, intermédiaires et de rive.



.

Figure 5-3: Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires et de rive.

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 :**

$$A_l = \min \begin{cases} 4\,cm^2 \ \text{par métre de longueur de parement} \\ 0{,}1\% \le \dfrac{A_l}{B} \le 5\% \ \ B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

❖ **Selon [1] : [Art 7.4.2.1]**

- La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.
- La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

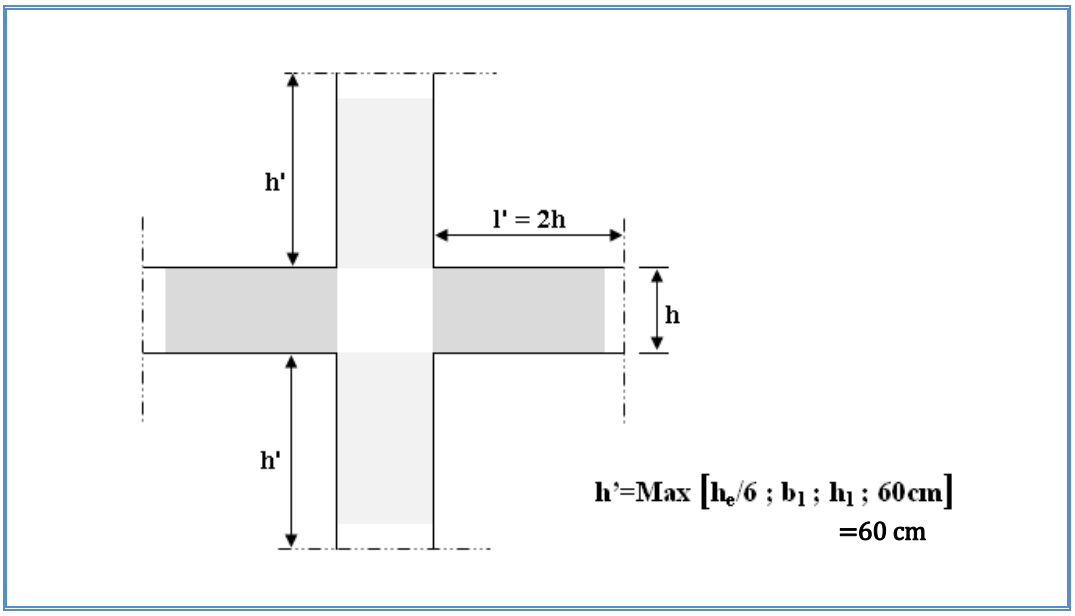


Figure 5-6 : définition de la zone nodale dans les poteaux.

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par:

$0{,}9\% \le \frac{A_l}{b.h} \le 4\%$: En zone courante

$0{,}9\% \le \frac{A_l}{b.h} \le 6\%$: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure.

➢ h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

❖ Les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003 [Art 5.2]**

✓ 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_{max} et son M_{corr}

V.3.1.c. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- **1^{ere} cas : Influence du moment.**

Dans le cas du moment maximumM_{max} généralement trouvé avec la combinaison .

Soit G+Q±E soit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max et aveM_{max} c la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avecM_{max} et sonN_{corr} .

- **2^{eme} Cas : Influence de l'effort normal.**

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{max}, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q, dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corr} pour le même poteau et dans la même combinaison. Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N_{max} et son M_{corr} .

- **3^{eme} Cas : Effort normal minimum.**

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est pas forcement le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion. Le calcul en flexion composé ce fera pourN_{min} . et sonM_{corr} .

V.3.1.d. Etat limite de stabilité de forme :

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 :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

e_2 : Excentricités du 2^{eme} ordre, dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2 + \alpha.\emptyset)}{10000.h}$$

Avec :

- ✓ $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton
- ✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{Mu\,G}{Mu}$
- ✓ 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 : $e_a = \text{Max}\left[\frac{l_0(cm)}{250}; 2\ cm\right]$

- on doit vérifier que :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\ (15 \text{ et} \frac{20*e1}{h})$$

Tableau 5-14 : Corrections des moments dans les poteaux à l'ELU.

	solli	Valeur	$M_u G$ (KN.m)	Combinaison	e_1 (cm)	e_2 (cm)	e_a (cm)	l_f/h	Max (15 et $20 + e_1/h$)	vérification
Rive 35×35	N_{max}(KN)	575.334	13	1.35G+1.5Q	0.05	0.01	0.02	7.2	15	C.V
	M_{corr}(KN.m)	37.05								
	M_{max}(KN.m)	160.54	14.14	G+Q+Edy	2,60	1,22	11,02	7.2	15	C.V
	N_{corr}(KN)	51.20								
	N_{min}(KN)	217.80	25.96	G+Q+Edy	5,40	1,22	11,02	7.2	15	C.V
	M_{corr}(KN.m)	31.05								
inter 35×35	N_{max}(KN)	525.155	3.92	1.35G+1.5Q	0.08	0.01	0.02	7.2	15	C.V
	M_{corr}(KN.m)	44.15								
	M_{max}(KN.m)	41.60	9.31	G+Q+Edy	4,12	1,22	11,02	7.2	15	C.V
	N_{corr}(KN)	61.351								
	N_{min}(KN)	37.54	1.50	G+Q+Edy	5,63	1,22	11,02	7.2	15	C.V
	M_{corr}(KN.m)	5.75								
Rive 40×40	N_{max}(KN)	1186.11	5	G+Q+Edy	0.04	0.01	0.02	5.36	15	C.V
	M_{corr}(KN.m)	35.20								
	M_{max}(KN.m)	663.82	21.14	G+Q+Edy	0.56	0.01	0.02	5.36	15	C.V
	N_{corr}(KN)	57.23								
	N_{min}(KN)	716.02	5	G+Q+Edy	0.56	0.01	0.02	5.36	15	C.V
	M_{corr}(KN.m)	32.50								
inter 40×40	N_{max}(KN)	881.01	4.32	1.35G+1.5 Q	0.06	0.01	0.02	5.36	15	C.V
	M_{corr}(KN.m)	52.29								
	M_{max}(KN.m)	72,93	5.76	G+Q+Edy	0.08	0.01	0.02	5.36	15	C.V
	N_{corr}(KN)	421,69								
	N_{min}(KN)	-231.04	2.45	G+Q+Edy	0.04	0.01	0.02	5.36	15	C.V
	M_{corr}(KN.m)	39.42								
Rive 45×45	N_{max}(KN)	2506.75	3	G+Q+Edy	0.06	0.01	0.02	6.35	15	C.V
	M_{corr}(KN.m)	55.16								
	M_{max}(KN.m)	1030.66	20.19	G+Q+Edy	1.17	0.01	0.02	6.35	15	C.V
	N_{corr}(KN)	55.89								

	N_{min}(KN)	1742.16	3	G+Q+Edy	0.04	0.01	0.02	6.35	15	C.V
	M_{corr}(KN.m)	38.55								
inter 45×45	N_{max}(KN)	1441.57	33.4	G+Q+Edy	0.04	0.01	0.02	6.35	15	C.V
	M_{corr}(KN.m)	31.73								
	M_{max}(KN.m)	509.98	18.71	1.35G+1 .5Q	0.04	0.01	0.02	6.35	15	C.V
	N_{corr}(KN)	59.36								
	N_{min}(KN)	727.44	33.4	G+Q+Edy	0.02	0.01	0.02	6.35	15	C.V
	M_{corr}(KN.m)	32.62								

V.3.1.e. Détermination des sections d'acier:

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables. D'après les combinaisons données précédemment, nous déduisons les sollicitations les plus défavorables, en se basant sur les trois cas suivants:

- 1^{er} Cas: $(M_{max}\,; N_{corr})$
- 2^{eme} Cas: $(N_{max}\,; M_{corr})$
- 3^{eme} Cas: $(N_{min}\,; M_{corr})$

V.3.1.f. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

❖ **Situation durable:**

- Béton :γ_b=1.5 ; $f_{c28} = 25$ MPa; $\sigma_{bc} = 14.2$MPa
- Acier : $\gamma_s = 1$;FeE 400; $\sigma_s = 400$ MPa

❖ **Situation accidentelle:**

- Béton :γ_b=1.5 ; $f_{c28} = 25$ MPa; $\sigma_{bc} = 18.2$MPa
- Acier : $\gamma_s = 1$;FeE 400; $\sigma_s = 400$ MPa

Avec : $d \cong 0.9.h$ et $c = c' = h - d$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans les tableaux suivants :

Tableau 5-14 : Calcule le ferraillage longitudinal des poteaux à l'ELU

	M_G (KN.m)	N (KN)	combinaison	Section	A_{min}^{RPA} (cm²)	A_{cal} (cm²)	A_{choisi} (cm²)
Rive 35×35	107.60	241.66	G+Q+Edy	SPC	11.03	12.07	12.07
	7.17	481.75	1.35G+1.5Q	SPC	11.03	7.47	
	23.89	9.88	0.8G-Ex	SPC	11.03	2.03	
Inter 35×35	110.98	299.34	G+Q+Edx	SPC	11.03	13.07	13.07
	7.91	840.53	1.35G+1.5Q	SPC	11.03	12.87	
	38.03	32.99	0.8G-Ex	SPC	11.03	3.49	
Rive 40×40	120.90	13.03	G+Q+Edy	SPC	14.40	8.90	12.78
	28.03	724.46	1.35G+1.5Q	SPC	14.40	12.78	
	20.47	5.78	0.8G-Ex	SPC	14.40	1.47	
Inter 40×40	133.25	504.28	0.8G+Ex	SPC	14.40	15.90	15.84
	6.96	1060.70	1.35G+1.5Q	SPC	14.40	15.84	
	29.56	11.62	0.8G-Ey	SPC	14.40	2.18	
Rive 45×45	98.81	511.20	G+Q-Edx	SPC	18.23	12.72	14.66
	1.67	1011.04	1.35G+1.5Q	SPC	18.23	14.66	
	32.46	14.18	0.8G-Ey	SPC	18.23	2.14	
Inter 45×45	112.35	544.46	0.8G-Ex	SPC	18.23	13.97	23.48
	2.46	1620.46	1.35G+1.5Q	SPC	18.23	23.48	
	26.65	34.65	0.8G-Ey	SPC	18.23	11.90	

Tableau 5-15 : ferraillages longitudinaux des poteaux

	A_{min}^{RPA} (cm²)	A_{min}^{CBA} (cm²)	A_{max}^{RPA} (cm²)	A_{max}^{RPA} (cm²)	$A_{calculé}$ (cm²)	A_{chois} (cm²)
			Nodale	Courante		
Rive35*35	11.03	1.22	73.5	49	12.07	8HA14=14.20
Inter35*35	11.03	1.22	73.5	49	13.07	4HA14+4HA16=14.20
Rive40*40	14.40	1.60	96	64	12.78	8HA16=16.08
Inter40*40	14.40	1.60	96	64	15.84	8HA16=16.08
Rive45*45	18.23	2.03	121.5	60.75	18.23	4HA16+8HA14=20.36
Inter45*45	18.23	2.03	121.5	60.75	23.48	12HA16+4HA12=28.65

V.3.1.e. Vérification des contraintes à l'ELS :

