RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ DR. YAHIA FARÉS DE MÉDÉA
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DE GÉNIE DE LA MATIÈRE

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES
POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE MASTER EN GÉNIE CIVIL

Option: Structures



Thème

Etude d'un Batiment à usage multiple S-sol+R+5

Dirigé par:

- Mr.Benyamina
- Mr. Skender

Présenté par :

-Mr Bensaber Ahmed
- Mr Khaldi Younes

Promotion 2014/2015

Remerciement

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

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à nos promoteurs

Mr. Skender et Mr. Benyamina pour l'encadrement de ce mémoire pour leurs aides, leurs patiences et la confiance qu'ils nous ont accordée.

Nous remercions également monsieur Ould Turki Benaissa pour les diverses discussions et conseils enrichissants.

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.

Encore des remerciements aux ingénieures de CTC Centre sans exception surtout monsieur Rafik, pour de multiples raisons : son accueil au CTC Centre et sa sympathie, puis sa disponibilité malgré l'importance de ses responsabilités .Ce fut un réel plaisir de travailler à ses côtés.

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

Ahmed et Younes

Dédicace

Je dédié ce lapidaire travail à :

Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié tout son temps afin de me voir devenir ce que je suis.

Merci mes parents.

À mes très chères sœurs.
À toute ma famille sans exception.
À tous mes amis et mes collègues.(surtout a3tha'a elhay'a)
À mon défunt grand-père que j'ai tant adoré Mahmoud Moulai Mostefa (rahimaho allah).
À l'âme de mon autre grand-père Bensaber Ahmed d'où j'ai hérité l'amour de construire. (rahimaho allah)
A toute la promotion de Génie Civil 2014 - 2015.

Ahmed Bensaber

Dédicace

Je dédié ce travail à :

Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie ,à mon défunt père que j'ai tant adoré Mohamed Khaldi (rahimaho allah), en témoignage et en gratitude de leurs dévouement ,de leurs soutien permanent durant toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leur réconfort moral, eux qui ont investi 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 limites.

Merci mes parents.

À mes très chers frères.

À mes très chères sœurs.

À toute ma famille sans exception.

À tous mes amis et mes collègues.

A toute la promotion de G Civil 2014 - 2015.

Younes Khaldi

SOMMAIRE

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1. INTRUDUCTION : 1
I.2. Description de l'ouvrage : 1
I.3. Description de la structure : 1
I.4. Caractéristique mécaniques des matériaux : 2
I.5. Conclusion : 8

Chapitre II : Prédimenssionnement

II.1. Introduction : 9
II.2. Prédimensionnement des planchers : 9
II.2.1. Plancher à corps creux : 10
II.2.2. Les dalles pleines : 11
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations : 11
II.3.1. Maçonnerie :[4] 12
II.3.2. Plancher terrasse : 13
II.3.3. Plancher courant : 13
II.3.4. Plancher RDC : 14
II.3.5. Dalle pleine : 15
II.4. Prédimensionnement des poutres: 17
II.5. Prédimensionnement des poteaux : 18
II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité : 18
II.5.2. Détermination des charges et surcharges revenant à ce poteau : 19
II.5.3. ustification du poteau : 20
II.5.4. Chois de la section du poteau : 21
II.5.5. Vérification vis-à-vis du RPA99V 2003 : 21
II.6. Prédimensionnement des voiles : 23

Chapitre III : Les éléments secondaire

III.1. L'acrotère : 24
III.1.1. Définition : 24
III.1.2. Hypothèse de calcul : 24
III.1.3. Calcul des efforts : 24
III.1.4. Vérification à l'ELS : 27

III.1.5. Conclusion : 29
III.2. L'escalier : 30
III.2.1. Introduction : 30
III.2.2. Evaluation des charges : 31
III.2.3. Calcul de ferraillage : 36
III.2.4. Vérification à l'Etat Limite de Service : 37
III.2.5. Etude de la poutre palière : 39
III.2.6. Calcul des efforts : 40
III.2.7. Calcul de ferraillage : 40
III.2.8. Vérification à l'ELS : 41
III.3. Les poutrelles : 44
III.3.1. Première étape : (avant coulage) 44
III.3.2. deuxième étape : Après coulage 48
III.3.3. Poutrelles de l'étage courant : 51
III.3.4. Poutrelles de l'étage RDC : 61
III.3.5. Conclusion : 80
III.4. Calcule de dallage (S-Sol) : 87
III.4.1. Méthode de calcul : 87
III.5. Conclusion : 89
Chapitre IV : Etude dynamique
IV.1. Introduction : 90
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure : 90
IV.2.1. Centre de masse : 90
IV.2.2. Centre de torsion : 91
IV.3. Les refends : 92
IV.4. Excentricité : 96
IV.4.1. Excentricité statique : 96
IV.4.2. Excentricité accidentelle : (Art.4.2.7 : RPA 99 VERSION 2003) 96
IV.5. Méthode dynamique modale spectrale : 98
IV.5.1. Principe : 98
IV.5.2. Modélisation : 98
IV.5.3. Le spectre de réponse de calcul : 98
IV.5.4. Coefficient d'accélération A : *[1] (RPA99.tab 4.1)* 98

IV.5.5. facteur de correction d'amortissement η : 98
IV.5.6. coefficient de comportement R : (R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.3)..... 99
IV.5.7. facteur de qualité Q : (R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.4). 101
IV.5.8. périodes caractéristiques : (R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7)..... 101
IV.6. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :..... 102
IV.6.1. Vérification de comportement des trois premiers modes :..... 103
IV.6.2. Vérification de participation massique :..... 104
IV.6.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : (Art.4.2.6 : RPA 99 VERSION 2003)..... 105
IV.6.4. Vérification de la stabilité au renversement :..... 106
IV.6.5. Vérification des déplacements : 111
IV.6.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : (*Art.5.9 : RPA 99 VERSION 2003*)..... 112
IV.7. Conclusion général :..... 113

Chapitre V : Ferraillages

V.1. Introduction : 114
V.2. Ferraillage des poutres :..... 114
V.2.1. Introduction :..... 115
V.2.2. Recommandation du RPA99 :..... 116
V.2.3. Les efforts :..... 117
V.2.4. Calcul des armatures longitudinales :..... 118
V.2.5. Vérification : 118
V.3. Ferraillage des poteaux..... 126
V.3.1. Introduction 126
V.3.2. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :..... 128
V.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS (par CBA93) : 129
V.3.4. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX..... 132
V.4. Ferraillage des voiles :..... 135
V.4.1. Les voiles pleins :..... 135
V.4.2. Méthode de calcul :..... 136
V.4.3. Armatures verticales :..... 137
V.4.4. Calcul les armatures horizontales :..... 140

Chapitre VI : Fondations

VI.1. Introduction : 143
VI.2. Calcul des fondations : 144

VI.2.1. Semelles isolées : 144
VI.2.2. Semelles filantes : 146
VI.3. Ferraillage des semelles filantes : 148
VI.4. Radier Partiele : 150
VI.4.1. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier 151
VI.4.2. DIMENSIONNEMENT DES NERVURES (Hauteur de la nervure) : 151
VI.4.3. Caractéristiques géométriques du radier : 152
VI.5. Vérifications nécessaires : 153
VI.6. Ferraillage du radier : 154
VI.6.1. Détermination des efforts : 155
VI.6.2. Calcul des Charges du radier : 156
VI.6.4. Vérifications nécessaires : 156
VI.6.5. Ferraillage de débord : 157
VI.6.6. Ferraillage : 158
VI.6.9. Ferraillage des nervures: 158
VI.6.10. Vérification des contraintes normale à l'ELS : 160
VI.7. Etude du voile périphérique [1] [Art 10.1.2] : 161
VI.7.1. Evaluation des charges : 163
VI.7.2. Ferraillage des voiles périphériques : 163
VI.7.3. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance en flexion simple : 164
VI.8. Les longrines : 164
VI.8.1. Introduction : 164
VI.8.2. Ferraillage : 164
CONCLUSION
REFERANCE BEBIOGRAPHIQUE

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Diagramme contrainte – déformation de béton 5
Figure I.2 : Diagramme contrainte- déformation de l'acier 7

Chapitre II : Prédimenssionnement

Figure II.1: dimensionnement de plancher corps creux 10
Figure II.2: Dimensions du corps creux 10
Figure II.3 : Mur double cloison (gauche) , Mur simple cloison (droite) 11
Figure II.4 : composants d'un plancher terrasse 12
Figure II.5 : composants d'un plancher courant 13
Figure II.6 : composants d'un plancher RDC 14
Figure II.7 : composants d'un balcon de la terrasse 15
Figure II.8 : composants d'un balcon de l'étage 16
Figure II.9 Dimensionnement de la poutre 17
FigureII.10 : surface revenant au poteau le plus sollicité 18
Figure II.11 : les poutres principales et les poutres secondaires 22
Figure II.12 : Coupe de voile en plan (gauche) 23
Voile en 3D (droite) 23

Chapitre III : Les éléments secondaire

Figure III.1 : Schéma statique de l'acrotère 24
Figure III.2 : Ferraillage de l'acrotère. 29
Figure III.3 : Schéma d'un escalier 30
Figure III.4 : schema statque d'escalier 32
Figure III.5:Schéma statique de l'escalier à ELU 33
Figure III.6 :Diagramme d'effort tranchant à ELU 33
Figure III.7 :Diagramme de moment fléchissant à ELU 34
Figure III.8 :Schéma statique de l'escalier à ELS 35
Figure III.9 :Diagramme d'effort tranchant à ELS 39
Figure III.10 :Diagramme de moment fléchissant à ELS 39
Figure III.11 :Schéma statique de la poutre 40
Figure III.12 :Diagramme des efforts internes a ELU 40
Figure III.13 :Diagramme des efforts internes a ELS 44

Figure III.14 :Dimension de la poutrelle 49
Figure III.15:Moment en travée et en appui de méthode forfaitaire..... 51
Figure III.16 :Schéma statique des poutrelles a 6 travées 52
Figure III.17 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.... 52
Figure III.18 :Schéma statique des poutrelles a 6 travées 53
Figure III.19 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS. ... 53
Figure III.20 : Schéma statique des poutrelles a 5 travées 54
Figure III.21 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.... 54
Figure III.22 :Schéma statique des poutrelles a 5 travées 56
Figure III.23 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS 56
Figure III.24 :Schéma statique des poutrelles a 3 travées 57
Figure III.25:Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU..... 57
Figure III.26 :Schéma statique des poutrelles a 3 travées 58
Figure III.27 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS 58
Figure III.28 :Schéma statique des poutrelles a 3 travées 59
Figure III.29 : Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU... 59
Figure III.30 :Schéma statique des poutrelles a 2 travées 60
Figure III.31 : Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS ... 60
Figure III.32 :Schéma statique des poutrelles a 1 travée 61
Figure III.33 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.... 61
Figure III.34 :Schéma statique des poutrelles a 1 travée 62
Figure III.35:Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS 62
Figure III.36 : Schéma statique des poutrelles a 6 travées 63
Figure III.37:Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU..... 63
Figure III.38 :Schéma statique des poutrelles a 6 travées 64
Figure III.39 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS. ... 64
Figure III.40 :Schéma statique des poutrelles a 5 travées 65
Figure III.41 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.... 65
Figure III.42 :Schéma statique des poutrelles a 5 travées 66
Figure III.43 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS 66
Figure III.44 :Schéma statique des poutrelles a 3 travées 67
Figure III.45 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.... 67
Figure III.46 :Schéma statique des poutrelles a 3 travées 68

Figure III.47 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS 68
Figure III.48 :Schéma statique des poutrelles a 3 travées 68
Figure III.49 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU 69
Figure III.50 :Schéma statique des poutrelles a 2 travées 69
Figure III.51 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS 70
Figure III.52 :Schéma statique des poutrelles a 1 travée 70
Figure III.53 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU 71
Figure III.54 :Schéma statique des poutrelles a 1 travée 71
Figure III.55 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS 76
Figure III.56 :Section de béton des poutrelles 77
Figure III.57 :Ferraillage des poutrelles pour plancher courant 81
FigureIII.58 :Section de béton des poutrelles 82
Figure III.59 :Ferraillage des poutrelles pour plancher S-sol 83
Figure III.60 : Dalle pleine d'épaisseur 15cm 82
Figure III.61:Les deux types de ruptures de dalle. 84
Figure III.62 : Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire pour 1 ml. 87

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure IV.1 :Disposition des voiles. 90
Figure IV.2 :Type des poteaux. 92
Figure IV.3 :Voile plein. 93
Figure IV.4 :Voile avec une seule ouverture. 93
Figure IV.5 :Voile avec une file d'ouverture 94
Figure IV.6 :Spectres de réponse. 102
Figure VI.7 :Le comportement des trois premiers modes. 103
Figure IV.8 :Les forces agissent sur la stabilité au renversement 106
Figure IV.9 :Distribution des forces sismiques. 107
Figure IV.10 :Concentration des forces sismiques aux étages suivant X 108
Figure IV.11 :Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y 109

Chapitre V : Ferraillages

Figure V.1 : Disposition des armatures pour les poutres porteuse. 120
Figure V.2 :Disposition des armatures pour les poutres non porteuse. 120
Figure V.3 :Ferraillages des poutres principales (la terrasse). 123
Figure V.4 :Ferraillages des poutres principales (les étages courants). 123

Figure V.5 :Ferraillages des poutres principales (RDC). 124
Figure V.6 :Ferraillages des poutres secondaires (la terrasse). 124
Figure V.7:. Ferraillages des poutres secondaires (les étages courants)..... 125
Figure V.8 :Ferraillages des poutres secondaires (RDC). 125
Figure V.9 :Définition de la zone nodale dans les poteaux. 127
Figure V.10 :Disposition des armatures pour les poteaux. 134
Figure V.11 : Ferraillage des Poteaux 135
Figure V.12 :Disposition des armatures verticales dans les voiles. 138
Figure V.13 :Determination des voiles 139
Figure V.14 :Les armatures transversales et les épingles. 139
Figure V.15 :Ferraillagr des voiles (sens X) 141
Figure V.16 :Ferraillagr des voiles (sens Y) 142

Chapitre VI : Fondations

Figure.VI.1 : Semelle isolée sous poteau 145
Figure.VI.2 : Les bulles de pression 146
Figure.VI.3 :determination des semelles filantes 147
Figure.VI.4 :fondations choisée 148
Figure VI.5 : ferraillage de la semelle filantes 149
Figure.VI.6 : Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité. 153
Figure.VI.7 : Schéma statique du débord 156
Figure VI.8 : ferraillage de dalle (radier) 158
Figure VI.9 : ferraillage de la nervure. 160
Figure.VI.10 : Schéma du chargement qui vient au voile périphérique. 161
Figure.VI.11 : Schéma des dimensions du voile périphérique. 162
Figure.VI.12 : Disposition de ferraillage du voile périphérique 163
Figure.VI.13 :Ferraillage de la longrine. 166

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Les types d'acier utilisés et leurs nuances 6

Chapitre II : Prédimenssionnement

Tableau II.1 : charge permanent du mur simple cloison 10
Tableau II.2 : charge permanente du mur double cloison 10
Tableau II.3 : Charge permanente du plancher terrasse 11
Tableau II.4 : Charge permanente du plancher courant 12
Tableau II.5 : Charge permanente du plancher RDC 13
Tableau II.6 : Charge permanente due aux balcons de la terrasse 14
Tableau II.7 : Charge permanente due aux balcons d'étage 15
Tableau II.8 : prédimensionnement des poutres 16
Tableau II.9: Charges st surcharges revenant au poteau le plus sollicite 17
Tableau II.10: Détermination de l'effort normale ultime Nu de chaque niveau 18
Tableau II.11 : Détermination des sections des poteaux de chaque niveau..... 21
Tableau II.12 : vérification aux zones nodales..... 22
Tableau II.13 : Prédimensionnement des voiles 23

Chapitre III : Les éléments secondaire

Tableau III.1 :La charge permanente de paillasse 31
Tableau III.2:La charge permanente de palier..... 31
Tableau III.3 :Combinaison des charges de l'escalier 32
Tableau III.4:Les efforts maximaux 35
Tableau III.5 :Les données 36
Tableau III.6 :Calcul des sections d'acier de l'escalier. 36
Tableau III.7 :Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S 37
Tableau III.8 :Calcul des moments d'inertie fictifs 38
Tableau III.9 :Efforts de la poutre palière 40
Tableau III.10 :Les données 40
Tableau III.11:Calcul des sections d'acier de la poutre palière 41
Tableau III.12 :Vérification à l'ELS..... 41
Tableau III.13 :Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière. 41
Tableau III.14 :Méthode de Caquot. 50

Tableau III.15:Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S 51
Tableau III.16:Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU 51
Tableau III.17.Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS 52
Tableau III.18:Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU 53
Tableau III.19:Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS 54
Tableau III.20 :Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU 55
Tableau III.21:Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS 56
Tableau III.22 :Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU 57
TableauIII.23: Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS 58
Tableau III.24:Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU 59
Tableau III.25 :Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS 60
Tableau III.26 :Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S 61
Tableau III.27 :Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU 62
Tableau III.28 :Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS 63
Tableau III.29 :Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU 64
Tableau III.30 :Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS 65
Tableau III.31 :Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU 66
Tableau III.32 :Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS 67
Tableau III.33 :Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU 68
Tableau III.34 :Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS 68
Tableau III.35 :Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU 69
Tableau III.36 :Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS 70
Tableau.III.37 :Calcul et vérification des armatures. 72
Tableau.III.38 : Ferraillages longitudinaux des poutrelles. 73
Tableau.III.39 : Vérification préliminaire de la flèche. 75
Tableau.III.40 :Calcul et vérification des armatures. 77
Tableau.III.41 : Ferraillages longitudinaux des poutrelles. 78
Tableau.III.42 : Vérification préliminaire de la flèche. 80
Tableau III.43 :Ferraillage de la dalle pleine. 86
Tableau III.44 :Vérification à l'ELS 86
Tableau III.45 :Ferraillage de la dalle pleine. 88
Tableau III.46 :Vérification à l'ELS 89

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.1 :Calcul de centre de masse..... 91
Tableau IV.2:Calcul du centre de torsion. 96
Tableau IV.3 :Calcul de l'excentricité statique. 96
Tableau IV.4 :Calcul d'excentricité..... 97
Tableau IV.5 :Coefficient d'accélération de zone A. 98
Tableau IV.6 :Sollicitations dues aux charges verticales et horizontales sens X 99
Tableau IV.7 :Sollicitations dues aux charges verticales et horizontales sens Y 100
Tableau IV.8 :Détermination du facteur de qualité Q. 101
Tableau IV.9 :Coefficient de participation massique. 103
Tableau IV.10 :Calcul de la force sismique. 104
Tableau IV.11 :Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. 106
Tableau IV.12 :Forces sismiques selon la hauteur suivant X..... 106
Tableau IV.13 :Forces sismiques selon la hauteur suivant Y..... 108
Tableau IV.14 :Calcul du moment de renversement. 109
Tableau IV.15 :Calcul du moment stabilisant. 110
Tableau VI.16 :Vérification de stabilisation..... 110
Tableau IV.17 :Vérification des déplacements inter-étage sens X..... 110
Tableau IV.18 :Vérification des déplacements inter-étage sens Y..... 111
Tableau IV.19 :Vérification l'effet P-Δ sens X. 112
Tableau IV.20 :Vérification l'effet P-Δ sens Y. 113

Chapitre V : Ferraillages

Tableau V.1 :Les données de calcul. 114
Tableau V.2 :Efforts internes maximum des poutres principales..... 116
Tableau V.3 :Efforts internes maximum des poutres secondaires..... 116
Tableau V.4 :Section des armatures longitudinales des poutres principales porteuse 117
Tableau V.5 :Section des armatures longitudinales des poutres secondaires. 117
Tableau V.6 :Vérification des poutres principales à l'E.L.S. 118
Tableau V.7 :. Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S. 119
Tableau V.8 :Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA. 119
Tableau V.9:Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA. 120
Tableau V.10 :Calcul de $\boldsymbol{\tau}_u$..... 121
Tableau V.11 :Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales..... 121
Tableau V.12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires..... 121

Tableau V.13 :Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement 122
Tableau V.14 :Vérification de la flèche des poutres. 123
Tableau V.15 :détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU. 128
Tableau V.16 :Vérification des armatures à ELS des poteaux 130
Tableau V.17 :Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux suivant x ... 131
Tableau V.18 :Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux suivant y ... 132
Tableau V.19 :Espacements maximales selon RPA99 134
Tableau V.20 :Choix des armatures transversales pour les poteau 134
Tableau V.21 :Les données de calcul 138
Tableau V.22:calcul des armatures verticales des voiles (sens-X) 139
Tableau V.23 :calcul des armatures verticales des voiles (sens-Y) 139
Tableau V.24 :calcul des armatures horizontales des voiles (sens-X) 140
Tableau V.25 :calcul des armatures horizontales des voiles (sens-Y) 140

Chapitre VI : Fondations

TableauVI.1 :Semelles isolés 145
TableauVI.2 :Vérification de chevauchement entre semelles filantes 147
Tableau.VI.3 : Dimensionnement des semelles filantes 149
Tableau.VI.4 : ferraillage des semelles filante 149
Tableau VI.5: ferraillage des panneaux. 154
Tableau VI.6 : vérification des contraintes de L'ELS. 156
Tableau VI.7 :Vérification des contraintes de L'ELS 157
Tableau VI.8 : calcul le ferraillage 159
Tableau VI.9 : vérification des contraintes de L'ELS 159
Tableau VI.10 : calcul des armatures transversales. 159
Tableau.VI.11 :Détermination des moments par la méthode forfaitaire 162
Tableau.VI.12 :Détermination des moments de voile périphérique 163
Tableau.V.13 : Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU 163
Tableau.VI.14 : Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS. 163

LIST DES NOTATIONS

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.
$\sum$: 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 ذات طابع متنوع تتألف من 05 طوابق + طابق ارضي(تجارة)+طابق سفلي (مستودع للسيارات)، يقع بمدينة البويرة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم02.
الدراسة الديناميكية للبناية تمت وفق طريقة عددية وحساب القوى الداخلية للبناية، تم وفق برنامج (SAP 2000 v17)
مقاومة البناية لكل الحمولات الأفقية والعمودية مضمونة بواسطة العارضات والأعمدة والجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة.
قياس الأبعاد والتسليح لكل عناصر المقاومة قد تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر.
وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé

Ce projet comme l'indique son sujet, vise l'étude d'une structure à usage multiple composé de 05 étages +RDC COMERCIAL+S-Sol (parking), situé dans la ville de BOUIRA, intégré dans la zone sismique IIa.

L'étude dynamique et le calcul des efforts de la structure ont été réalisés numériquement suivant le logiciel SAP 2000v17.

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assuré par des portiques (poteaux – poutre – voiles) constitués de béton armé.

Le calcul des dimensions et de ferraillages de tous les éléments résistants à été élaboré conformément au règlement en vigueur en Algérie.
En fin, nous avons étudié l'infrastructure de cette structure et ce par le calcul des fondations.

Abstract

This project consist on study of a building of multiple use, it is composed of 05 floors, underground (trade) and basement (parking), and will be planted in the town of BOUIRA, integrated in the seismicity area number IIa.

The dynamic study has been according to the digital method using the program SAP 2000v17.

The résistance of the structure to horizontal and vertical loads is assured by mixed system (section + frames).

The measurement and the calculation of the scrap heap of all elements were done according to the rules in Algeria.
Finally, we have studied the infrastructure by recommendations of the soil report.

I.1. Historique :

Béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons) agglomérés par un liant. On utilise le béton armé par rapport aux autres matériaux, parce qu'il offre une facilité dans la réalisation et une diversité dans la conception.

Le béton est communément utilisé par tous les architectes et les ingénieurs pour la réalisation des bâtiments ; ouvrages d'art ….etc. il permet d'avoir des grandes portées autrefois impossible à les construire avec la pierre et le bois.

En 1867, mise au point du Béton Armé pour donner au ciment plus de résistance, les français **Joseph-Louis Lambot** et Joseph Monnier imaginent de rendre plus ferme au moyen de grillage ou de fils barbelés, et déposent des brevets pour rendre la construction de ses petits ponts et grottes plus solides.

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considérer comme le plus ancien exercé par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des moeurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

Elle ne doit pas être endommagé par des événements, tels que : Explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.

Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendent l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

I.2. Introduction générale :

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment.

On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

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

Donc ; pour le calcul des éléments constituants un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91modifié99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillage des élémentsrésistants de la structure.

I.1. INTRUDUCTION :

Il s'agit d'un bâtiment en Sous-Sol +RDC+5 étages à usage multiple, qui sera implanté à la wilaya de BOUIRA.

C'est une zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon l'RPA99/V2003.

I.2. Description de l'ouvrage :

a. ***Dimension en élévation*** **:**

***** Hauteur de Sous-sol …… :3.24m

***** Hauteur de RDC ……:3.24 m.

* Hauteur d'étage courant .....….. : 3.24 m.

* Hauteur totale du bâtiment..... :22.68 m.

b. ***Dimension en plan*** **:**

* La longueur du bâtiment a la base…… :20.65 m.

* La largeur…… :21.15m.

c. ***Structure :***

La structure est constituée des portiques (poteaux- poutres) en béton armé contreventé par des voiles.

I.3. Description de la structure :

a. Planchers :

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseurs relativement faibles par rapport aux autres dimensions de la structure.

Les planchers ou les dalles sont constitués de 3 parties principales :

***** La partie portante : poutrelle préfabriquée en béton armé, Plus l'hourdis de remplissage, cette partie doit résister aux charges dues au poids propre et aux surcharges évaluée, selon le règlement en vigueur.

*Le revêtement : constituant le sol fini, repose sur l'ossature portant : carrelage, parquet en bois et il faut offrir une bonne isolation thermique et phonique pour les habitants.

* Le plafond : désigne une surface horizontale délimitée qui se situe au-dessus de l'observateur et par extension, la borne maximale que l'on peut atteindre. Il est employé dans plusieurs domaines.

Notre bâtiment comporte deux (2) types de planchers :

- Planchers à corps creux : pour le RDC et les étages courants.

- Planchers à dalle pleine : pour le balcon et les dalles des escaliers.

b. Maçonnerie :

On à deux (2) types de murs en briques creuses :

* Murs extérieurs :

Sont composés de

- Une cloison en briques creuse de 10 cm d'épaisseur.
- Une l'ame d'airs de 10 cm d'épaisseur.
- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

* Murs intérieurs :

Sont des cloisons de séparation de 10 cm d'épaisseurs.

c. Revêtements :

Le revêtement est constitué de :

- Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Le céramique recouvre tous les mers dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissage de façades extérieures et intérieures.

d. L'acrotère :

C'est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé. Il se trouve au niveau de la terrasse inaccessible. Ce dernier et considéré comme un voile de 10 cm d'épaisseurs et de 60 cm d'hauteur.

e. les escaliers :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un seul type d'escaliers :

- Escalier droit à deux volées.

f. *L'infrastructure :*

C'est la partie d'interaction structure, sol qui forme un ensemble rigide assurer l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportes par la structure au bon sol. Dans le cas de nos études, ….

I.4. Caractéristique mécaniques des matériaux :

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

Béton :

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes appelé « granulats » (Sable, graviers) avec de ciment et de l'eau.

a. ***caractéristique du béton :***

- Facile à fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- Bonne résistance aux actions climatiques.
- Faible résistance à la traction.

b. Ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisies en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland artificiel (**CEM II** 42.5).

c. ***Granulats :***

Le béton est constitué de deux (2) types de granulats :

- Sable de dimension inférieur à 5 mm.
- Gravier de dimension inférieur à 25 mm (3/8 ; 8/15 ; 15/25).

d. Eau de gâchage :

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

e. Dosage du béton :

La variation du tenseur en eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité.

Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences ces négatives sur leurs qualités.

On retiendra que pour 1 m^3 de béton et pour un dosage de 350Kg/m^3, on utilise environ 350 à 400Kg de ciment, 175 à 200Kg d'eau, 500 à 550Kg de sable (dimension < 6 mm) et 1100 à 1200 Kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm), ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité au béton recherché.

Béton armé :

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal « Effort de traction ».

Des deux(2) matériaux (béton et acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement, et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

a. ***Résistance du béton :***

C'est le pouvoir du matériau (béton) de résister à la destruction sous l'action des contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

b. ***Résistance caractéristique à la compression :*** **[BAEL]**

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200 cm² de section (Φ =16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H=32cm).

Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83\,j} F_{c28} \quad \text{pour} \quad F_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$F_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.83\,j} F_{c28} \quad \text{pour} \quad F_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

Pour le dosage du béton donné précédemment, la résistance caractéristique souhaitable à la compression à 28 jours est F_{c28} = 25 MPa **(Art A.2.1.13) [1].**

c. ***résistance caractéristique à la traction :***

La résistance à la traction de béton a « J » jours, désigné par « f_{tj} » est déterminée par trois (3) essais :

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

La résistance à la traction du béton ftj est déduite de celle de compression par le biais de la relation de : $f_{tj} = 0.6 + 0.06\, f_{cj}$ MPa Avec : $f_{CJ} < 60$ Mpa.

Pour f_{c28} = 25 MPa, nous aurons f_{t28} = 2.1 Mpa.

d. ***coefficient de poisson (ν) :*** **(Art A.2.1.3) [1].**

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple ; (Flambement transversal "Δa" raccourcissement longitudinal "Δl" .

$$\nu = \frac{\text{allongement dans le sens transversal}}{\text{racourcissement longitudinal}} = \frac{\Delta a/a}{\Delta l/l}.$$

Le coefficient de POISSON est pris égale à :

* $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations (ELS).

* $\nu =$ 0 pour le calcul des sollicitations (ELU).

e. ***Module de déformation longitudinale :***

Pour un chargement d'une durée d'application inférieur à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} de béton et pris égale à :

$E_{ij} = 11000 (f_{C28})^{1/3}$ **(Art A.2.1.2.1) [1].**

Pour , $E_{i28} = 32164$ Mpa.

fcj: représente la résistance caractéristique à la compression à « J » jours exprimé en « MPa ».