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 M_{ser}, N_{ser} selon les règles CBA93. On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_{G.V_1}}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_{G.}(V_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = K.y_1$$

$$\sigma_s = 15\ K.(d - y_1)$$

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6f_{c28} = 15$ MPa
  Et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 400$ MPa

- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6f_{c28} = 15$ MPa
  Et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202$ MPa

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5-16 : vérification des armatures à ELS des poteaux

Section	M_{ser} (KN.m)	N_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	Fissuration	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Rive35*35	29.74	160.32	12.31	Préj	1.60	147.9	CV	CV
Inter35*35	24.18	289.96	14.20	Peu	2.3	160.8	CV	CV
Rive40*40	28.43	425.51	16.08	Préj	2.90	185.6	CV	CV
Inter40*40	20.18	429.81	16.08	Peu	2.60	170.6	CV	CV
Rive45*45	30.72	953.24	18.72	Préj	4.90	71.5	CV	CV
Inter45*45	31.28	583.67	25.13	Peu	3.20	46.1	CV	CV

Préj : préjudiciable

Peu : peu nuisible

V.3.2. Détermination des armatures transversales :

V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u:

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

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

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

V.3.2.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$:

La contrainte tangente $\overline{\tau_u}$ limite a pour valeur :

- **Selon le CBA93 :**

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 RPA.99 version 2003 : [2 : 7.4.3.2]**

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 :

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{\ell_f}{i}\\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}}\end{array}\right\}$$ 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.3.2.c. Vérifications des contraintes tangentielles :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible :

Tableau 5-17 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Section	Combinaison	V_u (KN)	τ_u (MPa)	A	ρ_d	$[\tau_u]$ RPA (MPA)	$[\tau_u]$ CBA (MPA)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
35*35	G+Q+Edx	158.34	1.43	21.20	0.075	1.875	4.32	CV
40*40	G+Q+Edx	155.98	1.08	22.67	0.075	1.875	4.32	CV
45*45	G+Q+edx	203.95	1.12	21.95	0.075	1.875	4.32	CV

V.3.2.c. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

❖ **Selon le CBA93 :**

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Øt est donnée par la relation :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$$

➢ $\emptyset_l$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n.a_t$: avec nt est le nombre des barres transversales.
- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

  - $S_t \leq \frac{0{,}9\times A_t\times\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0{,}3\times f_{t28}\times K)}$ Dans le cas de la flexion composée $K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$
  - $S_t \leq \text{Min}\,[0{,}9d,\ 40cm]$
  - $\frac{A_t\times f_{et}}{b_0\times S_t} \geq 0{,}4$ MPa

❖ **Selon le RPA99 version 2003 :**

- **D'après5Art 7.4.2.2] :On a :**

$$St = \frac{h\,.\,fe\,.\,A_t}{\rho.Vu}$$

Avec :

➢ $A_t = n.a_t$

➢ 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 $\lambda_g = {}^{l_f}/_{a}$

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

➢ Dans la zone nodale: St ≤ 10cm en zone III.

➢ Dans la zone courante: St ≤ Min (b/2, h/2, 10ϕl) en zone III.

- La quantité d'armatures transversales minimale A_t/ (St*b) en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & Si\ \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% & Si\ \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135^o ayant une longueur droite de 10ϕt minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (cheminées >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

❖ **application des recommandations.**

Les résultats en respectant ce qu'on a vu sont : f_e=400MPa.

Tableau 5-18 : les armatures transversales et leurs espacements.

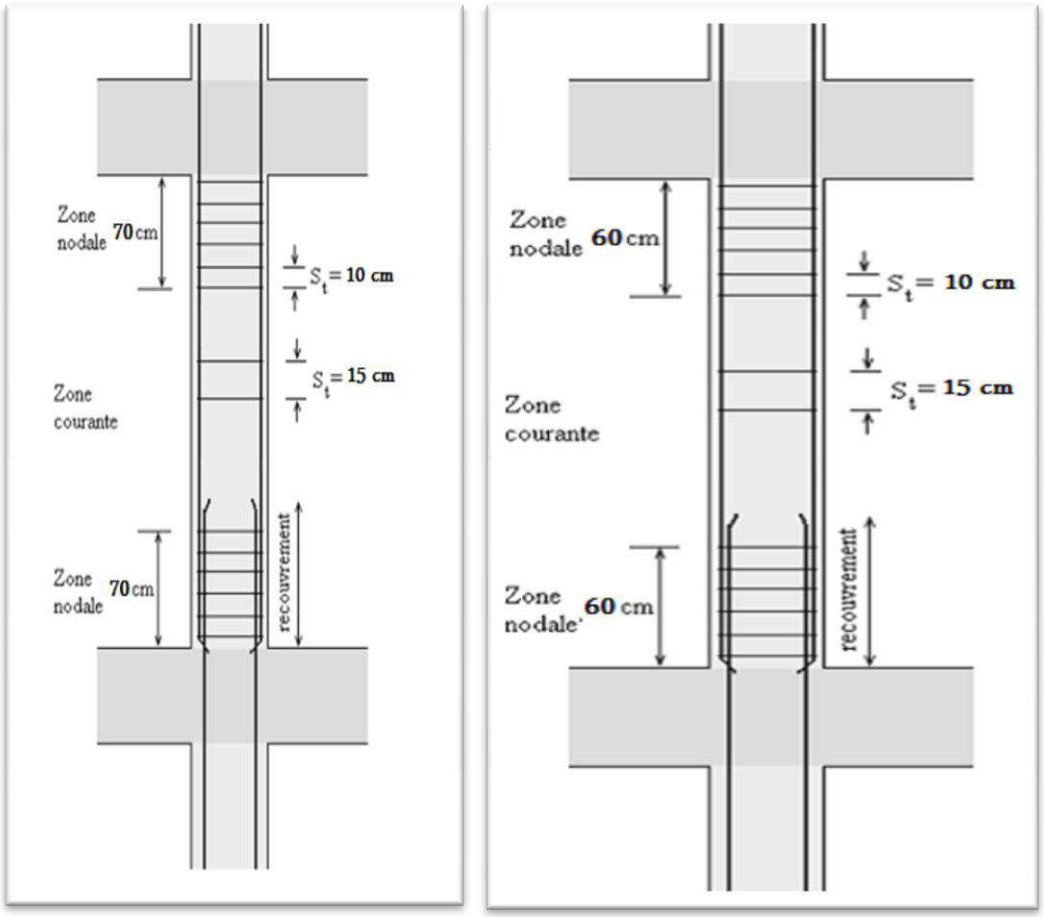
Section	V_u (KN)	A_t (cm^2)	λ_g	ρ	$S_{t\ cal\ CBA}$ (cm)	Zone	$S_{t\ Max\ RPA}$ (cm)	Choix
35*35	158.42	3.14	21.20	2.5	28.35	Courante	15	4Ø10
						Nodale	10	4Ø10
40*40	155.98	3.14	22.67	2.5	32.41	Courante	15	4Ø10
						Nodale	10	4Ø10
45*45	203.95	3.14	21.95	2.5	36.45	Courante	15	4Ø10
						Nodale	10	4Ø10

.

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale At/St.b :**

Tableau 5-19 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

poteaux	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}\%$	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
35× 35	courante	0.598	CV
	nodale	0.897	CV
40× 40	courante	0.523	CV
	nodale	0.785	CV
45× 45	courante	0.465	CV
	nodale	0.697	CV



Pour les poteaux étages (h=3.06 m) Pour RDC (h=4.08 m)

Figure 5-8 : Disposition des armatures pour les poteaux des étages.