Pour des charges de longues durées d'application, le module de déformation Evj est pris égale à :

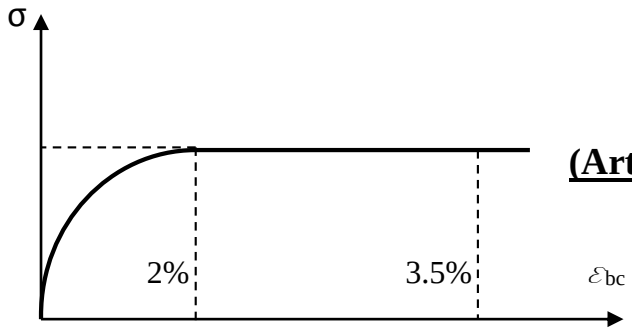
$E_{vj} = 3700 (f_{C28})^{1/3}$ (**Art A.2.1.2.2**) [1].

Pour $f_{c28} = 25$ MPa, $E_{v28} = 10819$ MPa.

Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux (2) états limites :

* Etat limite ultime (ELU)	* Etat limite de service (ELS)
Basé sur :	basé sur :
- L'équilibre statique	- La compression de béton
- L'ouverture des fissures	- L'ouverture des fissures
- La stabilité de forme	- La déformation



(Art A.4.3.4.1)

Figure I.1 : Diagramme contrainte – déformation de béton

A l'ELU de résistance :

a. Contrainte de béton en compression :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta . \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité ;

γ_b =….
- 1.5 Situation durable
- 1.15 Situation accidentelle

θ =….
- 1 Si t > 24 h
- 0.90 Si 1≤ t ≤ 24 h
- 0.85 Si t < 1 h

t : La durée d'application des charge.

b. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donné par : (Art A.5.1.2.11) [1].

$$\tau_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\, F_{C28}}{\gamma_b} \text{ et } 5\,\text{MPa}\right]$$ Pour une fissuration peu nuisible.

$$\tau_u = \text{Min}\left[\frac{0.15\, F_{C28}}{\gamma_b} \text{ et } 4\,\text{MPa}\right]$$ Pour une fissuration préjudiciable.

Acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers pas sa forme géométrique et sa nuance, l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire. Sa surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

a. types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

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

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

b. Module d'élasticité longitudinale de l'acier ;

Expérimentalement, le règlement (**CBA93**) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier utiliser : [Es = 2. 10^5 MPa].

c. contrainte limite de l'acier :

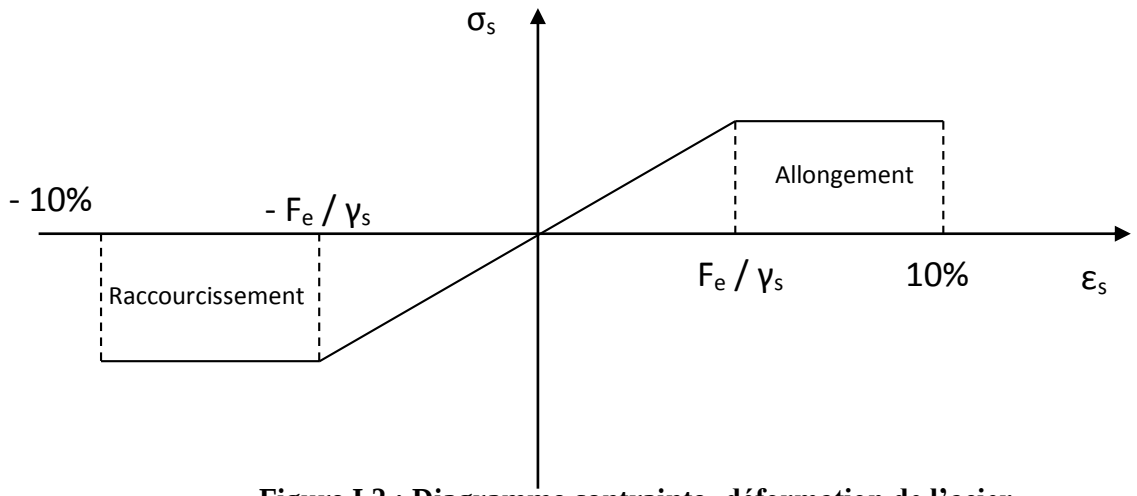


Figure I.2 : Diagramme contrainte- déformation de l'acier

A l'ELU :

La contrainte limite de l'acier est : $\sigma_s = F_e / \gamma_s$

Avec :

σ_s : Contrainte de traction des armatures.

F_e : Contrainte limite d'élasticité de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité

γ_s = 1.15 Situation durable

1.5 Situation accidentelle

A l'ELS :

*** ELS de compression de béton :**

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\sigma_{adm} = 0.6\ f_{cj}$ (Art A.4.5.2) [1].

A l'état limite ultime de service σ_{bc} doit être inférieur à σ_{adm}.

*** ELS de contraint limite de l'acier :**

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer.

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} fe, 150\eta)$.(Art A.4.5.3.2) [1]

- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} fe, 110\eta)$. (Art A.4.5.3.3) [1]

Avec :

η : Coefficient de fissuration, tels que :

- η = 1 pour des aciers ronds lisses.
- η = 1,6 pour des aciers de H.A

I.5. Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

f_{c28} = 25 MPa. E_{i28}=32164.195 MPa.

f_{tj} =2.1 MPa. E_{v28}=10818.86 MPa.

σ_{adm} =15 MPa.

FeE 400 ; fe = 400 pour les armatures longitudinales.

FeE 400 ; fe = 400 pour les armatures transversales.

σ_s= 202 MPa ; fissuration préjudiciable pour les H.A.

II.1. Introduction :

Le but du Prédimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99 [1]**Version 2003 et du **CBA93[2]**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

Le calcul de prédimensionnement 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. Prédimensionnement des planchers :

Les planchers 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 utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher sera calculée à l'aide des deux formules suivantes: **[2]**

$$L/20 \geq ht \geq L/25$$

et

$$ht \geq L/22.5$$

Avec :

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

Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 5.00m.

$500/20 \geq ht \geq 500/25 \Rightarrow 25\ cm \geq ht \geq 20$ cm.

et $ht \geq 500/22.5 \Rightarrow ht \geq 22.22$ cm.

On choisit : ht = 21 cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type (16+5) pour l'etage courant, et un plancher à corps creux du type (20+5) pour l' RDC.

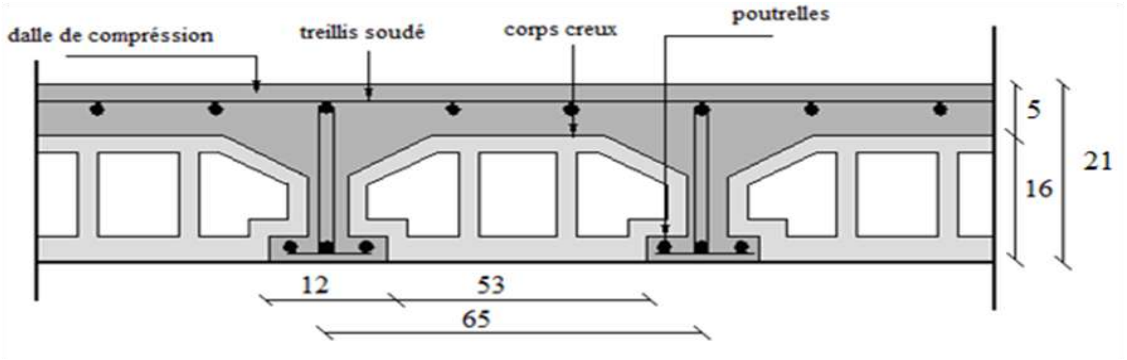


Figure II.1: dimensionnement du plancher corps creux

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

- $ht \geq 16$ cm

D'où on a : 21 cm > 16 cm (condition vérifiée).

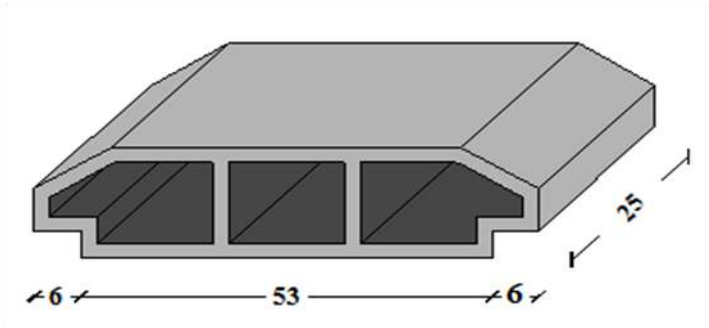


Figure II.2: Dimensions du corps creux

II.2.2. Les dalles pleines :

Ce type de plancher va être utilisé pour la terrasse incliné, 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 quatre appuis :

a. Critère de résistance :

$$L/45 \leq h \leq L/40$$

L : la plus grande portée mesurée entre axes.

Pour le cas de notre structure, on a : L = 3.90 m.

$390/50 \leq h \leq 390/40 \Rightarrow 7.8\ cm \leq h \leq 9.75$ cm.

b.Sécurité contre l'incendie :

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

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

On choisit : **h = 15 cm**

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

II.3.1. Maçonnerie :[4]

Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.1 : charge permanent du mur simple cloison

N	Composants	Epaisseur (m)	poids volumique (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				1.62

Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau II.2 : charge permanente du mur double cloison

N	Composants	Epaisseur (m)	poids volumique (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
3	L'âme d'air	0.1	-	-
4	Enduit en ciment	0.1	9	0.9
5	Brique creuse	0.02	18	0.36
TOTAL				2.52



Figure II.3 : Mur double cloison (gauche) , Mur simple cloison (droite)

II.3.2. Plancher terrasse :

Charges permanentes :

Tableau II.3 : Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,04	20	0,8
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	22	2,20
5	Plaque de liège	0,04	0.75	0,03
6	Pare vapeur	0,01	6	0,06
7	Film polyane	-	-	0,01
8	Plancher corps creux	0,16+0,05	-	2,9
9	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Total				6,37

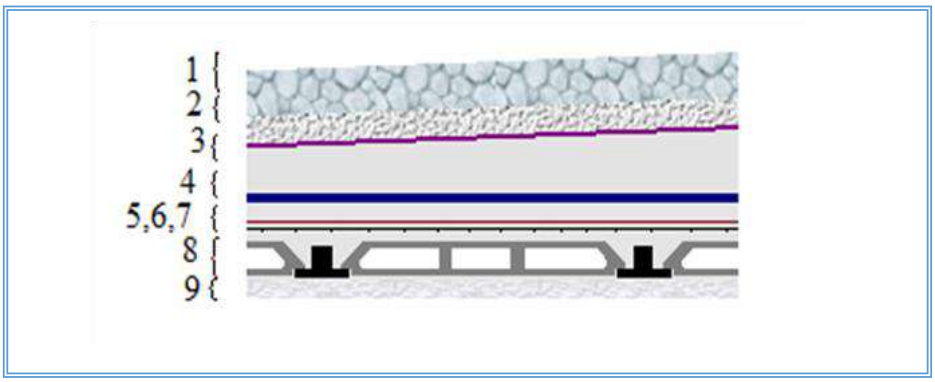


Figure II.4 : composants d'un plancher terrasse

Charges d'exploitation : **[4]**

Terrasse inaccessible **Q = 1 KN/m^2**

II.3.3. Plancher courant :

Charges permanentes :

Tableau II.4 : Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
-1-	Carrelage	0,02	20	0,40
-2-	Mortier de pose	0,02	20	0,40
-3-	Lit de sable	0,03	18	0,54
-4-	Cloisons	0.10	16.2	1,62
-5-	Plancher en corps creux (16 + 5)	0,21	-	2,9
-6-	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Total				G = 6,06

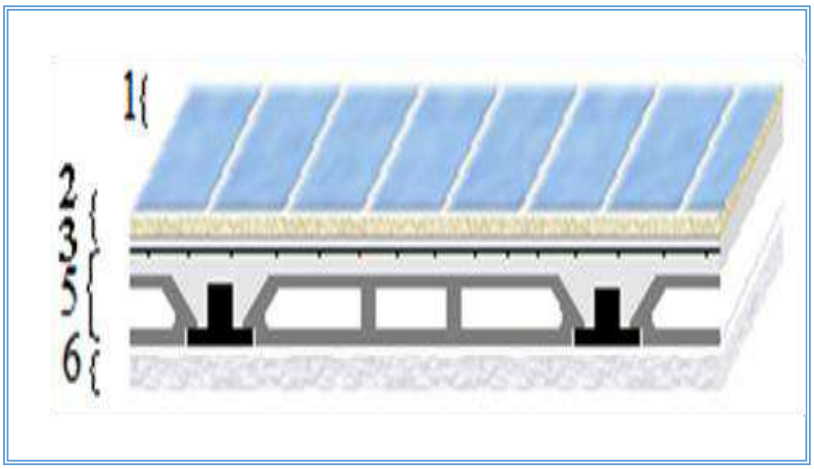


Figure II.5 : composants d'un plancher courant

C harges d'exploitation : **[4]**

Plancher à usage d'habitation : **$Q=1,5KN/m^2$.**

II.3.4. Plancher RDC :

Charges permanentes :

Tableau II.5 : Charge permanente du plancher RDC

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
-1-	Carrelage	0,02	20	0,40
-2-	Mortier de pose	0,02	20	0,40
-3-	Lit de sable	0,03	18	0,54
-4-	Cloisons	0.10	16.2	1,62
-5-	Plancher en corps creux (20 + 5)	0,24	-	3.2
-6-	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Total				G = 6,36

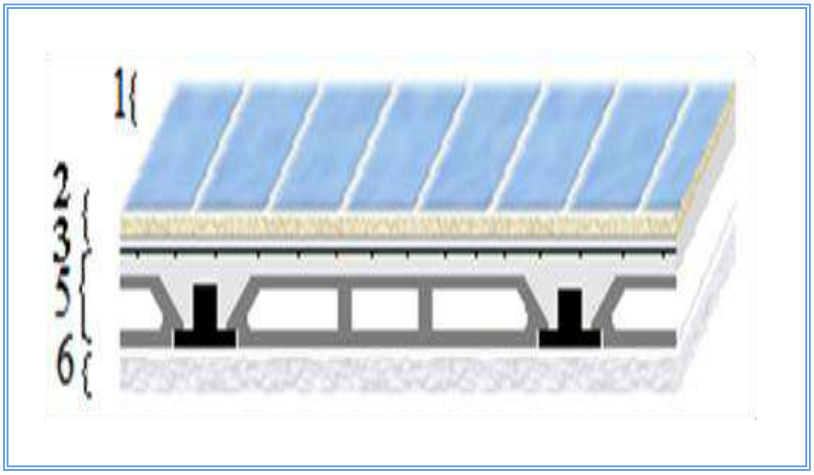


Figure II.6 : composants d'un plancher RDC

Charges d'exploitation : [4]

Plancher à usage commerce : **Q= 4 KN/m².**

II.3.5. Dalle pleine :

Balcons de la terrasse :