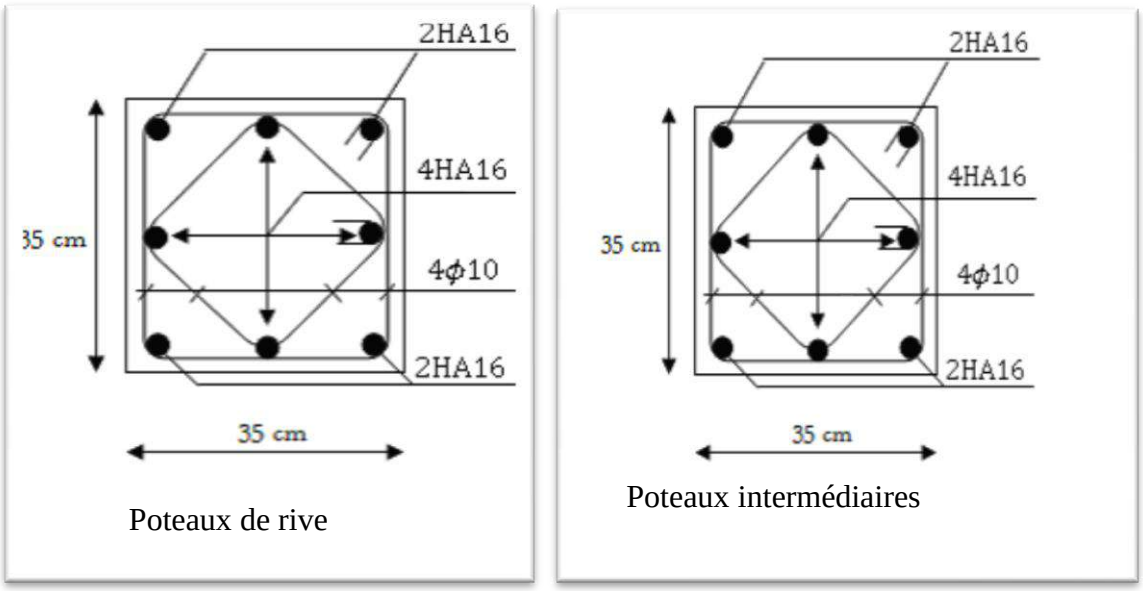


Figure 5-9 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 4,5 et 6

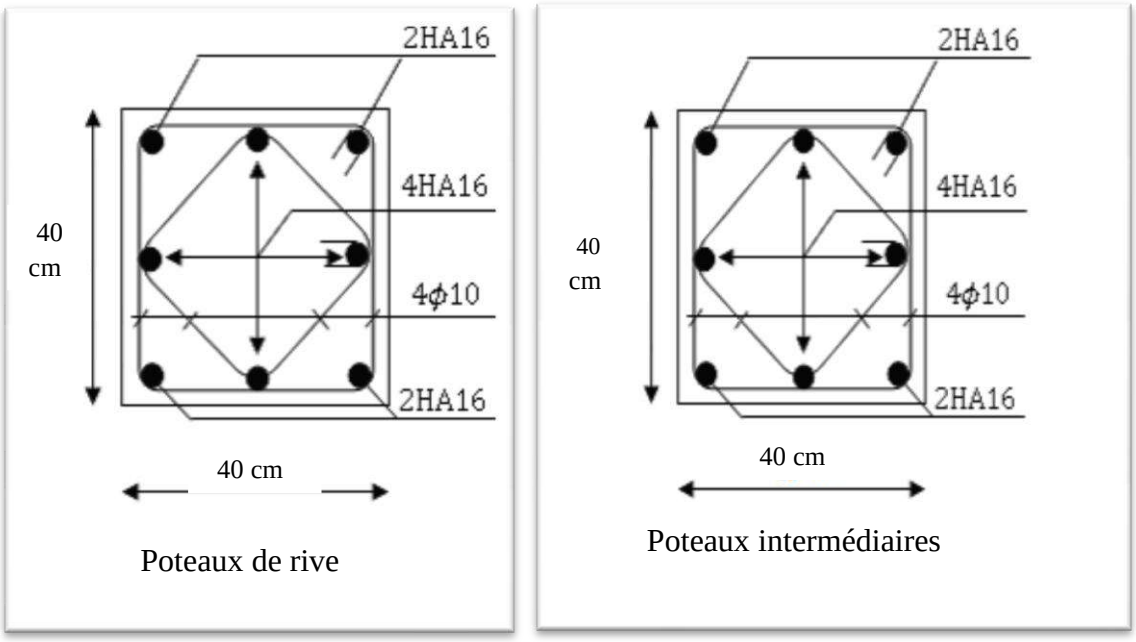


Figure 5-10 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 2 et 3

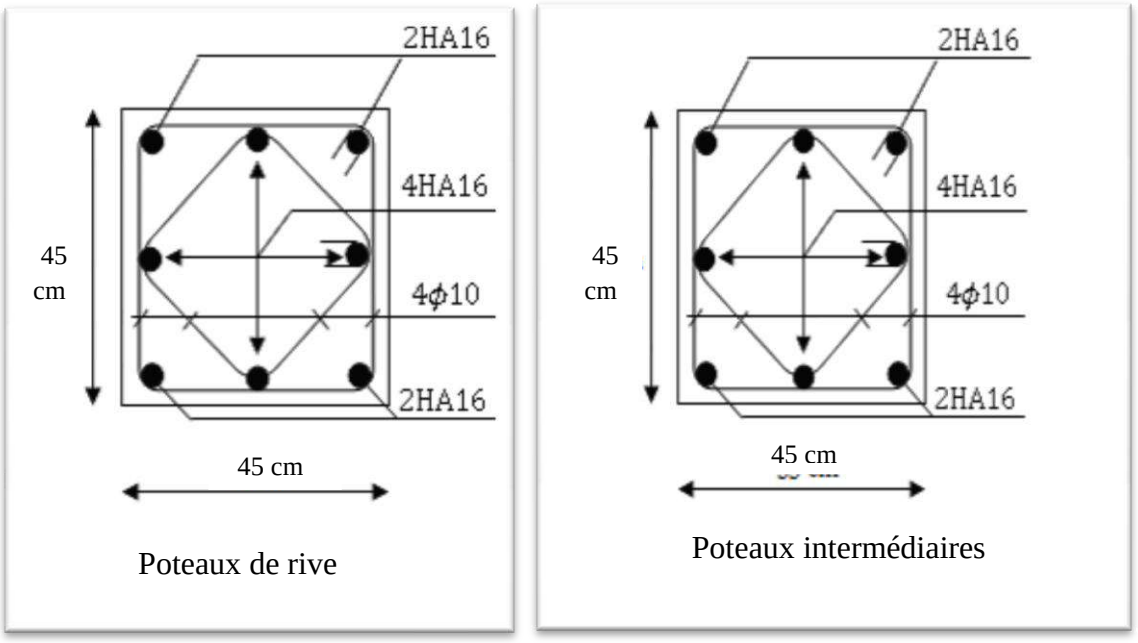


Figure 5-11 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages RDC et 1^{ier} étage.

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

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_1".
- ✓ Des aciers transversaux "A_t ".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

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 ". Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " **NAVIER** ", ces contraintes sont " σ_1" et "σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M, N).

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} V \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} V$$

S: section transversale du voile: S = a .L

I: moment d'inertie: I= $\frac{ah^3}{12}$

L: la largeur du voile.

a: épaisseur du voile.

v: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles: **Cas1**: Si σ_1 etσ_2 sont de signes contraintes alors la section est partiellement comprimée

$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$; $F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2}$(Force de traction) ;$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} . L$(la longueur tendue).

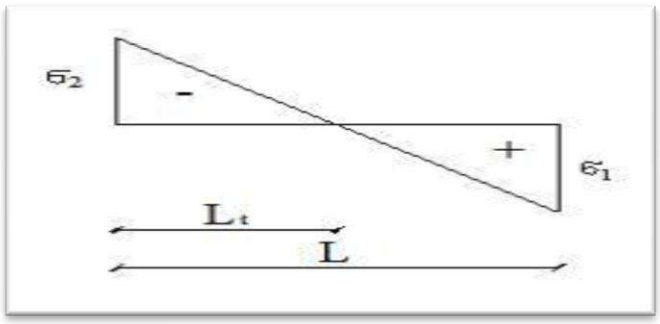


Figure 5-12 Diagramme des contraintes (SPC)

Cas2: Si $\sigma_1$et $\sigma_2$sont négatives, alors la section est entièrement tendue, la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:

$$A_V = \frac{\sigma . a . \gamma_s}{f_e} = \frac{F_t 11500}{f_e} ; F_t = \left[\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}\right] . L . a$$

Calcul des armatures horizontales et leurs espacements

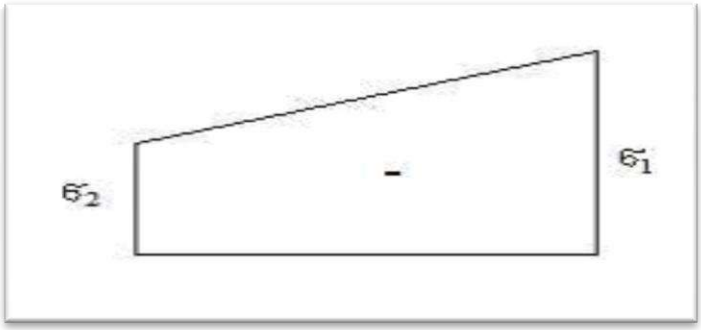


Figure 5-13 Diagramme des contraintes (SPT)

Cas 3: Si $\sigma_1$et $\sigma_2$sont positives, alors la section est entièrement comprimée, la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement:

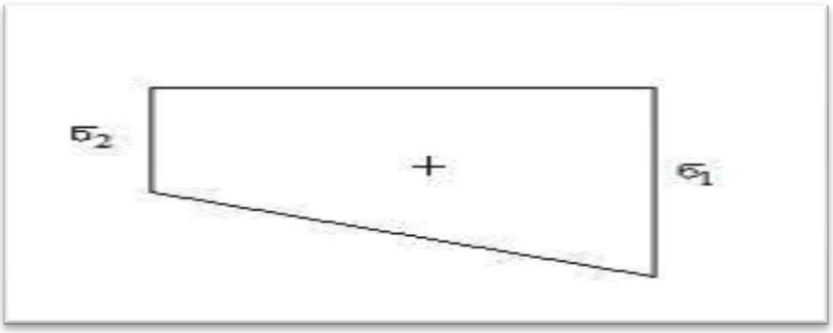


Figure 5-14 : Diagramme des contraintes (SEC).

V.4.3.1. Recommandations réglementaires:

V.4.3.1.a : Armatures verticales:

L'acier choisi est de type haut adhérence FeE 400.

Selon le CBA 93:

- $0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

Selon le RPA 99(Verssion2003):

$A_{ver} = 0.2\%\ B_t$ 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.

V.4.3.1.b. 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:**

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_V\right]$

Espacement des armatures horizontales: $S_h \leq \min[0.9d; 40\ cm]$

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4.a} \qquad S_t \leq \frac{A_h.0.9f_{eh}}{\gamma_s.a.\tau_b}$$

$\overline{\tau_b}$ =min $\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\ MPa\right]$ **Fissuration peu nuisible**:

$\overline{\tau_b}$ =min $\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right]$ **Fissuration Préjudiciable**

- ✓ τ_b : Contrainte de cisaillement. τb
- ✓ $\overline{\tau_b}$: Contrainte de cisaillement admissible. τb
- ✓ A_h: section d'armatures horizontales.
- ✓ d = 0.9 h: hauteur utile.

Selon le RPA 99 V(2003):

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$$

$$S_h \leq \min[1.5a; 30\ cm]$$

V.4.3.1.c. 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.4.3.2.Recommandations pour les voiles et les trumeaux: (RPA 99 version 2003et 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.
- ✓ $S_v \leq Min[1{,}5.a\,;30cm]$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (zonecourante) \\ \dfrac{S_v}{2} & (zoned'extrémité)\dfrac{L}{10} \end{cases}$$

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.

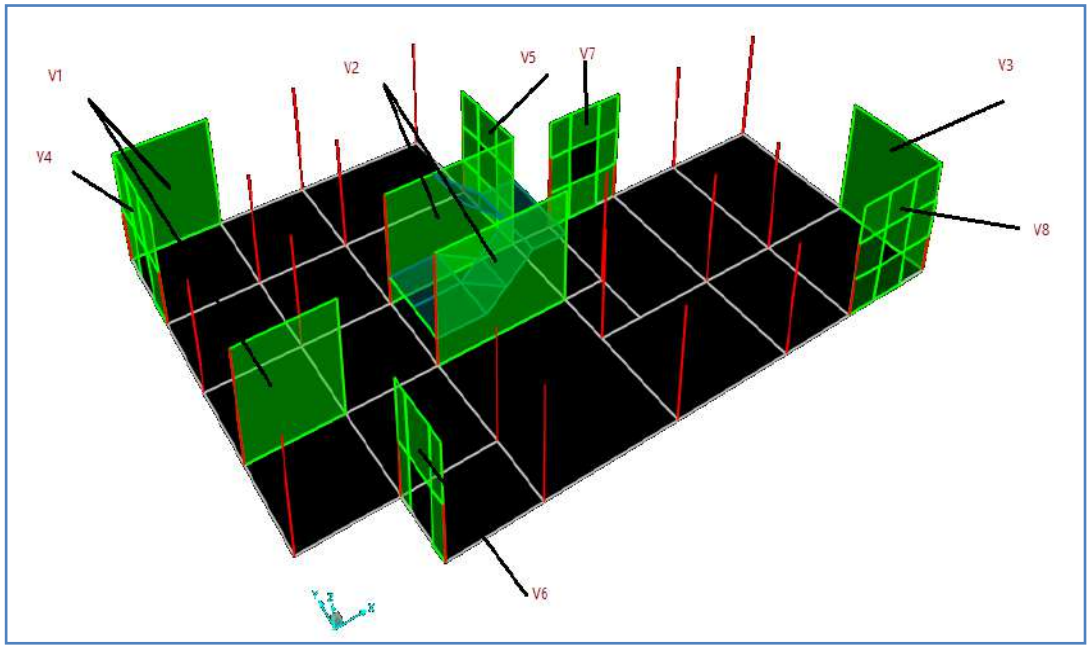


Figure 5-12 : Disposition des voiles.

V.4.4. Armatures verticales :

V.4.4.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

❖ **Situation durable:**

- Béton :γ_b=1.5 ; $f_{c28} = 25$ MPa; $\sigma_{bc} = 14.2$MPa
- Acier : $\gamma_s = 1$;FeE 400; $\sigma_s = 348$ MPa.