Tableau II.6 : Charge permanente due aux balcons de la terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé (25/40)	0,04	20	0,8
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier Kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	22	2,20
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Liège (isolant thermique)	0,04	0.75	0,03
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Dalle pleine	0,15	25	3.68
9	Enduit de plâtre	0,02	10	0.2
Total				G = 7.15

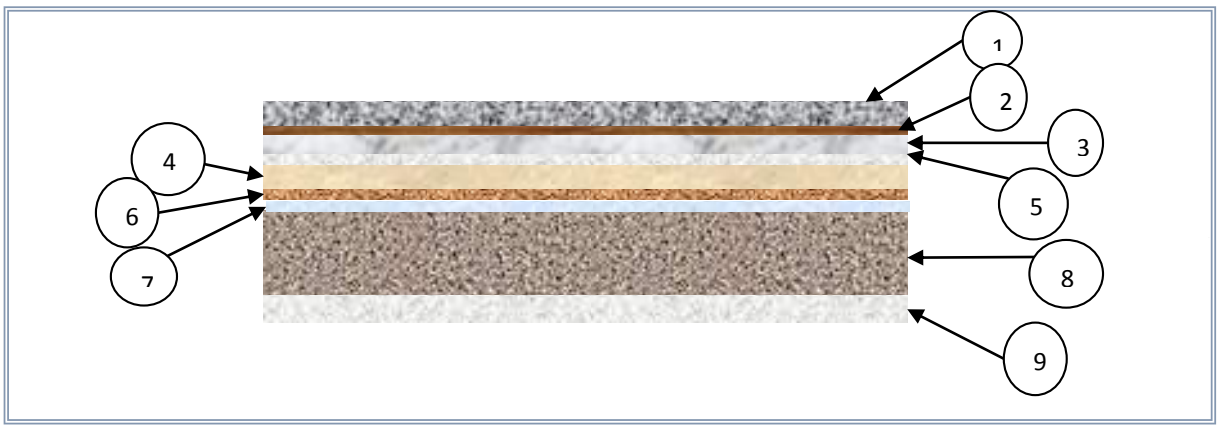


Figure II.7 : composants d'un balcon de la terrasse

Balcons de l'étage :

Tableau II.7 : Charge permanente due aux balcons d'étage

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine	0,15	25	3,68
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0.2
6	Cloisons	0.1	16.2	1.62
Total				G = 6.84

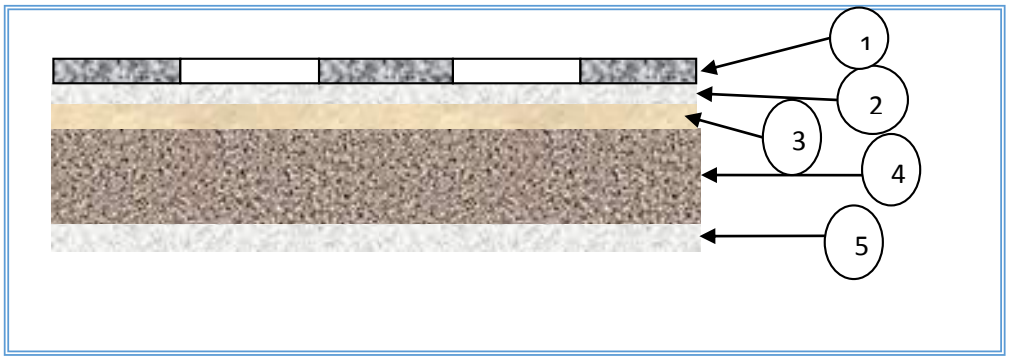


Figure II.8 : composants d'un balcon de l'étage

Charges d'exploitation : **[4]**

Pour les balcons : **Q = 3,5 KN/m².**

II.4. Prédimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leurportée est l argement 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).

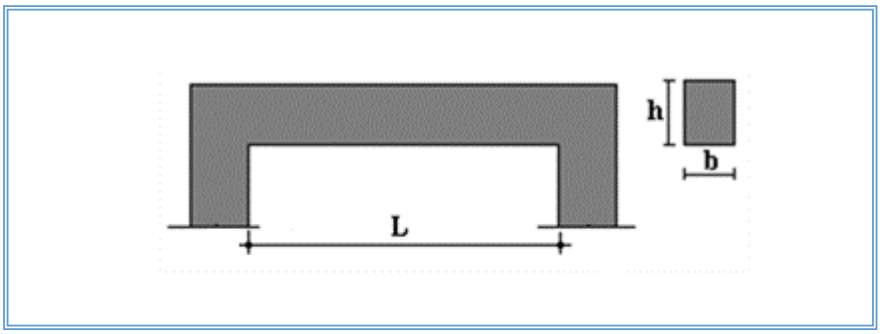


Figure II.9 Dimensionnement de la poutre

* 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 prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

(portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10 [1] (BAEL.91) [cours B.A]

0.3h ≤ b ≤ 0.7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone II_b sont:

h ≥ 30cm

b ≥ 20 cm [2] (RPA 99 v2003)

h/b ≤ 4

$b_{max} \leq 1.5+b_1$

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

Les poutrelles des planchers à corps creux sont parallèles à Y-Y.

Tableau II.8 : prédimensionnement des poutres

	poutres principales	poutres secondaires
Condition de résistance	Lmax= 5.00 m ⇒ 33.33cm ≤ h ≤50cm on adopte h = 40 cm ⇒ 12cm ≤ b ≤28 cm on adopte b = 30 cm	Lmax= 4.25 m ⇒ 28.33cm ≤ h ≤42.5cm on adopte h = 35 cm ⇒ 10.5 cm ≤ b ≤24.5 cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA99	h=40cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.33 ≤ 4	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.16≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1 /16)	(h/L=0.08) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.07) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	**h = 40 cm ; b = 30 cm**	**h = 35 cm ; b = 30 cm**

II.5. Prédimensionnement 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 prédimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation l'état limite ultime (N_U=1,35G+1,5Q).

II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est :

Notation :

P .C.C : Plancher corps creux

PP : Poutres principales

B : Poteau

Ps : Poutres secondaires

-La surface complète :

St = (1.40+0 ,3+1 ,45)(2.35+0 ,3+2.2)

⟹ St =15.28 m²

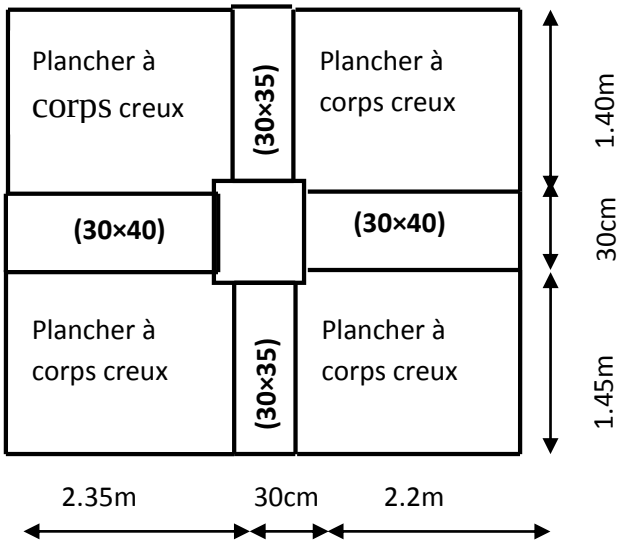


Figure II.10 : surface revenant au poteau le plus sollicité

-La surface du plancher

Sp = (1.40+1,45)(2.3+2,2) ⟹ Sp =12.83 m².

Tableau II.9 : Charges st surcharges revenant au poteau le plus sollicite

poteau de niveau	poids dalles (KN)	Poids des poutres (KN)		poids poteaux (KN)	G (KN)	Q (KN)
		poids PP	poids PS			
5	81.73	13.24	7.34	9.73	112.03	15.52
4	77.75	13.24	7.34	9.73	108.06	23.28
3	77.75	13.24	7.34	9.73	108.06	23.28
2	77.75	13.24	7.34	9.73	108.06	23.28
1	77.75	13.24	7.34	9.73	108.06	23.28
RDC	81.60	13.24	7.34	12.71	114.88	62.08
s sol	77.75	13.24	7.34	16.09	114.41	77.6

II.5.2. Détermination des charges et surcharges revenant à ce poteau :

Calcul de l'effort normal à ELU (NU) : **[4]**

Nu = 1,35G+1,5Q N'u =Nu+10% Nu = 1,1 Nu

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n)$$

Avec :

n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').

Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

-Plancher 5éme étage : Q0 =15.52

-Plancher 4éme étage : Q0 +Q1 =38.80

- Plancher 3éme étage : Q0 +0,95(Q1+Q2) =59.75

- Plancher 2éme étage : Q0 +0,90(Q1+Q2+ Q3) =78.38

- Plancher 1er étage : Q0 +0,85(Q1+Q2+ Q3 + Q4) =94.67

-Plancher RDC : Q0 +0,80(Q1+Q2+ Q3+ Q4+ Q5) =139.68

-Plancher SSOL : Q0 +0,75(Q1 +Q2+Q3+ Q4+ Q5+ Q6)=190

Tableau II.10: Détermination de l'effort normale ultime Nu de chaque niveau

NIVEAU	G (KN)		Q (KN)		Nu (KN)	Nu'(KN)
	niveau	cumulée	niveau	cumulée		
Terrasse	112.03	112.03	15.52	15.52	174.52	191.98
4	108.06	220.09	23.28	38.80	355.32	390.85
3	108.06	328.15	23.28	59.75	532.62	585.89
2	108.06	436.20	23.28	78.38	706.44	777.08
1	108.06	544.26	23.28	94.67	876.76	964.43
RDC	114.88	659.14	62.08	139.68	1099.36	1209.30
S SOL	114.41	773.55	77.6	190.12	1329.47	1462.42

II.5.3. Justification du poteau :

Le poteau est soumis a la compression simple, La valeur de l'effort normal ultime Nu agissent sur le poteau doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\overline{N}_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \, f_{c28}}{0{,}9 \;\; \gamma_b} + \frac{A \;.\; f_e}{\gamma_s} \right] \quad \textbf{[3]}$$ Avec :

Br : Section réduite du poteau.

A : Section d'acier comprimée (A = Amin = $\frac{B}{1000} = \frac{b.h}{1000}$).

α : Coefficient en fonction de l'élancement mécanique ʎ qui prend les valeurs suivante :

$\alpha = \frac{0{,}85}{1+0{,}2(\frac{ʎ}{35}}$ Pour $ʎ \leq 50$

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

ʎ : l'élancement mécanique (ʎ = Lf / i).

Lf =0 ,7 L_0 (Poteau encastré à ces deux extrémité jusqu'à la fondation).

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

L0 : Largeur libre d'un poteau d'un bâtiment comptée entre faces supérieur de deux planchers consécutifs

On prend la section du poteau tell que :

Br = (b -2)(h-2) Section rectangulaire

Br = $\frac{л}{4}(D-2)^2$ Section circulaire

II.5.4. Chois de la section du poteau :

Acier: FeE400 _ Fe =400 Mpa : γ s =1 ,15

Béton : fc28=25MPa ; γ b =1,5

L_0 =3.24 m pour le S-Sol.

L_0 =3.24 m pour le RDC.

L_0 =3,24 m pour les étages supérieur.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.11 : Détermination des sections des poteaux de chaque niveau.

	Section	A	**Lf**	**λ**	**α**	N'u	$\overline{N}_u$	N'u≤ $\overline{N}_u$
	(cm) ²					(KN)		
05	35x35	1225	2.268	22.45	0.79	191.98	1814.93	CV
04	35x35	1225	2.268	22.45	0.79	390.85	1814.93	CV
03	35x35	1225	2.268	22.45	0.79	585.89	1814.93	CV
02	35x35	1225	2.268	22.45	0.79	777.08	1814.93	CV
01	35x35	1225	2.268	22.45	0.79	964.43	1814.93	CV
RDC	40x40	1600	2.268	19.64	0.80	1209.30	2413.55	CV
S-SOL	45x45	2025	2.268	17.46	0.81	1462.42	3093.15	CV

II.5.5. Vérification vis-à-vis du RPA99V 2003 :

Le pré dimensionnement doit respecter les conditions préconisées par le RPA99 pour la zone IIa, le règlement préconise :

$$\text{Min}(b_1, h_1) = 35\,\text{cm} \geq 30\,\text{cm}$$

*S-Sol : min (b1 h1) = $45 \geq \frac{hc}{20}$ =22 ,05 cm (C .V)

* RDC +1er étage : min (b1 h1) = $40 \geq \frac{hc}{20}$ =22 ,05 cm (C.V)

* les autre étages : min (b1 h1) = $35 \geq \frac{hc}{20}$ =22 ,05 cm (C.V)

* $\frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1}$ =1 ≤ 4 (c.v).

Les trois conditions sont vérifiées par conséquent pour le dimensionnement des poteaux on adoptera la section suivante :

Pour Sous sol :

_Section carrée (b*h)= 45*45cm²

RDC et 1er étage :

_ Section carrée (b*h) =40*40cm²

Les autre étages :

_ Section carrée (b*h) =35*35cm²

Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$ $\quad\quad\quad\quad\quad\quad$ $d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$

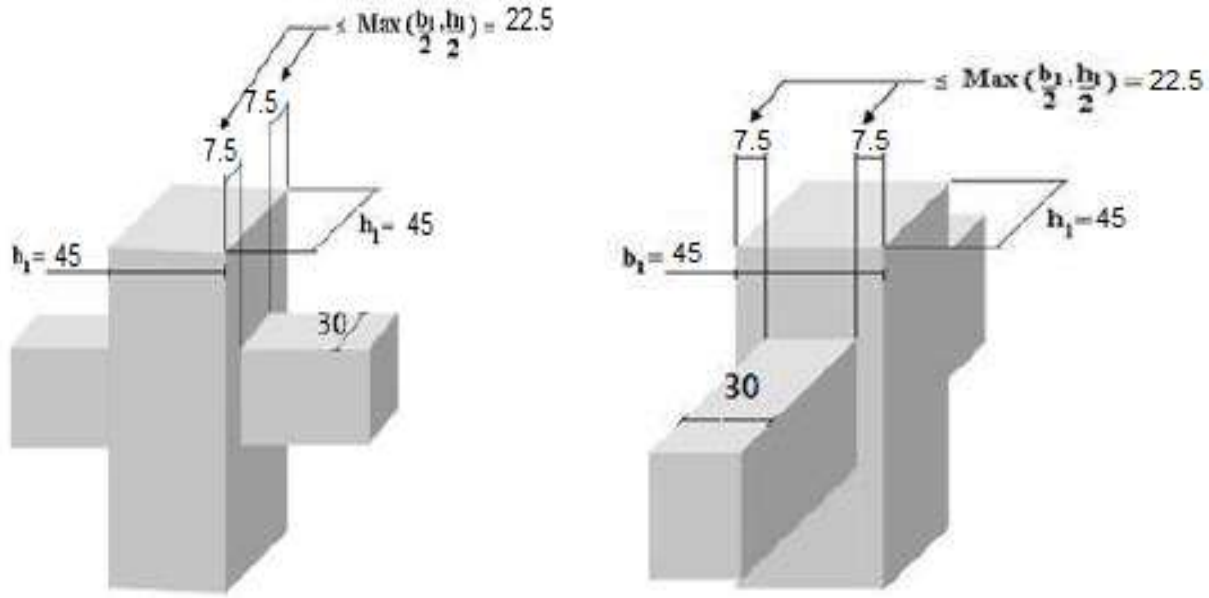
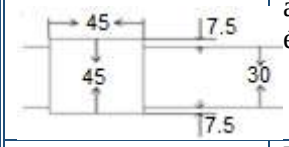
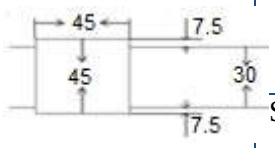