❖ **Situation accidentelle:**

- Béton :γ_b=1.15 ; $f_{c28} = 25$ MPa; $\sigma_{bc} = 18.2$MPa
- Acier : $\gamma_s = 1$;FeE 400; $\sigma_s = 400$ MPa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans les tableaux suivants :

V.4.4.a.1.1les voiles pleines :

Tableau 5-20 : Armatures verticales des voiles pleins.

épaisseur	20(cm)		
Voile	V1	V2	V3
N_t	-37.62	-89.62	46.25
M(t)	28.55	139.22	138.57
L(m)	3.22	4.85	3.73
e(m)	0.20	0.20	0.20
A(m^2)	0.81	1.21	0.93
$I_{inertie}$	0.7	2.38	1.08
Y(m)	1.61	2.43	1.87
σ_1	-112.82	-216.25	-288.63
σ_2	19.35	67.86	189.44
L_t	2.75	3.69	2.25
L_c	0.47	1.16	1.48
N_t	28.75	99.79	81.25
A_s	9.69	24.95	20.31
A_{min}	13.74	18.46	11.26
$A_{adopt\ é}$	13.74	21.12	20.31
$A_{choisis}$ (cm^2)	8HA10+8HA12 =15.33	8HA12+8HA14 =21.36	8HA12+8HA14 =21.36

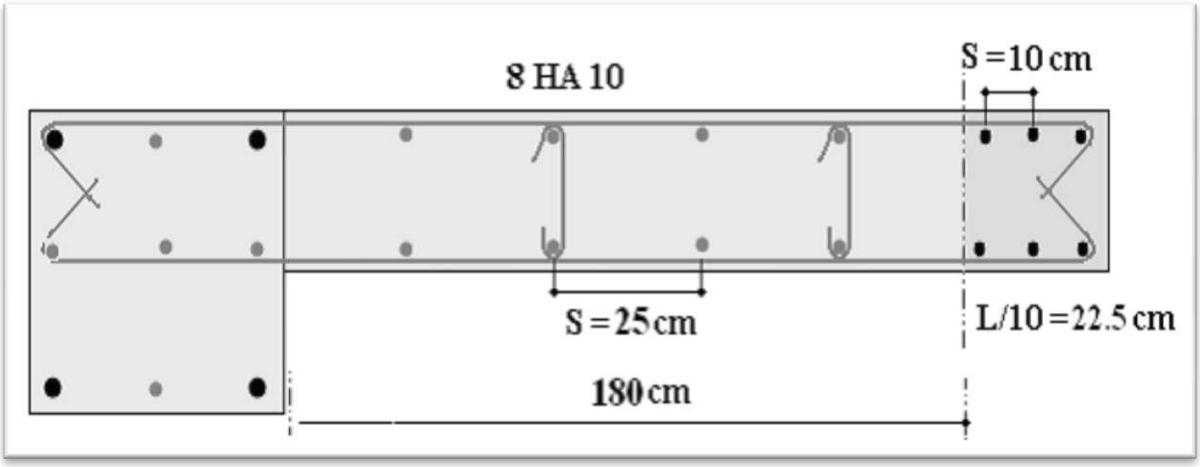


Figure 5-13: Disposition des armatures verticales dans le voile

V.4.4.a.2 les trumeaux (sens-X)

Tableau 5-21Armatures verticales des trumeaux.

(V8) L=1.2m

Niv	S (cm^2)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	L_t (m)	F (KN)	A_{cal} (cm^2)	A_{cal} (cm^2)		S (cm)		Choix
							CBA	RPA	S_c	S_{ex}	
RDC	20*120	-6.48	4.50	0.60	14.02	5.71	2.86	4.29	20	10	6HA10
Etages	20*120	-6.1	4.80	0.07	0.25	4.92	2.15	3.22	20	10	6HA10

(V7)L=0.85m

Niv	S (cm^2)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	L_t (m)	F (KN)	A_{cal} (cm^2)	A_{cal} (cm^2)		S (cm)		Choix
							CBA	RPA	S_c	S_{ex}	
RDC	20*85	-9.63	7.46	0.41	4.75	7.65	1.88	2.82	20	10	4HA12
Etages	20*85	7.3	-9.77	0.40	0.85	5.63	1.41	2.12	20	10	4HA12

V.4.4.a.4 les trumeaux (sens-Y)

Tableau 5-22Armatures verticales des trumeaux

(V4)L=1.14m

Niveau	S (cm^2)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	L_t (m)	F (KN)	A_{cal} (cm^2)	A_{cal} (cm^2)		S (cm)		Choix
							CBA	RPA	S_c	S_{ex}	
RDC	20*113	2.77	-4.51	0.41	2.02	.89	2.16	3.24	20	10	5HA10
Etages	20*113	3.09	-4.22	0.46	0.52	1.75	1.62	2.43	20	10	5HA10

(V6) L=0.58m

Niv	S (cm^2)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	L_t (m)	F (KN)	A_{cal} (cm^2)	A_{cal} (cm^2)		S (cm)		Choix
							CBA	RPA	S_c	S_{ex}	
RDC	20*60	-9.31	7.76	0.27	1.79	5.29	1.20	1.80	20	10	3HA12
Etages	20*60	-8.09	6.11	0.26	0.43	0.65	0.90	1.35	20	10	3HA12

(V5) L=1.02m

Niv	S (cm^2)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	L_t (m)	F (KN)	A_{cal} (cm^2)	A_{cal} (cm^2)		S (cm)		Choix
							CBA	RPA	S_c	S_{ex}	
RDC	20*102	2.77	-4.51	0.43	2.1	7.01	2.16	3.24	20	10	5HA10
Etages	20*102	-9.63	7.46	0.47	1.15	6.59	1.62	2.43	20	10	5HA10

V.4.4.b. L'espacement:

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

$$S_v = \text{Min}\begin{cases} 1.5a \\ 30\ \text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 30\ \text{cm} \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

Avec:

- L : la largeur du voile
- a : l'épaisseur du voile

Les espacements adoptés pour chaque voile sont indiquées dans les tableaux précédents.

V.4.4.b.1. 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 du type rond lisse de nuance FeE 400.

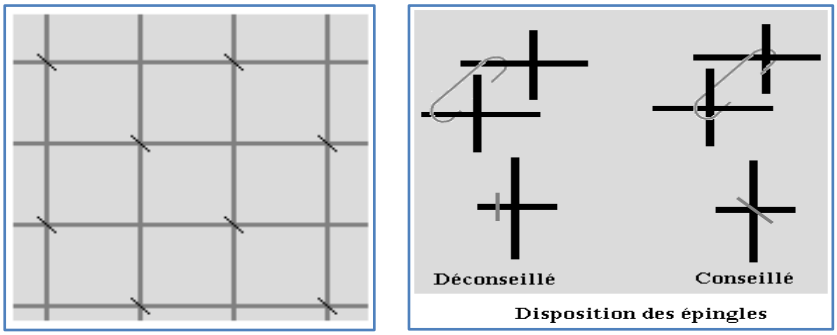


Figure. V.14. Les armatures transversales et les épingles.

V.4.4.b.2.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 RPA99.

Ainsi on adoptera les sections minimales du RPA 99 version2003 ; à savoir :

$$A_h \geq 0.003.S_h.b_0 = 1.01cm^2 \ (\mathbf{CBA})$$

$$A_h \geq 0.4.S_h.\frac{b_0}{f_e} = 0.6cm^2$$

V.4.4.b.2.a. contraintes limites de cisaillement dans les voiles :

Dans le règlement (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0.2f_{c28} = 5\text{MPa}$$

$$\text{Ou : } \tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad \text{avec: } \overline{V} = 1.4 \times V_u$$

- b_0 : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile =0,9h.
- 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. at Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : **[CBA : A.5.1.2.3]**

$$S_t \leq \frac{0.9.A_t.\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28}.K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée :

K=1+3$\frac{N_u}{B.f_{c28}}$ (Compression) ; et K=1-10$\frac{N_u}{B.f_{c28}}$ (traction)

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

V.4.4.b.2.b.Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les voiles pleins:

Tableau 5-22 : armatures horizontaux et leurs espacements dans les voiles pleins.

Niveau	L(m)	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_b}$CBA (MPa)	S_h (cm)		$S_{h\ choisi}$	A_{min} =0.15%B	A_h Choisi (cm^2)
					RPA	CBA			
RDC + Etages courants	3.22	25.20	0.05	5.00	19.80	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
	4.85	13.58	0.17	5.00	19.80	40	15	3.20	2(17Ø8) =8.53
	3.37	12.04	0.22	5.00	19.80	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53

V.4.4.b.2.c.Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les trumeaux :

Tableau 5-23 armatures horizontales rt leurs espacecement dans les trumeaux.

Niv	L(m)	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_b}$CBA (MPa)	S_h (cm)		$S_{h\ choisi}$	A_h Choisi (cm^2)
					RPA	CBA		
RDC 1^{ier}	0.85	324.14	1.44	5.00	17.5	40	15	2(17Ø8) =8.53
2+3	0.85	1929.91	1.63	5.00	17.5	40	15	2(17Ø8) =8.53
4+5+ 6	0.85	56.000	1.20	5.00	17.5	40	15	2(17Ø8) =8.53
RDC 1^{ier}	1.20	412.51	0.55	5.00	19.8	40	15	2(17Ø8) =8.53
2+3	1.20	255.26	0.37	5.00	19.8	40	15	2(17Ø8) =8.53

4+5+6	1.20	22.23	2.51	5.00	19.8	40	15	2(17Ø8) =8.53
RDC 1^{ier}	0.6	156.56	2.02	5.00	22.5	40	15	2(17Ø8) =8.53
2+3	0.6	57.49	2.44	5.00	22.5	40	15	2(17Ø8) =8.53
4+5+6	0.6	717.71	2.26	5.00	22.5	40	15	2(17Ø8) =8.53
RDC 1^{ier}	1.02	430.46	1.50	5.00	22.5	40	15	2(17Ø8) =8.53
2+3	1.02	697.46	0.54	5.00	22.5	40	15	2(17Ø8) =8.53
4+5+6	1.02	478.37	0.70	5.00	22.5	40	15	2(17Ø8) =8.53
RDC 1^{ier}	1.13	442.5	1.60	5.00	22.5	40	15	2(17Ø8) =8.53
2+3	1.13	778.5	0.75	22.5	17.5	40	15	2(17Ø8) =8.53
4+5+6	1.13	482.58	0.45	5.00	22.5	40	15	2(17Ø8) =8.53

V.5. 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.5.1. Selon le CBA 93 :

Même conditions que pour les poutres.

-Selon le RPA 99 :

- **Contrainte limite de cisaillement (RPA99 Art 7.7.2):**

$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0.2f_{c28}$ Ou : $\tau_b = \frac{\overline{T}}{b_0.d}$ 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:**

Les linteaux sont calculés en flexion simple, avec les efforts M et T. On devra disposer:

→ des aciers longitudinaux de flexion: A_l

→ des aciers transversaux: A_t

→ des aciers en partie courante (acier de peau): A_c

❖ **Premier cas**: $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$

➢ **Aciers longitudinaux:**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$A_t \geq \frac{M}{Z.f_e}$ 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 $S_t \leq \frac{A_t.f_e.Z}{\bar{T}}$

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) St

$$S_t \leq \frac{A_t.f_e.L}{T + A_t.f_e}$$

$T = \min(T_1, T_2)$; $T_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$; $T_2 = 2T_u$

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:

$$M_c = A_l . f_e . Z \qquad Z=h-2d'$$

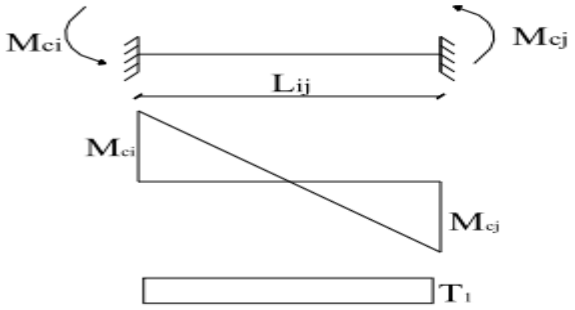


Figure. V.15.Moment et effort tranchant résistants dans le linteau.

- **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 : $\tan \alpha = (h - 2d)/l$

Et $T=T_u$ calcul (sans majoration).

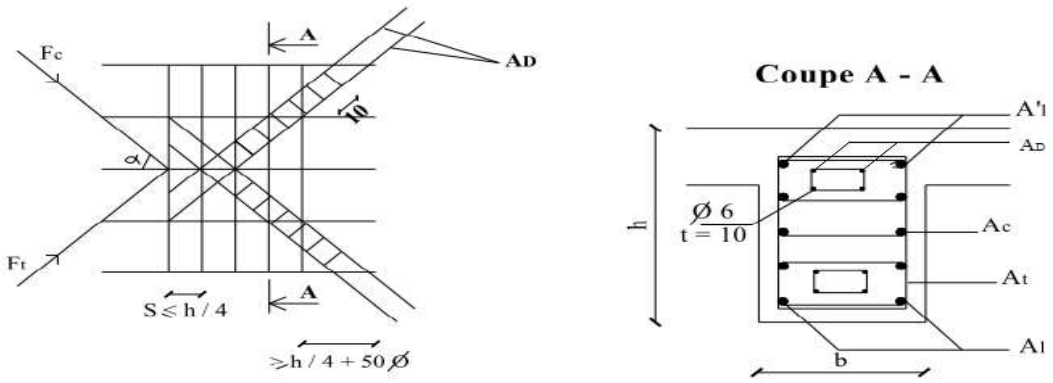


Figure. V.16**.** Armatures de linteaux.

Ferraillage minimal:

Selon le RPA 9, on a:

✓ **Selon le RPA 9 version2003 on a:**

$A_l \geq 0{,}15\,\% \, b.h$

$A_c \geq 0{,}2\% \, b.h$

$Ad = 0$ 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 $\tau_b > 0{,}025 \, f_{c28}$

Calcul du ferraillage :

Caractéristiques du linteau: b = 0.15 m ; h = 0.96m ; d = 0.864 m.

La section transversale est de: (15 x 96) cm²

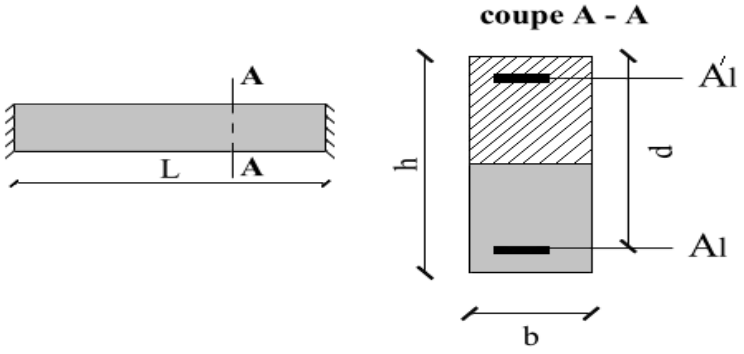


Figure. V.17. Section du linteau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau 5-24 : Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteaux

Niv	T (KN)	$\bar{T}$ (KN)	τ_b (MPa)	$0.06f_{c28}$ (MPa)	$0.0025f_{c28}$ (MPa)	$\tau_b \leq 0.06f_{c28}$	$\tau_b \leq 0.025f_{c28}$
RDC	306.42	650.12	0.91	1.5	0.625	Oui	Non
1	124.2	416.82	0.40	1.5	0.625	Oui	Oui
2+3	138.24	184.60	0.42	1.5	0.625	Oui	Oui
4+5	107.46	122.30	0.38	1.5	0.625	Oui	Oui
6	97.86	102.5	0.45	1.5	0.625	Oui	Oui

Tableau 5-25 : Vérification des contraintes de cisaillement dans les linteaux.

Niv	T (KN)	$\bar{T}$ (KN)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}$ RPA (MPa)	$\tau_b \leq \overline{\tau_b}$	H (cm)	I (m)	$\lambda_g = I/h$	$\lambda_g > 1$
RDC	306.42	650.12	0.91	5	C.V	80.4	1.29	1.60	C.V
1	124.2	416.82	0.40	5	C.V	80.4	1.29	1.60	C.V
2+3	138.24	184.60	0.42	5	C.V	80.4	1.29	1.60	C.V
4+5	107.46	122.30	0.38	5	C.V	80.4	1.29	1.60	C.V
6	97.86	102.5	0.45	5	C.V	80.4	1.29	1.60	C.V

Tableau 5-26 : Armatures transversales et leurs espacements dans les linteaux

Niv	Sens	τ_b (MPa)	A_t	S_t (cm) CBA 93	S_t (cm) RPA99		Espacement S_t(cm)
					S_t=h/4	$S_t \leq \frac{A_t}{0.15\%.b}$	
RDC	incliné	3.70	2HA10	40	20	69.77	15
1	Y	2.71	2HA10	40	20	69.77	15
2+3	incliné	1.45	2HA10	40	20	69.77	15
4+5	Y	0.06	2HA10	40	20	69.77	15
6	incliné	0.03	2HA10	40	20	69.77	15

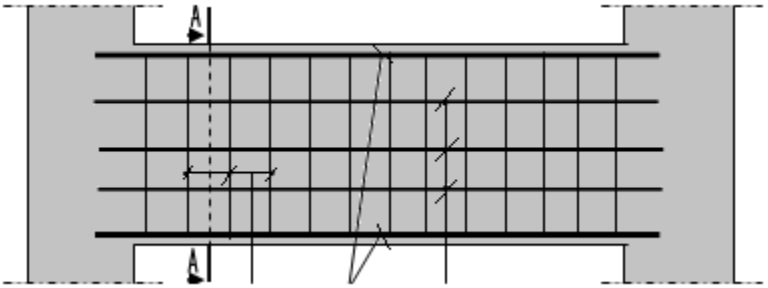


Figure. V.18. Ferraillage du linteau.

VI. Introduction :

Une fondation est l'organe intermédiaire entre la structure et le 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 dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.1. Choix du type de la fondation :

On distingue : les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc…..), les fondations peu profondes (puits), et les fondations profondes (pieux). On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations entre les quelles on devra choisir en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous –jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations, dont la solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment.

Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction : d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

Reconnaissance du sol:

Pour implanter 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.

Il est d'une importance capitale dans tous les travaux s'appuyant sur le sol, dans les travaux publics et de génie civil, de bien connaître le terrain sur le quel on va fonder ou bâtir, C'est lui qui sert de support aux routes, aux ponts, aux barrages, etc…... et c'est donc en premier lieu de sa résistance et de sa stabilité que dépendent la robustesse et la durée de l'ouvrage construit.

Le site fait partie de la plaine de Mitidja, avec une altitude moyenne de cent (100) mètres ; il est donc caractérisé par une topographie plate.

La reconnaissance des sols fait appel à différentes techniques de sondage et d'essais sur le site (in situ) et au laboratoire en vue de déterminer les caractéristiques principales des diverses couches de terrain rencontrées. Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante a σ_{sol} = 1.5 bars avec un ancrage de 2.0 m.

.

VI.2.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 : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : a=b donc

A=B ⟶ $S=A^2$

A 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} = 1,5 bar = 0,15 MPa

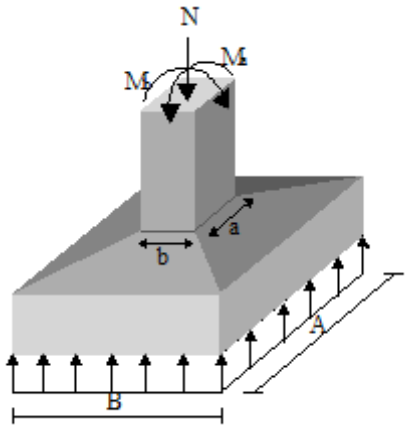


Figure VI.1. Représentation des semelles isolées sous poteaux carrés

VI.1.1.calculs des surfaces nécessaires des semelles :

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI-1. Dimensionnement des semelles isolées S1, S2… S17 à l'ELS

N°	N_{ELS} (KN)	$M_{X\ ELS}$ (KN.m)	$M_{Y\ ELS}$ (KN.m)	A=B (m)	h(cm)	$d_a = d_b$ (cm)	Li (m)	S (cm^2)
1	610.24	6.02	0.10	2.35	50	50	20	3.81
2	735.56	0.48	1.15	2.60	55	55	25	4.60
3	688.44	0.11	2.23	2.50	60	60	25	4.30
4	736.97	1.68	0.65	2.60	60	60	25	4.61
5	796.27	2.87	2.05	2.70	65	65	25	4.98
6	866.68	2.36	0.37	2.80	65	65	25	5.42
7	852.88	19.29	16.06	2.80	65	65	25	5.33

8	953.24	30.72	10.72	3.00	70	70	25	5.96
9	1017.57	6.22	0.01	3.10	75	75	30	6.36
10	1008.46	5.83	6.79	3.10	75	75	30	6.31
11	445.16	3.23	0.16	2.00	45	45	20	2.79
12	383.20	0.76	1.79	1.90	45	45	20	4.40
13	1036.49	3.34	1.82	3.10	75	75	30	6.48
14	1180.10	1.85	1.76	3.30	78	78	30	7.38
15	761.97	8.88	4.48	2.70	65	65	25	4.76
16	665.87	8.22	11.97	2.50	60	60	25	4.16
17	611.73	16.74	8.34	2.40	55	55	20	3.83

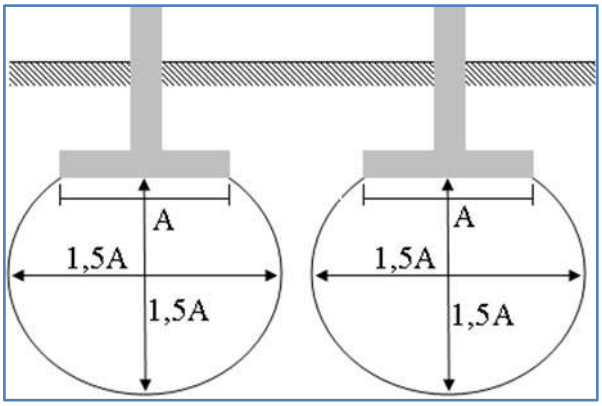


Figure.VI.2.Les bulle de pression.