Figure II.11 : les poutres principales et les poutres secondaires

Tableau II.12 : vérification aux zones nodales

schéma	Niveau étage	bmax (cm)	h1 (cm)	b1 (cm)	bmax≤ 1.5h1+b1	d (cm)	Max (b1/2;h1/2)	d ≤ Max (b1/2;h1/2)
	Les autres étages	30	35	35	Oui	2.5	17.5	Oui
	RDC	30	40	40	Oui	5	20	Oui
	S-Sol	30	45	45	Oui	7.5	22.5	Oui

II.6. Prédimensionnement des voiles :

Les voiles de contreventement doivent satisfaire les conditions suivants :

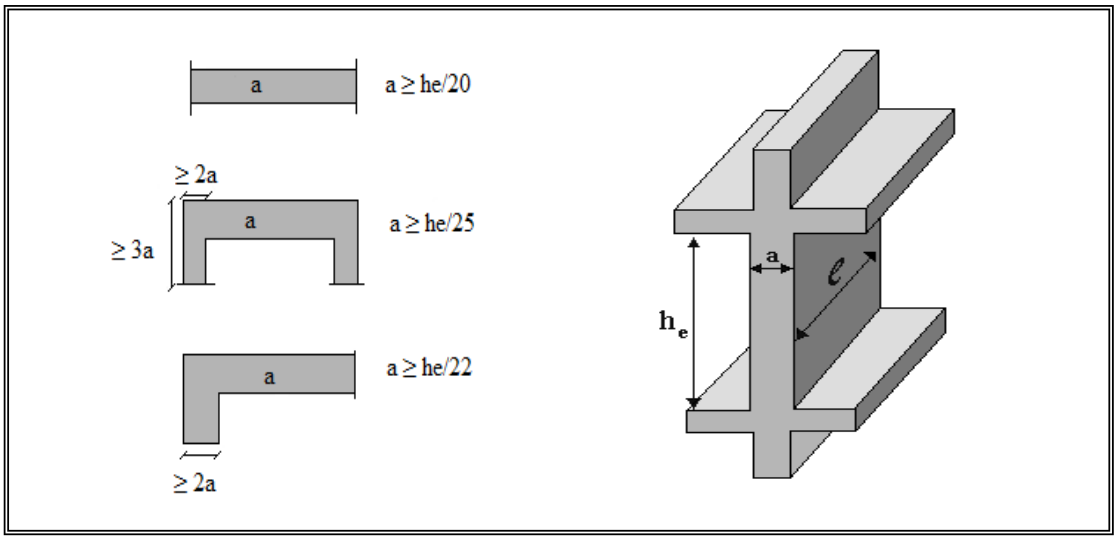


Figure II.12 : Coupe du voile en plan (gauche),Voile en 3D (droite)

$$*a \geq he/20$$

Tableau II.13 : Prédimensionnement des voiles

	RDC	autres étages
Sens porteur	$a \geq 13{,}30\,cm$	$a \geq 13{,}30\,cm$
Sens non porteur	$a \geq 13{,}55cm$	$a \geq 13{,}55\,cm$

$$L \geq 4\ a \qquad (C.V)$$

Avec : L : Largeur de voile

a : Epaisseur de voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm pour les constructions de groupe d'usage 1 et 2 en zone II et III.

Donc d'après le R.P.A 99, on adopte comme épaisseur des voiles a = 15cm.

Donc:

he= 3.24-0.35=2.89m.

a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20)

a ≥MAX(15 cm ; 11.56 cm;13.14 cm;14.45 cm)

a ≥15 cm

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

Pour les voiles du sous-sol, ils servent comme un mur soutènement au sol et en même temps de contreventement, ils sont encastrés sur les quatre côtés et ils travaillent comme une dalle pleine, leurs épaisseurs peuvent être modifiées par la suite.

III.1. L'acrotère :

III.1.1. Définition :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé encastré dans le plancher terrasse du bâtiment et constitue un chaînage périphérique de celle-ci.

III.1.2. Hypothèse de calcul :

L'acrotère est considéré comme une console encastre dans le plancher terrasse.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1 ml de largeur, 10cm d'épaisseur et 60 cm de hauteur.

La fissuration est considéré comme préjudiciable car l'élément est exposé aux intempéries.

Charges sollicitant l'acrotère :

1) Charge permanente :

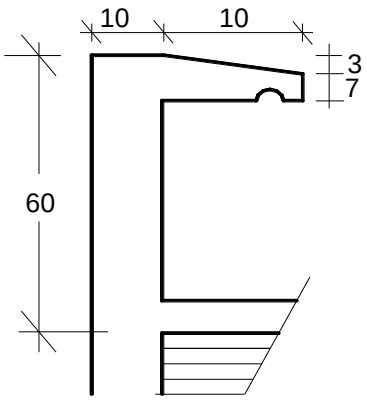


Figure III.1 : Schéma statique de l'acrotère.

S = (0, 6 x 0, 1) + (0, 07 x0, 1) + (0, 03 x 0, 2)/2

S = 0, 07 m²

G = 0, 07 x 25 x1 = 1,75

G = 1, 75 KN.

2) Surcharge exploitation :

Q = 1,00 KN/ml x 1 m = 1 KN (due à la main courante).

Q=1 KN.

III.1.3. Calcul des efforts :

L'acrotère est soumis à la flexion composée (N, M, V).

Détermination des armatures A et A' en flexion simple :

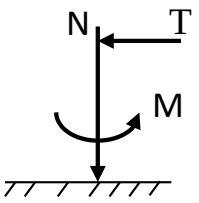
Données : σ_{bc} = 14,20 Mpa ; σ_s = 348 Mpa

f_{c28} = 25 Mpa ; γ_s = 1.15 ; FeE 400

1] L'ELU :

- Effort normale :

$N_u = 1,35\ G = 1,35 \times 1,75 = 2,36$ KN.



- Moment d'encastrement :

$M_u = 1,5\ Q\ h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9$ KN.m.

- Effort tranchant :

$V_u = 1,5\ Q = 1,5 \times 1 = 1,5$ KN.

2] L'ELS :

- Effort normale : $N_{ser} = G = 1,75$ KN.

- Moment d'encastrement :

$M_{ser} = Q\ h = 1 \times 0,\ 6 = 0,6$ KN.

-Effort tranchant : $V_{ser} = Q = 1$ KN.

Calcul de ferraillage de l'acrotère :

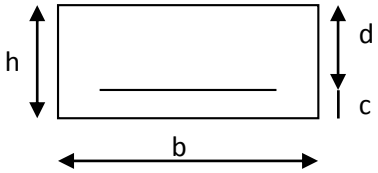
Le calcul se fera pour une section rectangulaire (100 x 10) cm² soumise à la flexion composée.

Données :

b = 100 cm ; c = c' = 2 cm

h = 10 cm ; d = 8 cm

$N_u = 2,36$ KN ; $M_u = 0,9$ KN



Calcul de l'excentricité « e_0 » :

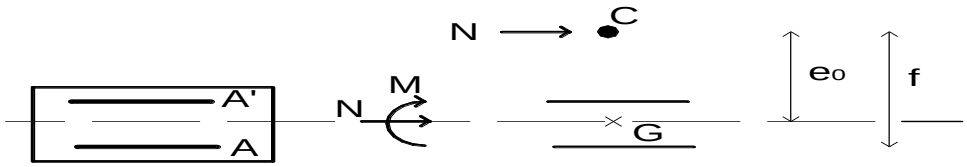
$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_0 = 0,381\ m = 38.1\ cm$$

$$\frac{h}{2} - C' = \frac{10}{2} - 2 = 3\ cm$$

$$\Rightarrow e_0 > \frac{h}{2} - C'$$

Donc La section est partiellement comprimée car le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone limitée par les armatures.

Calcul du moment de flexion « M_f » :



$$\sum M = 0 \rightarrow M_f - N_u \left(e_0 + \frac{h}{2} - C'\right) = 0$$

Soit $f = e_0 + \frac{h}{2} - C'$

$$M_f = N_u \cdot f$$

$$= 2{,}36 \times \left(0{,}381 + \frac{0{,}1}{2} - 0{,}02\right) \rightarrow M_f = 0{,}970 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \sigma_{bc}} \rightarrow \mu = \frac{0{,}970 \cdot 10^6}{14.20 \cdot 1000 \cdot 80^2} = 0{,}011$$

$$\mu = 0{,}011 < \mu = 0{,}392 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{d'ou:} \begin{cases} \alpha = 0{,}015 \\ \beta = 0{,}994 \end{cases} \rightarrow y = \alpha \cdot d = 0{,}015 \cdot 8 = 0{,}12 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot b \cdot \sigma_s} = \frac{0{,}970 \cdot 10^6}{0{,}994 \cdot 348 \cdot 80} = 35{,}05 \text{ mm}^2$$

N : est un effort de compression.

$$A = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 35.05 - \frac{2{,}36 \cdot 10^3}{348} = 28{,}27 \text{ mm}^2$$

Donc : A = 28.27 mm² = 0.2827 cm² > 0

A = 0.2827 cm² ; A' = A'_1 = 0

Condition de non fragilité :

$A_1 \geq A_{min} = B/1000 = 1 \text{ cm}^2$, il faut que $A > A_{min}$

A = 0,2827 cm² < A_{min} = 1 cm²

Donc : A = A_{min} = 1 cm²

Nous prenons une section d'armature de A = 5 T 8 / ml

Avec un espacement S_t = 20 cm.

III.1.4. Vérification à l'ELS :

L'effort normal est un effort de compression, donc nous devons vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq \frac{I_G}{B_0 \cdot \nu_2}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,75} = 0,312 \text{ m}$$

$$= 31.20 \text{ cm}$$

$B_0 = b \cdot h + 15 (A' + A) = 100 \cdot 10 + 15 (2,01)$

$= 1030,15 \text{ cm}^2$ avec $A' = 0$

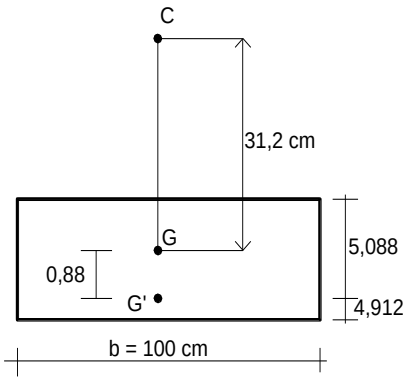
$$\nu_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{b\,h^2}{2} + 15\,(A'.C' + A.d)\right] \rightarrow \nu_1 = 5,088 \text{ cm}$$

$\nu_2 = R - \nu_1 \rightarrow \nu_2 = 10 - 5,088 \rightarrow \nu_2 = 4,912$ cm

$$C = \frac{R}{2} - e_0 \rightarrow C = \frac{10}{2} - 31,2 \rightarrow C = -26,20 \text{ cm}$$

$$I_G = \frac{b}{3}(\nu_1^3 + \nu_2^3) \rightarrow 15\left[A'(\nu_1 - C')^2 + A(\nu_2 - C)^2\right]$$

$I_G = 3,7522. 10^4 \text{ cm}^4$



G'C = 31,20 + 0,88 → G'C = 32,08 cm.

$M_{G'} = N_{Ser} \cdot G'C = 1,75 \cdot 32,08 \rightarrow M_{G'} = 0,5614$ KN.m

Donc:

$$\frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 31,20 \text{ cm} \geq \frac{I_G}{B_0 \cdot \nu_2} = 7,41 \text{ cm.} \qquad \text{(C.V)}$$

→ Nous avons une section partiellement comprimée.

Comme la fissuration est préjudiciable, nous devons vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b \le \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \le \overline{\sigma}_s \end{cases} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15\ \text{MPa} \\ \overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e = 266{,}66\ ; 202 \right] \text{MPa} = 202\ \text{MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = K . y_1 \\ \sigma_s = 15\, K . (d - y_1) \end{cases} ; \quad \begin{cases} K = \dfrac{N_{Ser}}{S_{xx}} \\ y_1 = y_2 + C \end{cases}$$

y_2 : est l'une des solutions de l'équation du 3ème degré suivante :

$$y_2^3 + P . y_2 + q = 0 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (*)$$

$$\begin{cases} P = -3\, C^2 + 90 (\dfrac{A'}{B}) (C - C') + 90 (\dfrac{A}{B}) (d - C) \\ q = -2\, C^3 - 90 (\dfrac{A'}{B}) (C - C') - 90 (\dfrac{A}{B}) (d - C)^2 \end{cases}$$

Comme A' = 0 alors :

$$\begin{cases} P = -3\, C^2 + 90 (\dfrac{A}{B}) (d - C) \\ q = -2\, C^3 - 90 (\dfrac{A}{B}) (d - C)^2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} P = -2121{,}19\ \text{cm}^2 \\ q = 33853{,}58\ \text{cm}^2 \end{cases}$$

d'ou l'équation (*) devient :

$$y_2^3 + 2121{,}19\ y_2 + 33853{,}58 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne :

$$y_2 = \begin{cases} -52{,}58 \\ 33{,}18 \\ 19{,}40 \end{cases} \quad \text{cm}$$

Comme y2 doit être comprise entre :

$-C < y_2 < h - C \rightarrow 26{,}20 < y_2 < 36{,}20$

Alors : $y_2 = 33{,}18$ cm $\rightarrow y1 = 33{,}18 + (- 26{,}20) = 6{,}98$ cm.

On trouve que $y_1 = 6{,}98$ cm $< d = 8$ cm (C.V).

Vérification des contraintes :

Nous avons :

$$S_{xx} = \left[\frac{b\, y_1^2}{2} + 15 (A (d - y_1) \right] = 24{,}05\ \text{cm}^3$$

$$K = \frac{1{,}75 . 10^3}{24{,}05 . 10^3} = 0{,}07\ \text{N/mm}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 0{,}073 . 69{,}80 & \rightarrow \quad \sigma_b = 5{,}08\ \text{MPa} < \overline{\sigma}_b \quad \text{(C.V)} \\ \sigma_s = 15 . 0{,}073 . (80 - 69{,}80) & \rightarrow \quad \sigma_s = 11.17\text{MPa} < \overline{\sigma}_s \quad \text{(C.V)} \end{cases}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier : $\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$

Nous avons : v_u = 1,5 KN ; Mu = 0,9 KN.m ; fc28 = 25 Mpa

$$T_u = v_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \rightarrow T_u = 1,5 - \frac{0,9}{0,9 \cdot 0,08} = -11\,KN < 0$$

→ Les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

$$\bar{\tau}_u = \min\left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\,MPa \right] = 2,5\,MPa$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} = \frac{1,5\ 10^3}{1000 \cdot 80} = 0,0187\ MPa$$

Donc : $\tau_u = 0,0187\ MPa \leq \bar{\tau}_u = 2,5\,MPa$ (C.V)

Vérification au séisme :

L'acrotère est un élément de structure secondaire, elle doit être calculée sous l'action des forces horizontales (séisme local) par la formule suivante :

$F_p = 4. A. C_p. w_p$

avec : A = 0,15 (zone sismique IIa, groupe d'usage 2)

C_p = 0,8 (facteur de force horizontale pour les éléments secondaire, pour la zone sismique et groupe d'usage approprié).

w_p = 1,814 KN (poids de l'acrotère pour une bande de 1 m de largeur pour la zone sismique et groupe d'usage approprié)

Donc : $F_p = 4. 0,15. 0,8. 1,814$ → $F_p = 0.871$ KN < V_u = 1,5 KN.

L'acrotère résiste à la force sismique.

III.1.5. Conclusion :

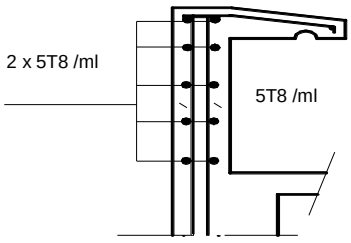


Figure III.2 : Ferraillage de l'acrotère.

III.2. L'escalier :

III.2.1. Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

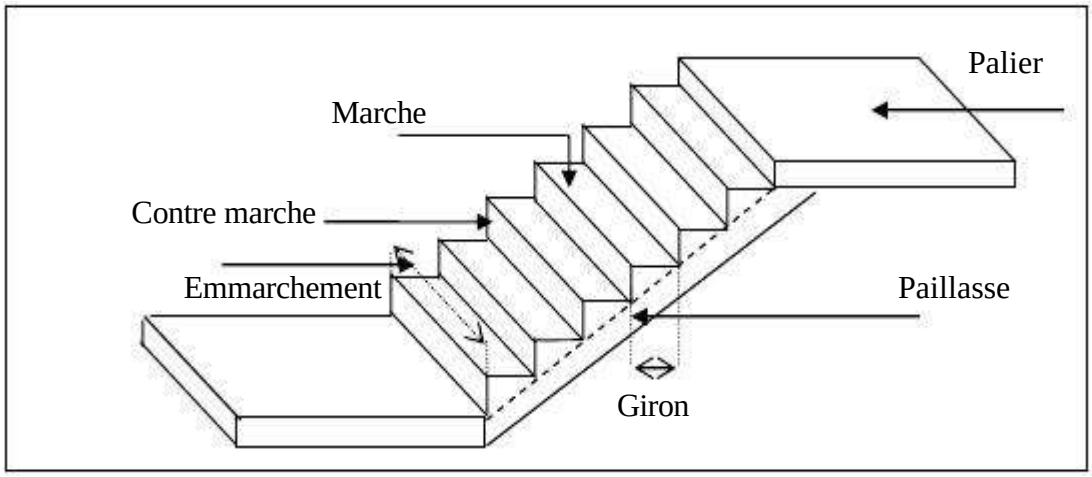
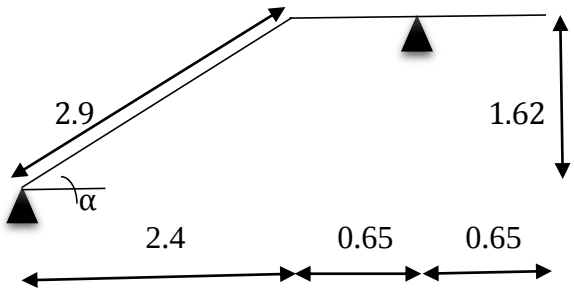


Figure III.3 : Schéma d'un escalier

Calcul d'escalier (étage courant) :

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

H=1.62 m , L=2.4 m



Figire III.4Schema statique d'escalier

Détermination de l'épaisseur de l'escalier:

tg α = H / L = 1.62/2.4 = 0.675

donc : ***α =34.01°***

$L_0 = \sqrt{1.62^2+2.4^2} = 2.9$ m

L_{TOTAL}=2.9+1.3 =4.2 m

L/35 ≤ ep ≤ L/30 ⇔ 0.12 ≤ ep ≤ 0.14. On choisit e_{palier}= $e_{paillasse}$=15 cm

Dimensionnement des marches et contre marches :

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h), on utilise la formule de « Blondel » :

59 cm ≤ g+2.h ≤ 66 cm

On prend : g+2h=66

$2.\frac{H}{n}+\frac{G}{n-1}=66$

2.H.(n-1)+G.n=66.n(n-1)

66.n^2-(66+2.H+G).n+2H=0

66.n^2-630.n+324=0

La résolution de l'équation donne :

n1=9, n2= 0.55.

On adopte : **n=9** ; h=H/n=162/9=18 cm, et g=G/ (n-1)=240/8=30 cm.

On choisit **g=30cm, h=18cm et e_{palier}= $e_{paillasse}$=15 cm.**

III.2.2. Evaluation des charges :

Charge permanente (paillasse) :

Tableau III.1 :La charge permanente de paillasse

N°	Composant	Epaisseur	Poids volumique	Poids surfacique
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.04	19	0.76
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Poids propre de paillasse	e/cos α	24.5166	4.41
5	Poids de marche	h/2	24.5166	2.21
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
La charge permanente G (KN/m^2)				8.58

Charge permanente de palier :

Tableau III.2:La charge permanente de palier

N°	composant	Epaisseur	Poids volumique	Poids surfacique
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.04	19	0.76
4	Poids propre de palier	0.15	24.5166	3.67
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.39
La charge permanant G (KN/m^2)				5.64

Charge d'exploitation :

Charge d'exploitation de palier Q_{palier}=2.5 KN/m^2.

Charge d'exploitation de paillasse $Q_{paillasse}$=2.5 KN/m^2.

Détermination des sollicitations :

- ***ELU : P_{ELU} = 1,35G+1,5Q***
- ***ELS : P_{SER} = G+Q***

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.3 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN)	Q(KN)	ELU	ELS
			1,35.G+1,5.Q (KN/m^2)	G+Q (KN/m^2)
Paillasse	8.58	2.5	15.33	11.07
Palier	5.64	2.5	11.36	8.14

G_{mur} = 2.52 x 1.62 x 1 ml = 4.08 KN

A ELU : Pu_{mur} =1.35 x G = 5.51 KN A ELS : $Pser_{mur}$ = G = 4.08 KN

Détermination des efforts :

1) Etat Limite Ultime :

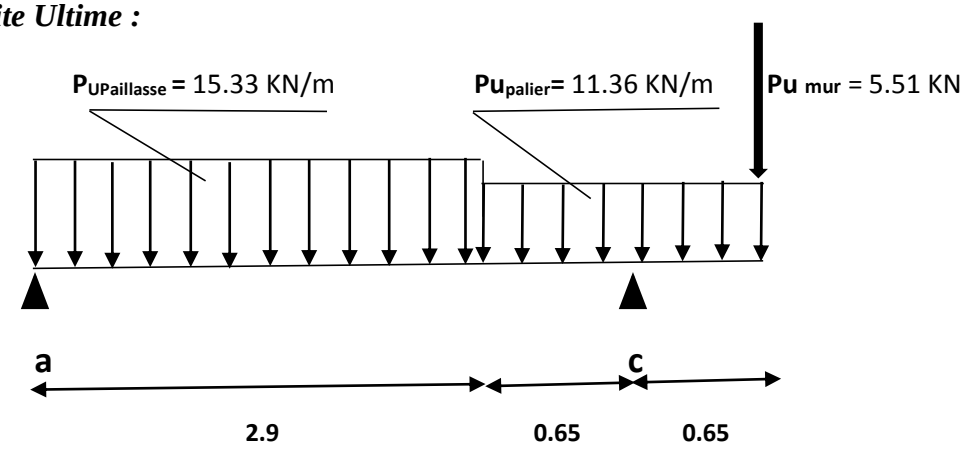


Figure III.4 :Schéma statique de l'escalier à ELU

Les équations d'équilibres donnent :

$$\begin{cases} R_{a\,U} = 25.29\ KN \\ R_{c\,U} = 39.45\ KN \end{cases}$$

Les équations d'équilibres donnent :

$$\begin{cases} R_{a\,U} = 25.29\ KN \\ R_{c\,U} = 39.45\ KN \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$\begin{cases} \text{Pour } 0 \le x \le 2.9 \text{ m} : Mf(x) = Ra.x - Pu_{paillasse}.(x^2)/2 \\ \text{Pour } 0 \le x \le 0.65 \text{ m} : Mf(x) = Ra.(2.9+x) - 2.9Pu_{paillasse}.(1.45+x) - Pu_{Palier}.(x^2)/2 \\ \text{Pour } 0 \le x \le 0.65 \text{ m} : Mf(x) = Ra.(3.55+x) - 2.9Pu_{paillasse}.(2.1+x) + Rc.x - Pu_{Palier}\,(0.65+x)^2/2 \end{cases}$$

$\frac{dM(x)}{dx}$= T(x)=0 ⇔ x= 1.55 m

T_{max} (x=1.55m)=26.55KN M_{max}=(x= 1.65 m)=20.87 KN.m .

On concéder les appuis comme des semi encastrement. [8]

M_A= 0.5Mmax= 10.43KN.m ; M_C= 0.5Mmax = 10.43KN.m

et M_t=0.85 Mmax = 17.74 KN.m

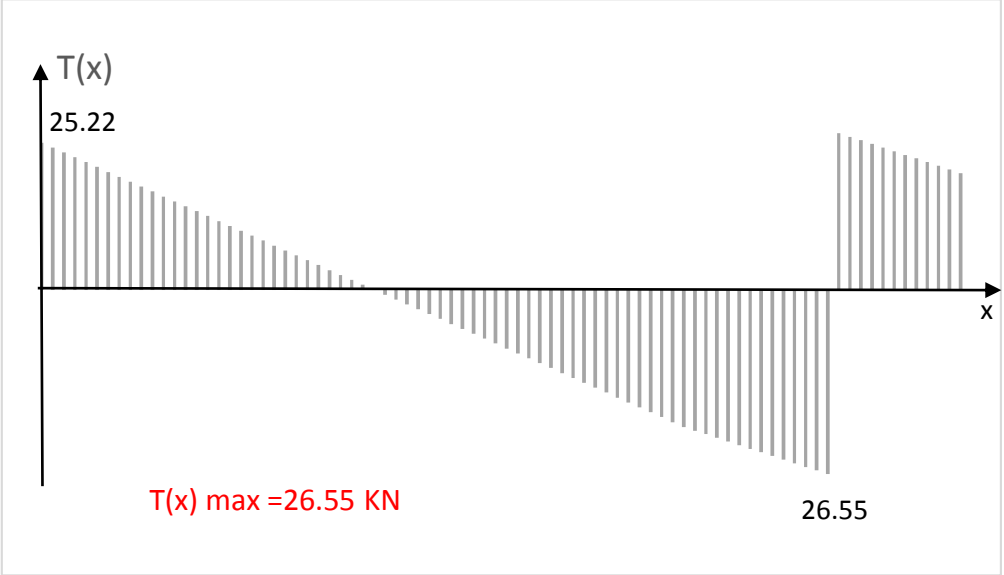


Figure III.5 :Diagramme d'effort tranchant à ELU

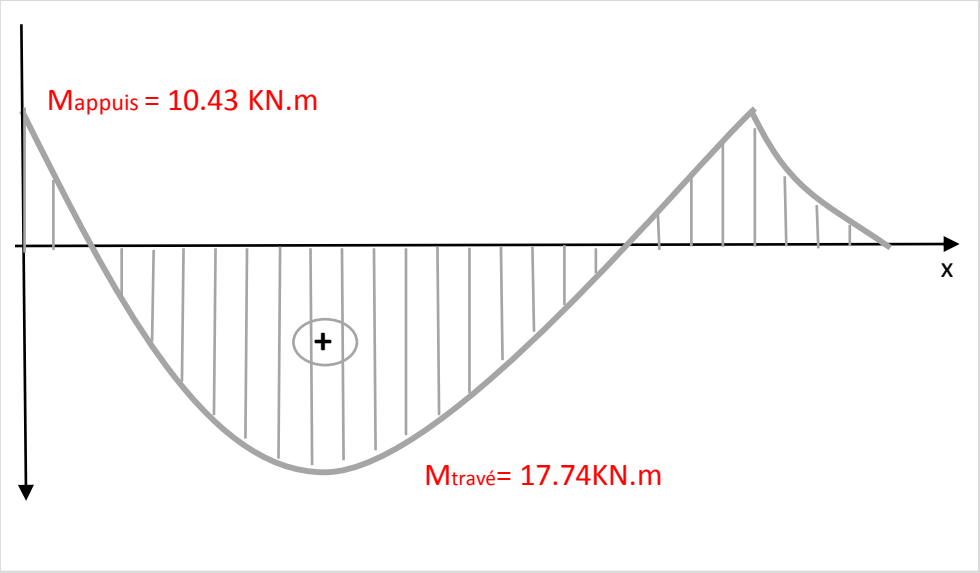


Figure III.6 :Diagramme du moment fléchissant à ELU.

1) *Etat Limite Servies :*

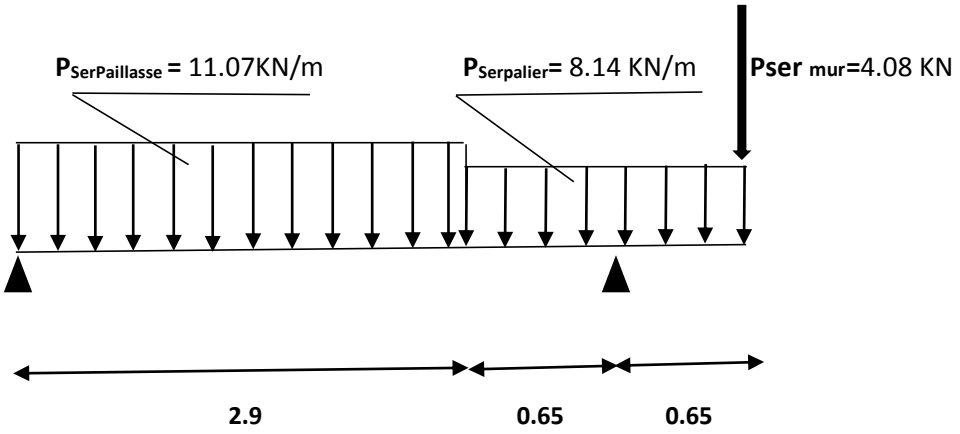


Figure III.7 :Schéma statique de l'escalier à ELS.