Remarque:

D'après le tableau VI.1, D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, et on passe donc à l'étude des semelles filantes.

VI.2.Calcul des semelles filantes :

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments: la semelle et la poutre de libage.

- La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal du poteau.
- La poutre de libage travaille longitudinalement et supporte les efforts normaux du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

VI.2.2.a. 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**.**

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

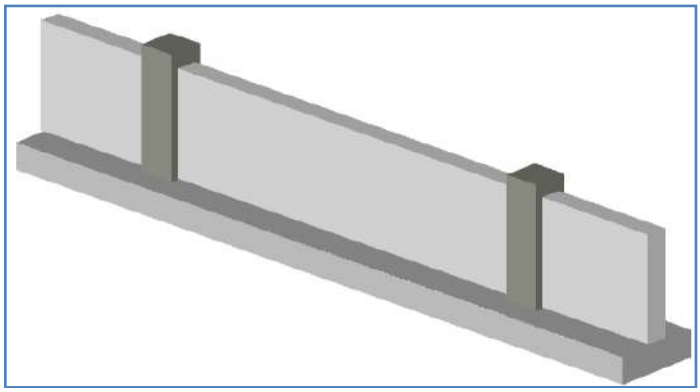


Figure VI-3. Schéma d'une semelle filante sous voile.

VI.2.2.b. 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 :**

$$A_b = N.(1+\frac{3.e_{0b}}{B}).(\frac{B-b}{8.d_b.\sigma_s}) \; Esp = \frac{A-2.e-\varphi_b}{n-1}$$

Avec :

❖ n: étant le nombre de barres

❖ $[\sigma_s]$= 348 MPa à l'ELU.

❖ $[\sigma_s]$ = 202 MPa à l'ELS.

❖ **Armatures de répartitions :**

$$A_a = A_{rép} = \frac{A(cm^2).B}{4} \; Esp = \frac{A-2.e-\varphi_a}{n-1}$$

VI.2.2.c. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τ_s= 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.2.2.d. Vérification de la stabilité au renversement : [1] [Art 10.1.5] :

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

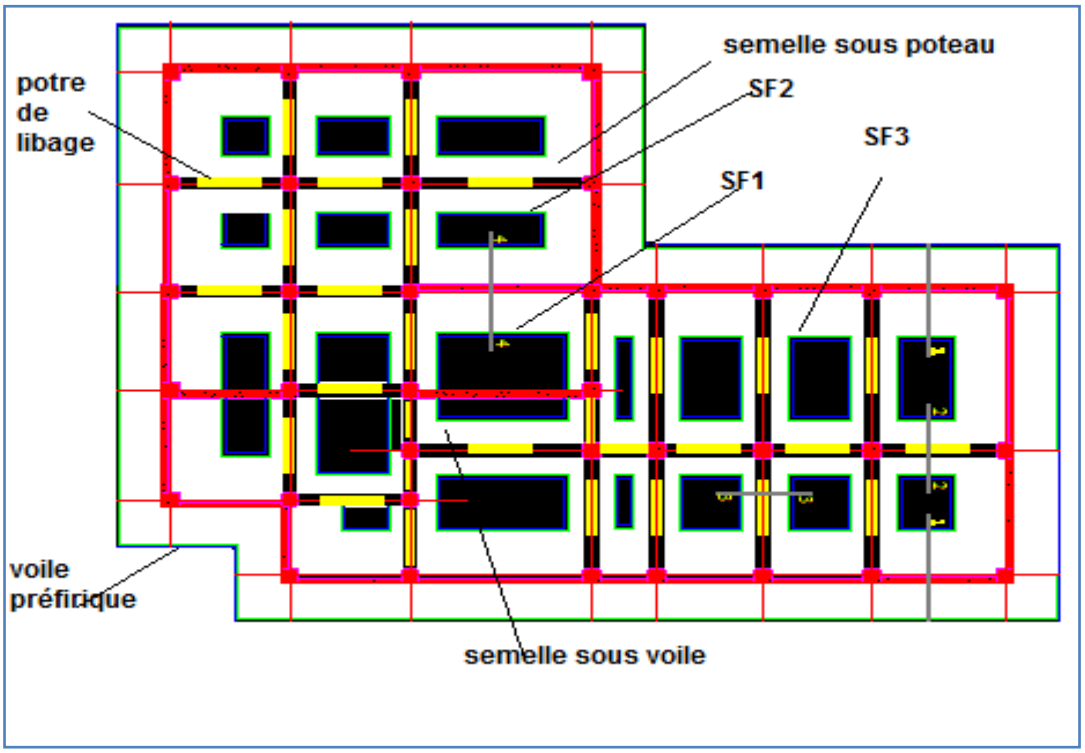


Figure.VI.4.Représentation finale des semelles

VI.2.3. Semelles filantes sous voile :

a. Dimensionnement :

Les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.2.Dimensionnement des semelles filantes sous voiles.

N°	L(m)	N_{ELU} (KN)	N_{ELU}/ml (KN)	B(m)	A(m)	h(cm)	d_b(cm)
SF1	22.12	28076.76	1269.30	3.3	1,00	65	47,5
SF2	12.82	28076.42	2190.07	3.02	1,00	40	30

Tableau VI.3.Vérification des semelles filantes SF1, SF2 sous voiles à l'ELU.

N°	L	N_{ELU} (KN)	N_{ELU}/ml (KN)
SF1	22.12	28076.76	1269.30
SF2	12.82	28076.42	2190.07

D'après le tableau VI.2, D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, et on passe donc à l'étude des semelles filantes.

VI.3.Calcul des Semelles filantes croisés :

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments: 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.3.1.a. 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 ≥ 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.3.1.b. Ferraillage de semelles filantes croisées:

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 :**

$$A_b = N.(1+\frac{3.e_{0b}}{B}).(\frac{B-b}{8.d_b.\sigma_s}) \quad Esp = \frac{A-2.e-\varphi_b}{n-1}$$

Avec :

❖ n: étant le nombre de barres

❖ [σ_s]= 348 MPa à l'ELU.

❖ [σ_s] = 202 MPa à l'ELS.

❖ **Armatures de répartitions :**

$$A_a = A_{rép} = \frac{A(cm^2).B}{4} \quad Esp = \frac{A-2.e-\varphi_a}{n-1}$$

VI.3.1.c. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τ_s= 2,8 MPa .

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\varphi.f_e}{4.\tau_s} = \frac{1.2*400}{4*2.8} = 42.32cm$

❖ $l_s \geq \frac{B}{4}$: 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.3.1.d. Vérification de la stabilité au renversement :[1] [Art 10.1.5] :

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

VI.3.2. Semelles filantes croisé sous voile(Axe4) :

a-Dimensionnement

Remarque :

Pour faciliter la réalisation de semelles filantes croisées sous voile on adopte le même dimensionnement et le même ferraillage pour toutes les autres semelles par l'effort le plus défavorable.

Les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivant :

Tableau VI.4.dimensionnement de semelle filante croisé sous voiles1 à l'ELS

N°	L(m)	N_{ELS} (KN)	N_{ELS} (KN)	b(m)	h(m)	$\sigma_{sol\,(MPa)}$	Poteau45*45
SF1	12.82	1103.885	772.9195	2.6	0.55	150	45*45
		1018.861	713.2027				
		1454.328	1018.0296				
		1282.228	897.5596				
		473.462	473.462				

Tableau VI.5.Vérification de semelle filante croisé sous voiles à l'ELU.

N°	L(m)	N_{ELU} (KN)	N_{ELU} (KN)	b (m)	h (m)	$\sigma_{sol\,(MPa)}$	vérification
SF1	12.82	1513.298	1059.3086	2.6	0.55	150	C.V
		1395.394	976.7758				
		1989.532	1392.6724				
		1751.568	1226.0976				
		647.602	453.3214				

b-Ferraillage :

Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

VI.6.ferraillage de semelles filantes croisées sous voiles à l'ELU.

N°	N(KN)	$e_{0a \leq A/18}$	$A_a\,(cm^2)$	$A_{rep}\,(cm^2)$
SF1	521.84	C.V	14.04	9.13

Récapitulation:

N°	$A_{afinal}\ (cm^2)$	$A_{rep\ final}\ (cm^2)$	$S_a\,(cm)$	$S_{rep}\,(cm)$
SF1	13HA12=14.70	9HA12=10.18	14.04	9.13

✓ **Vérification de longueurs de scellement :**

Tableau VI.7. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes SF1.

N°	B(m)	A(m)	$A/4\,(cm)$	Ls(cm)	Ls≥ $A/4\,(cm)$	$A/8\,(cm)$	$A/4 \leq Ls \leq A/4$
SF1	1	2.6	65	45	C.N.V	50.32.	C.V

Conclusion :

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle Mais peuvent ne pas comporter des crochets.

✓ **Vérification de la stabilité au renversement : [1]: [Art 10.1.5]**

Quelque soit le type de fondation (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 ($e = M/N \leq B/4$).

Tableau VI.8. Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes croisés SF1.

	N_{ELU} (KN)	M_{ELU} (KN.m)	e (m)	B (m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
SF1'	1059.3	40	$3.78*10^{-2}$	2.60	0.65	C.V

VI.3.3. Semelles filantes sous voiles périphériques :

Tableau VI.9.dimensionnement de semelle filante croisé sous voiles1 à l'ELS.

N°	L(m)	N_{ELS} (KN)	N_{ELS} (KN)	b(m)	h(m)	$\sigma_{sol(MPa)}$	Poteau
SF1'	18.90	665.677	465.9739	2.7	0.60	150	45*45
		1103.394	772.3758				
		1096.843	767.7901				
		432.028	302.4196				
		324.071	226.8497				
		845.791	592.0537				
		200.029	140.0203				
		193.728	135.6474				
		93.031	65.1217				

Tableau VI.10.Vérification de semelle filante croisé sous voiles à l'ELU.

N°	L(m)	N_{ELU} (KN)	N_{ELU} (KN)	b (m)	h (m)	$\sigma_{sol(MPa)}$	vérification
SF1'	18.90	914.231	639.9617	2.7	0.60	150	C.V
		914.231	639.9617				
		1511.189	1057.8323				
		589.768	412.8376				
		440.125	308.0875				
		1150.735	805.5145				
		271.673	190.1711				
		263.143	184.2001				

.

b-Ferraillage :

Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

VI.11.ferraillage de semelles filantes croisées sous voiles à l'ELU.

N°	N(KN)	$e_{0a \leq A/18}$	$A_a\,(cm^2)$	$A_{rep}\,(cm^2)$
SF1'	736.02	C.V	11.74	7.92

Récapitulation:

N°	$A_{afinal}\ (cm^2)$	$A_{rep\ final}\ (cm^2)$	$S_a\,(cm)$	$S_{rep}\,(cm)$
SF1'	11HA12=12.44	8HA12=9.05	14.04	9.13

✓ **Vérification de longueurs de scellement :**

Tableau VI.12. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantesSF1.

N°	B(m)	A(m)	$A/4\,(cm)$	Ls(cm)	Ls≥ $A/4\,(cm)$	$A/8\,(cm)$	$A/4 \leq Ls \leq A/4$
SF1'	1	2.7	67.5	45	C.N.V	33.75	C.V

Conclusion :

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle Mais peuvent ne pas comporter des crochets.

✓ **Vérification de la stabilité au renversement : [1]: [Art 10.1.5]**

Quelque soit le type de fondation (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 ($e = M/N \leq B/4$).

Tableau VI.12. Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes croisés SF1.

	N_{ELU} (KN)	M_{ELU} (KN.m)	e (m)	B (m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
SF1'	1057.83	2.07	$1.96*10^{-3}$	2.70	0.60	C.V

VI.3.4. Semelles filantes sous poteaux (Sens porteuse)(Axe 2) :

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.

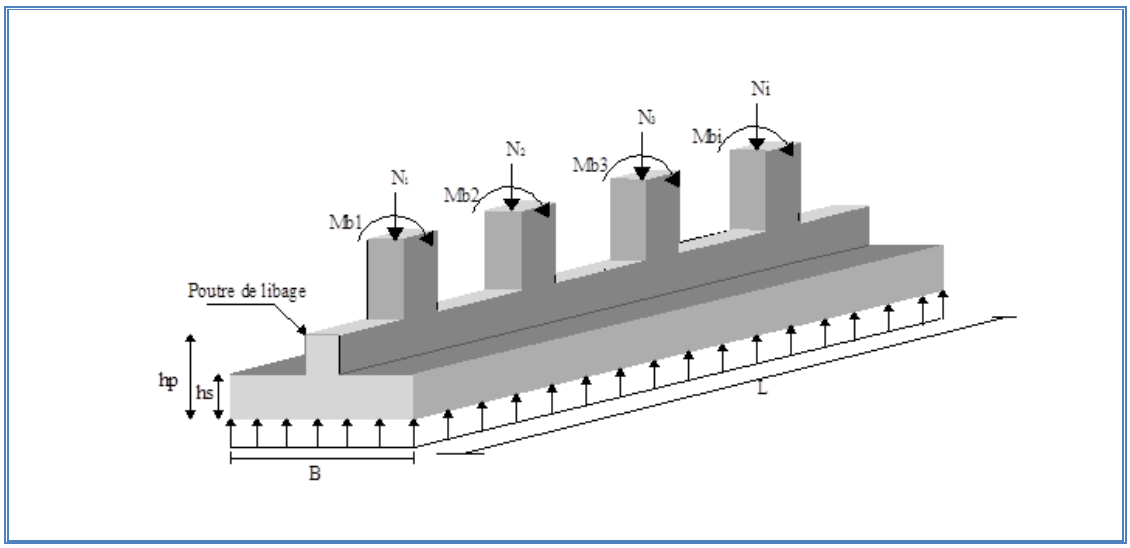


Figure.VI.5.Schémas d'une Semelle filante sous poteaux.

a. 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.

$$A_b = \frac{N_i.(B-b)}{8.\overline{\sigma}.d_b}$$

❖ **Dimensionnement :**

Tableau VI.13.dimensionnement de semelle filante croisé sous voiles1 à l'ELS

N°	L(m)	N_{ELS} (KN)	N_{ELS} (KN)	b(m)	h(m)	$\sigma_{sol\,(MPa)}$	Poteau45*45
SF2		820.968	574.6776	1.50	0.30	150	45*45
	11.27	670.864	469.6048				
		918.946	643.2622				
		436.502	305.5514				

Tableau VI.14.Vérification de semelle filante croisé sous voiles à l'ELU.

N°	L(m)	N_{ELU} (KN)	N_{ELU} (KN)	b (m)	h (m)	$\sigma_{sol\,(MPa)}$	vérification
SF2	12.82	1128.871	790.2097	1.70	0.35	150	C.V
		918.492	642.9444				
		1259.808	881.8656				
		593.792	415.6544				

b-Ferraillage :

Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

VI.15.ferraillage de semelles filantes croisées sous voiles à l'ELU.

N°	N(KN)	$e_{0a \leq A/18}$	$A_a\,(cm^2)$	$A_{rep}\,(cm^2)$
SF2	277.20	C.V	11.36	4.82

Récapitulation:

N°	$A_{afinal}\ (cm^2)$	$A_{rep\ final}\ (cm^2)$	$S_a\,(cm)$	$S_{rep}\,(cm)$
SF2	11HA12=12.44	5HA12=5.65	14.04	9.13

✓ **Vérification de longueurs de scellement :**

Tableau VI.16. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes SF2.

N°	B(m)	A(m)	$A/4\ (cm)$	Ls(cm)	Ls≥ $A/4\ (cm)$	$A/8\ (cm)$	$A/4 \leq Ls \leq A/4$
SF2	1	1.7	42.5	45	C.N.V	21.25	C.V

Conclusion :

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle Mais peuvent ne pas comporter des crochets.

✓ **Vérification de la stabilité au renversement : [1]: [Art 10.1.5] :**

Quelque soit le type de fondation (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 ($e= M/N \leq B/4$).

Tableau VI.17. Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes croisés SF2

	N_{ELU} (KN)	M_{ELU} (KN.m)	e (m)	B (m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
SF2	881.86	1.83	$2.08*10^{-3}$	1.70	0.35	C.V

VI.3.5. Semelles filantes sous poteaux (sens non porteuse) :

❖ **Dimensionnement :**

Tableau VI.18dimensionnement de semelle filante croisé sous voiles1 à l'ELS.

N°	L(m)	N_{ELS} (KN)	N_{ELS} (KN)	b(m)	h(m)	$\sigma_{sol\,(MPa)}$	Poteau45*45
SF3	10.85	503.491	151.0473	1.20	0.30	150	45*45
		7.105	2.1315				
		1073.756	322.1268				
		1036.58	310.974				
		966.016	289.8048				

Tableau VI.19.Vérification de semelle filante croisé sous voiles à l'ELU.

N°	L(m)	N_{ELU} (KN)	$70\%N_{ELU}$ (KN)	b (m)	h (m)	$\sigma_{sol\,(MPa)}$	vérification
SF3	10.85	687.712	206.3136	1.20	0.30	150	C.V
		9.592	2.8776				
		1472.336	441.7008				
		1421.825	426.5475				
		1317.814	395.3442				

b-Ferraillage :

Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

VI.20.ferraillage de semelles filantes croisées sous voiles à l'ELU.

N°	N(KN)	$e_{0a\leq A/18}$	$A_a\,(cm^2)$	$A_{rep}\,(cm^2)$
SF3	149.34	C.V	5.00	1.50

Récapitulation:

N°	$A_{afinal}\ (cm^2)$	$A_{rep\ final}\ (cm^2)$	$S_a\,(cm)$	$S_{rep}\,(cm)$
SF3	5HA12=5.65	2HA12=2.26	14.04	9.13

✓ **Vérification de longueurs de scellement :**

Tableau VI.21. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantesSF1.

N°	B(m)	A(m)	$A/4\,(cm)$	Ls(cm)	Ls≥ $A/4\,(cm)$	$A/8\,(cm)$	$A/4 \leq Ls \leq A/4$
SF3	1	1.20	30	45	C.V	15	C.V

Conclusion :

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle Mais peuvent ne pas comporter des crochets.

✓ **Vérification de la stabilité au renversement : [1] : [Art 10.1.5]**

Quelque soit le type de fondation (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 ($e = M/N \leq B/4$).

Tableau VI.22. Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes croisés SF2.

	N_{ELU} (KN)	M_{ELU} (KN.m)	e (m)	B (m)	B/4 (m)	$e \leq B/4$
SF3	441.70	0.60	$1.36*10^{-3}$	1.20	0.3	C.V

b. 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 h_p 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 :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.B}}$$

- 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)

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}} = 0{,}75\,m$$

Tableau.VI.23. 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≤ $\pi/4.\ l_e$	$\frac{\pi}{2} l_e(m)$	$l \le \frac{\pi}{2} l_e$
SF1	0,45	12.82	3.80	0,85	0,036	0,65	C.V	20.12	C.V
SF3	0,45	11.27	3.36	0.75	0.061	0,50	C.V	17.70	C.V
SF3	0,45	10.85	3.37	0.70	0.0027	0,45	C.V	17.03	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.24. Détermination des valeurs de q de semelles filantes croisées sous poteaux.

N°	Ni (SER) (KN)	Ni (ELU) (KN)	B (m)	L (m)	q_{ult} (KN /ml)	q_{ser} (KN / m^2)
SF1	3790.50	5165.74	2.60	12.82	295.67	402.94
SF3	2602.86	2767.89	1.70	11.27	230.95	245.60
SF3	1101.93	1498.63	1.20	10.85	101.56	138.12

- **Remarque :** le calcul est fait pour une bonde de1 mètre linéaire.

Tableau.VI.25.Ferraillage longitudinale à l'ELU de la poutre de libage.

N°	Position	Mu (KN /m)	Mser (KN /m)	d (cm)	A_s (cm^2)	$A_s\ min$ (cm^2)	A choisie (cm^2)
SF1	En travées	-335.73	-289.97	65	12	19.12	4HA16+4HA16+4AH14=22.24
	En appuis	771.46	579.57		29.4	19.12	4AH16+4HA20+4HA16+4HA14=34.81
SF2	En travées	-240.39	-226.36	50	8.1	16.87	4HA16+4HA16+4HA14=22.24
	En appuis	480.78	452.71		16.6	16.87	4HA16+4HA16+4HA14=22.24
SF3	En travées	-74.41	-54.84	45	3.8	15.75	4HA16+4HA16=16.08
	En appuis	148.82	109.68		5.3	15.75	4HA16+4HA16=16.08

c. 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 $h_a \geq 80$ 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.

d. 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.26. Vérification des contraints à L'ELS.

N°	Section	M_{ser} (KN /m)	A adopté (cm^2)	Y (m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)
SF1	travées	-289.97	10.4	0,191	5,10	182,4
	appuis	579.57	21.6	0,158	3,50	164,6
SF3	travées	-226.36	8.1	0,210	4,30	197,5
	appuis	452.71	16.6	0,230	5,10	197,5

SF3	**travées**	-54.84	3.8	0,210	4,30	197,5
	appuis	109.68	3.9	0,230	5,10	197,5

Toutes les vérifications sont vérifiées, donc on garde la section d'acier de l'ELU.

e. Vérification de l'effort de tranchant :

Tableau. V.27. Vérification de l'effort de tranchant

N°	Section	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}u$ (MPa)	Vérification
SF1	45*85	474.29	0.30	1,16	C .V
SF3	45*75	560.05	0.65	1,16	C .V
SF3	45*70	188.11	0.35	1,16	C .V

.

Armatures transversales :

Tableau.VI.28.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)	$S_{tchoisi}$ (cm)
0.65	4,71	10	15	1,80	10	**6HA10**=4,71	15

f. Vérification de la flèche : (CBA93)

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.29. 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
Poutre de libage	4,85	85	0,185	0,0625	C.V	0,054	C.V	0,004	0,0105	C.V

VI.4. Etude du voile périphérique [1] : [Art 10.1.2]:

Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondations (les semelles) et le niveau de base.

VI.4.1. Evaluation des charges :

En Plus de la poussée des terres, le voile périphérique subit aussi la charge d'exploitation q=2,5KN/m² qui vient du commerce.