Les équations d'équilibres donnent :

$$\begin{cases} R_{a\ Ser} = 18.26KN \\ R_{c\ Ser} = 28.53KN \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$\begin{cases} \text{Pour } 0 \le x \le 2.9 \text{ m} : T(x) = Ra - P_{Serpaillasse}.x \\ \text{Pour } 0 \le x \le 0.65 \text{ m} : T(x) = Ra - 2.9P_{Serpaillasse} - P_{SerPalier}.x \\ \text{Pour } 0 \le x \le 0.65 \text{ m} : T(x) = Ra - 2.9P_{Serpaillass} - P_{SerPalier}(0.65+x) + Rc \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$\begin{cases} \text{Pour } 0 \le x \le 2.9 \text{ m} : Mf(x) = Ra.x - P_{Serpaillasse}.(x^2)/2 \\ \text{Pour } 0 \le x \le 0.65 \text{ m} : Mf(x) = Ra.(2.9+x) - 2.9P_{Serpaillasse}.(1.45+x) - P_{SerPalier}.(x^2)/2 \\ \text{Pour } 0 \le x \le 0.65 \text{ m} : Mf(x) = Ra.(3.55+x) - 2.9P_{Serpaillasse}.(2.1+x) + Rc.x - P_{SerPalier}(0.65+x)^2/2 \end{cases}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 0 \Leftrightarrow x = 1.55m$$

T_{max} =(x = 3.55 m) =19.16 KN .

M_{max}= (x= 1.55m)=15.05 KN.m .

On concéder les appuis comme des semi encastrement.

M_A= 0.5Mmax=7.52 KN.m ; M_C= 0.5Mmax =7.52 KN.m

et Mt=0.85 Mmax = 12.79 KN.m

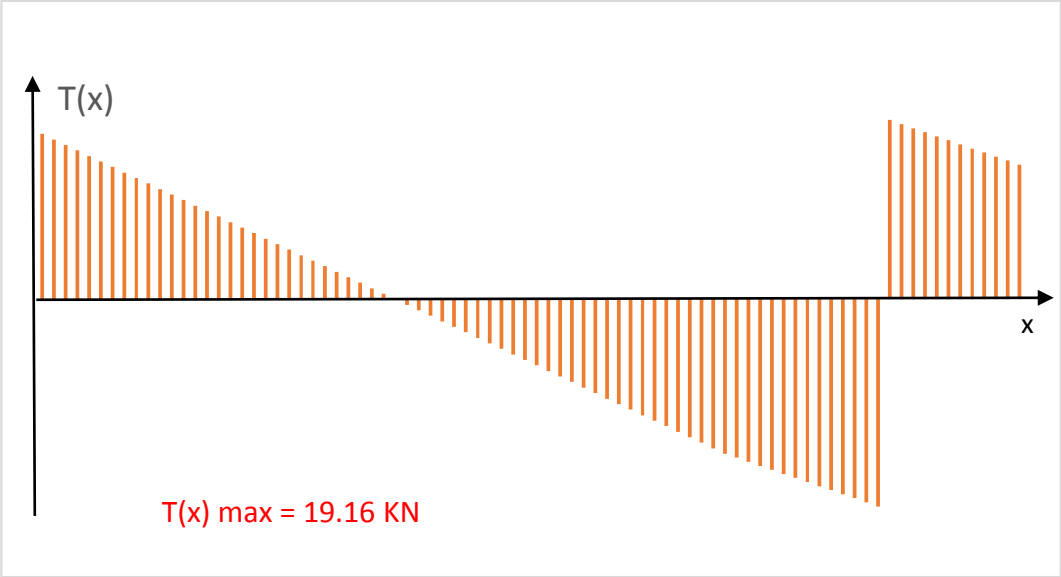


Figure III.8 :Diagramme d'effort tranchant à ELS

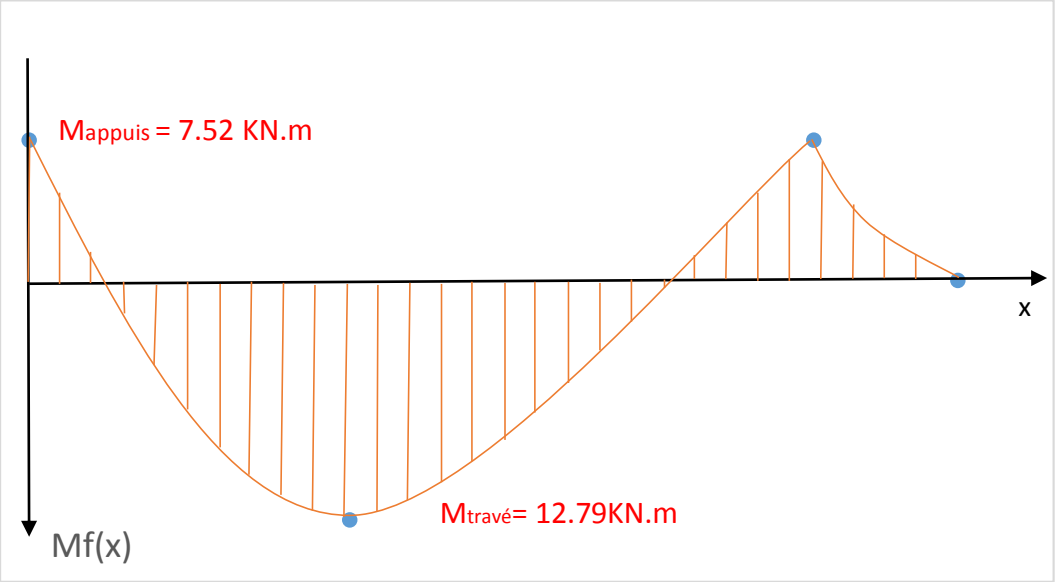


Figure III.9 :Diagramme du moment fléchissant à ELS

Tableau III.4:Les efforts maximaux

	Moment max en travée (KN.m)	Moment max aux appuis (KN.m)	L'effort tranchant max(KN)
E.L.U	17.74	10.43	26.55
E.L.S	12.79	7.52	19.16

III.2.3. Calcul du ferraillage :

Le ferraillage sera fait en flexion simple avec (b.h) = (100. 15) cm^2.

Tableau III.5 :Les données

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

Le calcul du ferraillage s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Les résultats obtenu est :

Tableau III.6 :Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min}(cm^2)	A_{adopt}(cm^2)	A_{adopt}(cm^2)
En travée	17.74	0.080	0.958	4.26	0	1,5	4HA 12	4.52
En appuis	10.43	0.047	0.9765	2.46	0	1.5	3 HA 12	3.39

Armature de répartition *:*

Ar = A/4

En travée : Ar= $\frac{4.52}{4}$ ⇨ Ar=1.13cm^2 on adopte : Ar =3 HA10 /ml

Aux appuis : Ar= $\frac{3.39}{4}$ ⇨ Ar= 0.85cm^2 on adopte : Ar =3 HA10/ml

Condition d'espacement :

Pour les armatures longitudinales :

$$S_t = \frac{100}{4} \le \overline{S_t} = Min\ [3h;33] = 33cm$$ St = 25 cm < 33 cm

Pour les armatures transversales :

$$S_t = \frac{100}{3} \le \overline{S_t} = Min\ [4h;45] = 45cm$$ St = 33.33cm < 45 cm

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \le \bar{\tau}_u = 0,07\frac{f_{c28}}{1,5} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16\ MPa$$

$$\tau_u = \frac{26.55.10^3}{1000.130} = 0,21MPa \qquad \tau_u = 0,21\,MPa \le \bar{\tau}_u = 1.16\,MPa$$ (c.v)

III.2.4. Vérification à l'Etat Limite de Service :

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

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

Tableau III.7 :Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	4.52	3.39
M_{ser} (KN.m)	12.79	7.52
Y (cm)	$50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow$ Y=7.89	$50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow$ Y=7.28
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow$ $I=17863.67x10^4$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow$ $I=14265.65x10^4$
$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	15	
$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=5.66$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=3.84$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	CV	CV

Vérification de la flèche :

Vérification de la flèche de la paillasse avec le palier :

$$\frac{h}{L}=\frac{0,15}{3.55}=0,042 \leq 0,059 \text{..... ....(C.N.V)}$$

$$\rho=\frac{A}{b.d}=0,003<0.009 \text{..... ....(C.V)}$$

$$\frac{h}{L}=0,042 \geq 0,040 \text{ ....(C.N.V)}$$

Deux conditions ne sont pas vérifier, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

D'après le ***BAEL91*** (1) la flèche totale est : $\Delta f = f_v - f_i \leq \overline{f}$.

$$\begin{cases} fv=\frac{M_{ser}\times L^2}{9Ei\times Ifv} & \text{(Flèche due aux charges de longue durée)} \\ fi=\frac{M_{ser}\times L^2}{9Ei\times Ifi} & \text{(Flèche due aux charges instantanées)} \end{cases}$$

$\bar{f}$ *: la flèche admissible*

$$\begin{cases} \bar{f} = \frac{L}{500} & \text{si} \quad L< 5 \text{ m.} \\ \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5\text{cm} & \text{si} \quad L>5 \text{ m.} \end{cases}$$

Avec : L= 3.55 m.

Moment d'inertie de la section totale homogène *Io* :

$$I_0 = \frac{b}{3}\left[Y^3 + (h-Y)^3\right] + nA_S(Y-d)^2$$

$$\begin{cases} If_i = \dfrac{1.1I_0}{1+\lambda_i\mu} \\ If_v = \dfrac{1.1I_0}{1+\lambda_v\mu} \end{cases}$$ *Moments d'inertie fictifs.*

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05\,ft_{28}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)\rho} \quad ; \quad \mu = 1 - \frac{1.75\,ft_{28}}{4\rho\sigma_S + ft_{28}}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02\,ft_{28}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i \quad ; \quad \rho = \frac{A_S}{b.d} \quad ; \quad \sigma_S = \frac{M_{ser}}{\beta_1.d.A_S} \ .$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.8 :Calcul des moments d'inertie fictifs

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	δ	λi	λv	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	σ_s (Mpa)
Poutre	12.79	452	0.0036	5.81	2.32	0. 33	58831.52	22266.1	36719.1	233.1

Donc :

$$\begin{cases} f_v = 0.57 \text{ cm} \\ f_i = 0.31 \text{ cm} \end{cases}$$

$\Delta f = f_v - f_i = 0.26$ cm

$f = \frac{L}{500} = \frac{355}{500} = \mathbf{0.71\ cm}$

$\Delta f = 0.26\text{cm} < \bar{f} = 0.71$ cm ..... C.V

Vérification de la flèche de palier (console) :

$$\frac{h}{L}=\frac{0,15}{0.65}=0,23 \geq 0,10 \text{..... .... (C.V)}$$

$$\rho=\frac{A}{b.d}=0,003<0.011 \text{..... ....(C.V)}$$

$$\frac{h}{L}=0,23 \geq 0,050 \text{ ....(C.V)}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

III.2.5. Etude de la poutre palière :

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

La longueur de la poutre : L = 2.9 m

Pré dimensionnement :

On prend : b x h = (30 x 35) cm²

Vérification des conditions (RPA99) :

$$\begin{cases} h=35 \text{ cm}>30 \text{ cm} \text{ ....(c.v)} \\ b=30 \text{ cm}>20 \text{ cm} \text{ ....(c.v)} \\ h/b=1.66 \text{ cm}\leq 4 \text{ ....(c.v)} \end{cases}$$

Charges et surcharges :

A l'ELU :

Poids propre : 2.57 KN/ml

Réaction transmise : R = 39.45 KN/ml

P_u = 1.35 x 2.57 + 39.45 → P_u = 42.93 KN/ml

A l'ELS :

Réaction transmise : R = 28.53KN/ml

P_{ser} = 2.57 + 28.53 → P_{ser} = 31.10 KN/m

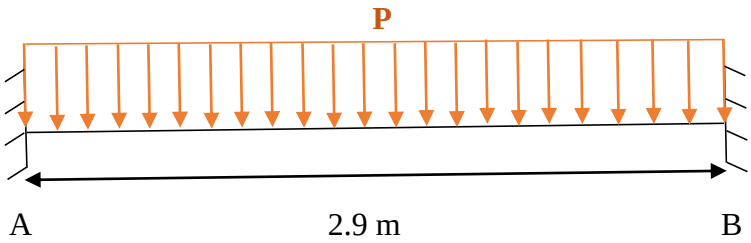


Figure III.10 :Schéma statique de la poutre

III.2.6. Calcul des efforts :

On a :

$R_A=R_B=\frac{Pl}{2}$; $M_{appuis}=M_A=M_B=\frac{Pl^2}{12}$; $M_{travé}=\frac{Pl^2}{24}$

Tableau III.9 :Efforts de la poutre palière

	T (KN)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
ELU	62.24	15.04	30.08
ELS	45.10	10.90	21.80

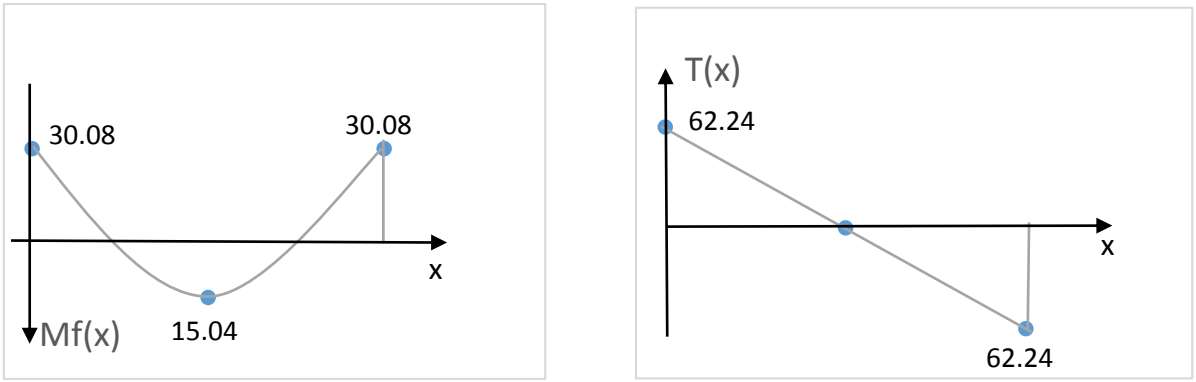


Figure III.11 :Diagramme des efforts internes a ELU

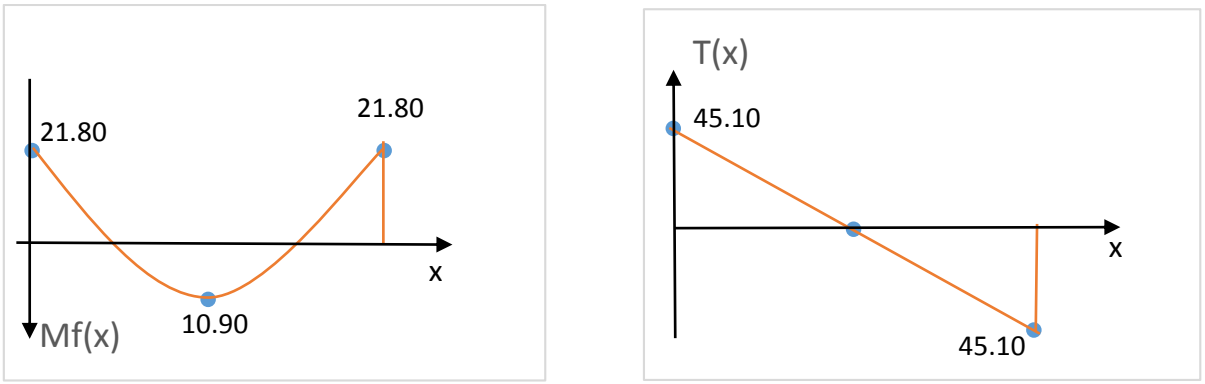


Figure III.12 :Diagramme des efforts internes a ELS

III.2.7. Calcul de ferraillage :

Le ferraillage sera fait en flexion simple avec (b.h) = (30.35) cm^2.