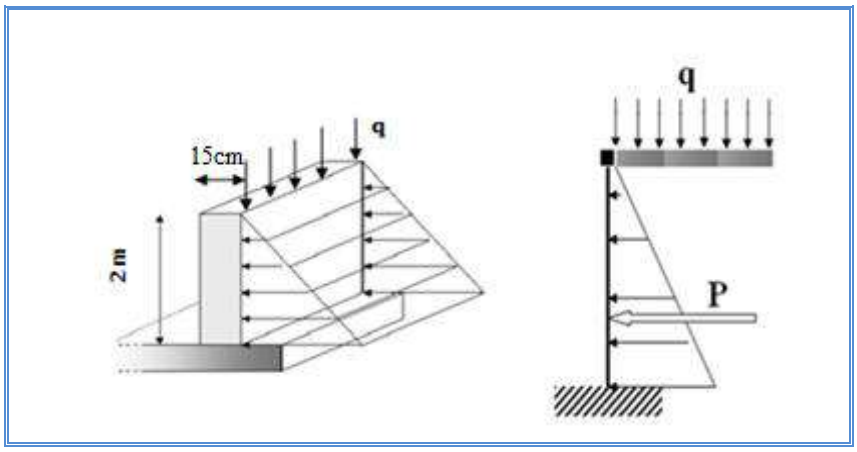


Figure.VI.6.Schéma du chargement qui vient au voile périphérique.

❖ **Charge permanente :**

Nous avons pour notre bloc:

- un terrain plat =>β=0
- mur droit =>λ=0
- le poids volumique du terrain: γ=18,5 (KN/m^3)
- l'angle de frottement interne : φ=13,5^o

D'après Rankine La poussée des terres P est égale à:

$$\begin{cases} P=1/2\ (k_{\gamma a}.\gamma.h^2) \\ G=k_{\gamma a}\gamma.h \end{cases}$$

Le coefficient de contrainte : $k_{\gamma a}=tg^2\ [(\pi/4)-(\varphi/2)]$

D'où : $k_{\gamma a}=0,621$

Alors :

$G=0,621\times18,5\times 2,00=22,97KN/m^2$

❖ **Charge d'exploitation :**

- $Q=k_q.q$
- $k_q=k_\gamma/\cos(\beta-\lambda)=0,621$

Alors : $Q=0,621 \times 2,5=1,55KN/m^2$

❖ **Combinaisons d'actions :**

- $q_u=1,35G+1,5Q=33,33KN/m^2$
- $q_{ser}=G+Q=24,52KN/m^2$

Pour une bande de 1m:

- $q_u=33,33KN/m\ell$
- $q_{ser}=24,52KN/m\ell$

VI.4.2. Ferraillage des voiles périphériques :

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres et la surcharge d'exploitation.

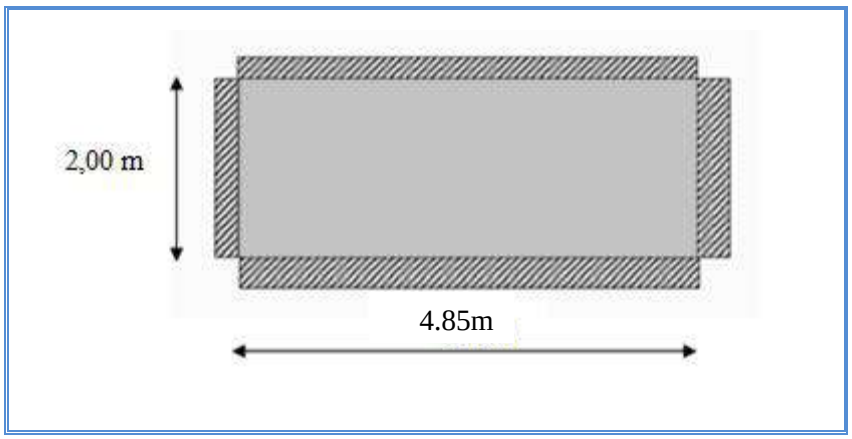


Figure.VI.7.Schéma des dimensions du voile périphérique.

$\rho = \frac{2,00}{4,85}$ =0,41 >0,4 ⇒ dalle travaillant suivant les deux direction

En utilisant la méthode forfaitaire des panneaux de rive, les moments en travée et en appui sont définis par les formules suivantes :

Tableau.VI.30.Détermination des moments par la méthode forfaitaire

Direction	**X**	**Y**
Moment	$M_x = \mu_x \times q_u \times \ell_x^2$	$M_y = \mu_y \times M_x$
Travée	$M_{tx} = 0,75M_x$	$M_{ty} = 0,75M_y$
Appui	$M_{ax1} = M_{ax2} = -0,5\ M_x$	$M_{ay1} = M_{ay2} = -0,5\ M_x$

Tableau.VI.31.Détermination des moments de voile périphérique.

Etat	**ELU**				**ELS**			
Position	X		Y		X		Y	
M_X,M_Y	0,0808×33,33×(2,00)² = 10,77 KN.m		0,3075×10,77 =3,30 KN.m		0,0857×24,52×(2,00)² = 8,40 KN.m		0,4781×8,40 =4,01 KN.m	
Direction	travée	appui	travée	appui	Travée	appui	travée	appui
Moment	8,07	5,38	2,47	5,38	6,30	4,20	3,00	4,20

a. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU:

Tableau. V.32.Calcul des armatures du voile périphérique l'ELU

	Sens	M (KN.m)	d (cm)	A_{calcul} (cm²)	$A_{min\ RPA}$ (cm²)	$A_{min}/2$ (cm²)	$A_{calcul} \geq A_{min}/2$	A_{final}/m (cm²)
Travée	X	8,07	13	1,66	1,70	0,85	C.V	**6HA10**=4,71
	Y	2,47	13	0,51	1,70	0,85	N.V	**6HA10**=4,71
Appui	X	5,38	13	1,12	1,70	0,85	C.V	**6HA10**=4,71
	Y	5,38	13	1,12	1,70	0,85	C.V	**6HA10**=4,71

b. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau.VI.33. Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS.

	Sens	A_{ELU} (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Travée	X	8,07	6,30	105,3	2,60	C.V	C.V
	Y	2,47	3,00	41,2	1,00	C.V	C.V
Appui	X	5,38	4,20	70,0	1,70	C.V	C.V
	Y	5,38	4,20	70,0	1,70	C.V	C.V

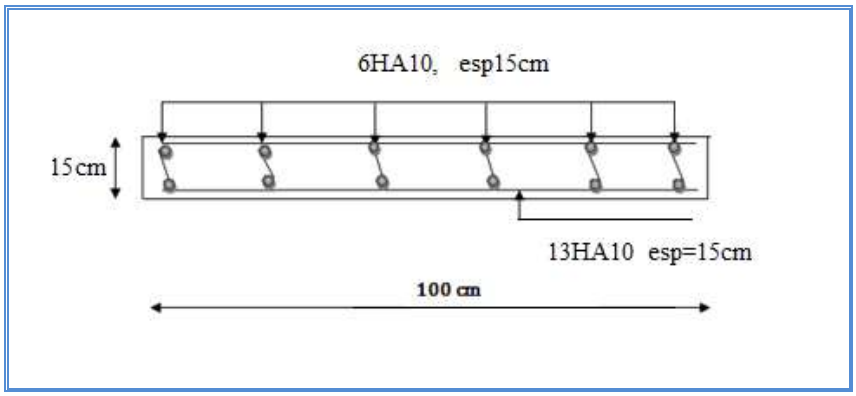


Figure.VI.8.Disposition de ferraillage du voile périphérique.

c. Vérification de la contrainte de cisaillement :

- suivant X : $T_X = \frac{q_u . l_X . l_Y}{2 l_Y . l_X} = 27{,}68\,KN$
- suivant Y : $T_Y = \frac{q_u . l_X . l_Y}{3 l_Y} = 22{,}22\,KN$

Et on vérifie pour les deux sens:

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 . d} = \frac{27{,}68 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0{,}21 MPa \leq \frac{0{,}07 . f_{c28}}{\gamma_b} = 1{,}16 MPa \qquad (V.C)$$

VI.5. Les longrines :

VI.5.1. 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.5.2. 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.5.3.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 = 1102,74 KN
- α : coefficient de site en fonction de la zone sismique
- Dans notre cas : α = 10 (Zone III ; Site S_3)

$$\Rightarrow F_u = \frac{1102{,}74}{10} = 110{,}27 \text{ kN}$$

VI.5.4. Ferraillage :

a. Etat limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par : $A_U \geq \dfrac{F_u}{\sigma_S}$

Où F_u=110,27 KN,

Donc : A = 3,16 cm^2

b. Condition de non fragilité: (CBA 93)

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :

$$A \geq \frac{B.f_{t28}}{f_e}$$

Alors : $A \geq \frac{(40 \times 30) \times 2{,}1}{400} = 5{,}51\,cm^2$

c. Etat limite de service: (CBA 93)

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\overline{\sigma_S} = min[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\,] = 202 \text{ MPa.}$$

Avec : F_{ser} = 79,60 KN

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{79{,}60 \times 10^3}{630} = 126{,}34\,MPa \leq \overline{\sigma_s} = 202\,MPa. \qquad (C.V)$$

d. Section minimale donnée par le RPA99 Version2003 :

$$A_{RPA} \geq 0{,}6\%B$$

Alors : $A_{RPA} \geq \frac{0{,}6 \times 40 \times 30}{100}$

A_{RPA} = 6,30 cm^2

e. Résultat :

A = Max [A_{ult} ; A_{min} ; A_{RPA}] = 6,30 cm^2

On adopte : A = 6HA14 = 9,23 cm^2

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

$A_t = 4\phi 8 = 201\ mm^2$

❖ **Espacement :**

$S_t \leq$ Min [20 cm; $15\varphi_l$] = Min [20 cm; 21cm]

On adopt: S_t = 15 cm.

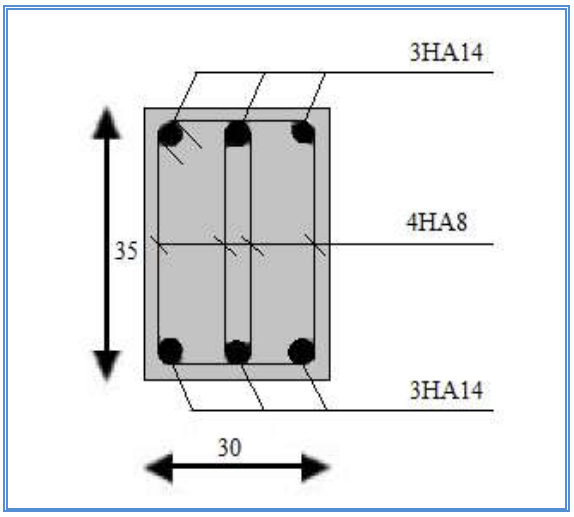


Figure.VI.7.Ferraillage de la longrine.

Conclusion générale

Notre étude nous a beaucoup permis d'enrichir nos connaissances scientifique et techniques essentielles acquises durant notre cycle de formation universitaire, surtout dans la conception et la mise en application des codes et des règlements en vigueurs.

La disposition du système de contreventement choisi dans ce projet (Portiques voiles) a été exigée par le règlement R.P.A.99 version 2003.

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.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.