Tableau III.10 :Les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b =1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c= 2.5 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 30 cm	h= 35 cm	d=32.5 cm
Acier	FeE400	F_e=400MPa	γ_s = 1,15	σ_s = 348 MPa

Le calcul du ferraillage s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Les résultats obtenu est :

Tableau III.11:Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min}(cm²)	A_{adopt}(cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	15.04	0.033	0.9835	1.37	0	1,05	3HA 12	3.39
En appuis	30.08	0.070	0.964	2.79	0	1.05	3 HA 12	3.39

III.2.8. Vérification à l'ELS :

Il faut que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ (CBA 95) ; $\sigma_b = k \cdot y_1$

$\overline{\sigma}_b = 0.6\, f_{t28} = 15\ MPa$

Comme la fissuration est peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues (CBA93).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.12 :Vérification à l'ELS

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	Vérification
En travée	10.90	18.13	70093.12	2.82	C.V
En appui	21.80	18.13	70093.12	5.64	C.V

RPA 99 Version 2003 :

Amin = 0,5% b×h

Amax = 4% b×h zone courante

Amax = 6% b×h zone de recouvrement

Tableau III.13 :Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière.

	$\sum A(cm^2)$	A min=5,25 cm^2	A max=42 cm^2	Correction
Travées	6,78	C.V	C.V	**3HA12=**3,39cm^2
appuis		C.V	C.V	**3HA12=**3,39cm^2

Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min(0{,}2\, f_{c28}/\gamma_b \;;\; 5\,\text{MPa}) \quad \rightarrow \quad \bar{\tau}_u = 3{,}33\,\text{MPa}$$

T_{max} = 62.24 KN

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = 0{,}64\,\text{MPa} < \bar{\tau}_u \text{ ..... (C.V).}$$

Vérification de compression dans la bielle de béton :

$$V \le 0.4ab\, f_{c28}/\gamma_b = 0.4 \times 255 \times 300 \times 25/1.5 = 510\,\text{KN}$$

$$a = \text{Min}[b - c - 2;\, 0.9d] = \text{Min}[25.5\,\text{cm};\, 28.98\,\text{cm}] = 25.5\,\text{cm}$$

$$\mathbf{V_u = 62.24KN < V_{max} = 510KN} \text{ ..... (CV).}$$

Vérification au voisinage de l'appui :

Vu + Mu/ 0.9*d = 62.24 – 30.08/0.9* 0.325 = -41.61 < 0

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

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

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

σ_m = $62.24.10^3$/ 255x350 = 0.81 MPa

$$\bar{\sigma}_m = 1.3x25/1.5 = 22.5\,\text{MPa}$$

$$\mathbf{\sigma_m = 0.82\,MPa < \bar{\sigma}_m = 22.5\,MPa} \text{ ..... (CV)}$$

Armatures transversales :

$$\varphi_t = \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 1\,\text{cm};\ \varphi_l = 10\,\text{mm};\ \frac{b_0}{10} = 3\,\text{cm}\right]$$

On choisit :

$$\varphi_t = 8\,\text{mm} < 10\,\text{mm} \qquad a_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0{,}5\,\text{cm}^2$$

Donc on adoptera : $A_t = n_t.a_t$=2 HA 8 = 1.01 cm².

Vérification du R.P.A 99 V 2003 :

$$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b$$

Zone nodale : $S_t \le \overline{S}_t = Min\left[\frac{h}{4} = 8.75\,cm\,;12\varphi_t = 9.6\,cm\right]$

Zone courant : $S_t \le \overline{S_t} = \frac{h}{2} = 17.5cm.$

$$\begin{cases} \overline{S}_t = 8.75\,cm & (zone\,nodale) \\ \overline{S}_t = 17.5\,cm & (zone\,courante) \end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes : $\begin{cases} S_t = 10\,cm & (zone\,nodale) \\ S_t = 15\,cm & (zone\,courante) \end{cases}$

On a $A_t = 1.01\ cm^2$.

$S_t = 7\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0,9\,cm^2$

$S_t = 15\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 < A_{t\,min} = 0.003 \times (15) \times (30) = 1,35 cm^2$

$S_t \le \overline{S}_t$ Pour les deux zones

Pour la zone courante $A < A_{min}$, donc on retiendra : A_t = 3 HA 8 = 1.51 cm².

Et on procédera à la vérification des paramètres suivants :

1- $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \ge \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\,f_{t28}.k\right)}{0.9.\,f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$ [1], avec k = 1 (flexion simple) et : α=90°

Zone nodale : $\frac{1,5 \times 10^2}{250 \times 100} = 0,005 \ge \frac{1.15(0.6 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = -9.58.10^{-5}$

Zone courante : $\frac{1.5 \times 10^2}{250 \times 150} = 0,003 \ge \frac{1.15(0.6 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = -9.58.10^{-5}$

2- $A_t \ge A_{min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e}$ [1]

Zone nodale : $A_t = 1.5\,cm^2 \ge A_{min} = \frac{0,4 \times 300 \times 100}{400} = 0,3\,cm^2$

Zone courante : $A_t = 1.5\,cm^2 \ge A_{min} = \frac{0.4 \times 300 \times 150}{400} = 0.345\,cm^2$

Vérification de la flèche :

$\frac{h}{L} > \frac{1}{17} \rightarrow 0,12 > 0,059$..... ....(C.V)

$\frac{A}{b.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow 0.0014 < 0.009$..... ....(C.V)

$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10\,M_0} \rightarrow 0,12 > 0,085$ ....(C.V)

Les trois conditions sont remplies, donc la flèche est vérifiée.

III.3. Les poutrelles :

Le plancher adopté à une hauteur de 21 cm (16+5) pour l'étage courant et de 25 cm (20+5) pour le plancher du sous-sol, il est constitué par des corps creux reposants sur des poutrelles préfabriquées coulées sur place.

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

III.3.1. Première étape : (avant coulage)

Le calcul se fait en considérant que les poutrelles sont appuyées sur les Poutres.

Evaluation des charges et des surcharges :

Les charges permanentes :

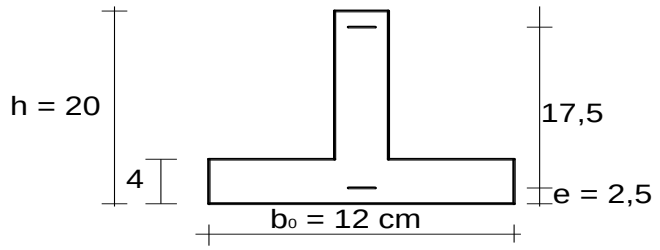


Figure III.13 :Dimension de la poutrelle

	25. 0,04. 0,12 =	0,12 KN/ml
Poids corps creux :	0,65. 1 =	0,65 KN/ml
	G =	0,77 KN/ml

La charge d'exploitation :

Q = max
- 1 KN — au milieu de la travée
- 0,5 N/ ml — de portée

$$Q = \max \begin{cases} 1\ KN \\ 0{,}5 \times (4.25) = 2.13\ KN \end{cases}$$

Q = 2.13 KN (charge centrée au milieu de la portée).

- **A L' ELU :**

$M_u = 1{,}35\ M_G + 1{,}5\ M_Q$

$$M_G = \frac{G\ L^2}{8} = \frac{0{,}77}{8} \cdot (4.25)^2 = 1.739\ KN.m$$

$$M_Q = \frac{Q\ L}{4} = \frac{2.13}{4} \cdot (4.25) = 2.258\ KN.m$$

$\rightarrow$ $M_u = (1{,}35 \times 1.739) + (1{,}5 \times 2.258) = 5.734 KN.m$

d'ou:
$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2\sigma_{bc}} \rightarrow \mu = \frac{5.734 .10^6}{120 . 20^2 .14.2} = 8.412$$

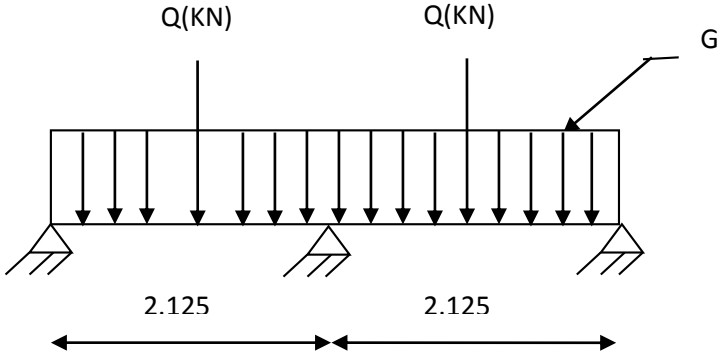
$$\mu = 8.412 > \mu_l = 0{,}392$$

Comme la section est d'une très faible hauteur, il est impossible d'introduire des armatures de compression. La seule solution est de diminuer le moment par une diminution de la portée. Pour ce faire, on doit prévoir un étaiement.



Calcul des étaiements :

Pour un seul étai au milieu :



G = 0.77 KN/ ml→ M_G=0.435 KN.m

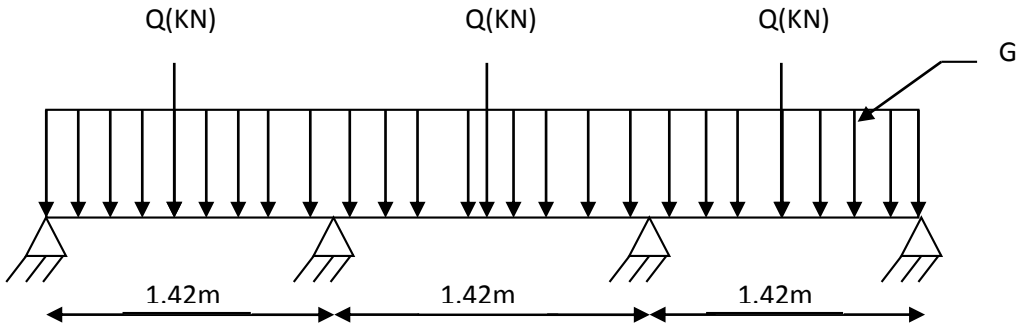
Q = Max [1 KN ; 0.5x2.125 KN] = 1,06KN→M_Q=0.564 KN.m

Donc : M_u=1.1433 KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{1.433\times10^6}{120\times14.2\times(20)^2} = 2.103 > \mu_1 = 0.392\,(\text{CNV})$$

On ajoute un autre étaiement.

Pour deus étais :



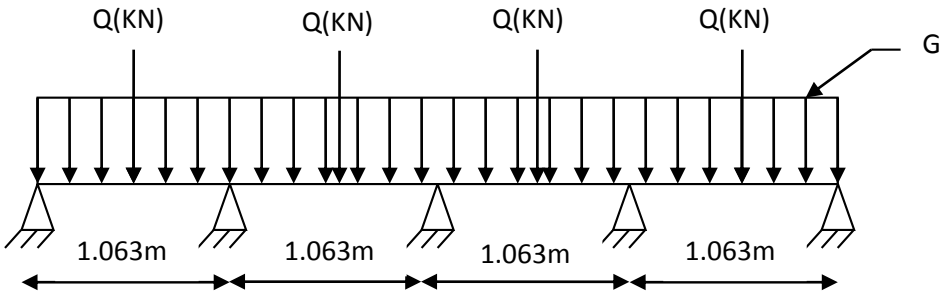
G = 0,77 KN/ ml→ M_G=0.193 KN.m

Q = Max [1 KN ; 0.5x1.1.42 KN] = 1.00KN→M_Q=0.0.354 KN.m

Donc : M_u=0.792 (KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0,792\times10^6}{120\times14.2\times(20)^2} = 1.162 > \mu_1 = 0.392\ (\text{CNV})$$

Pour trois étais :



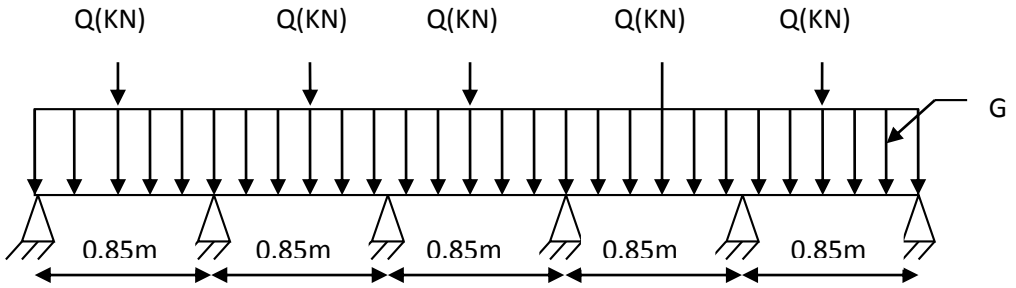
G = 0,77 KN/ ml→ M_G=0.109 KN.m

Q = Max [1 KN ; 0.5x1.1.42 KN] = 1.00KN→M_Q=0.266 KN.m

Donc : M_u=0.545 (KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0,545\times10^6}{120\times14.2\times(20)^2} = 0.800 > \mu_1 = 0.392\ (\text{CNV})$$

Pour quatre étais :



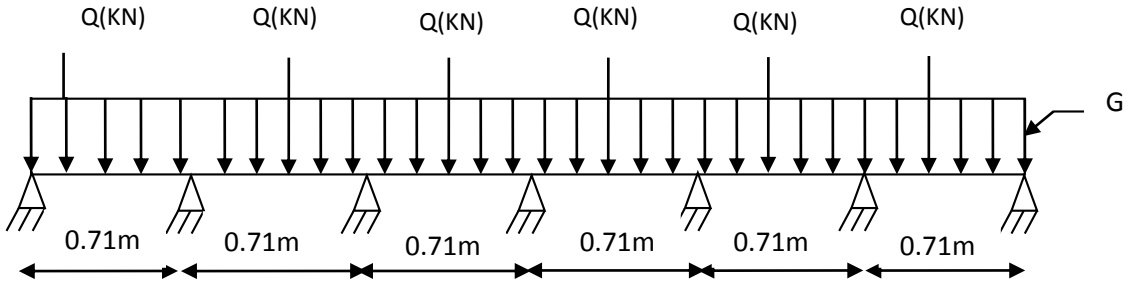
G = 0.77 KN/ ml→M_G=0,070(KN.m)

Q = Max [1 KN ; 0.5x0.85 KN] = 1.00KN→M_Q=0,213(KN.m)

Donc: M_u=0,413(KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0,413\times10^6}{120\times14.2\times(20)^2} = 0,605 > \mu_1 = 0.392\,(\text{CNV})$$

Pour cinq(05) étais :



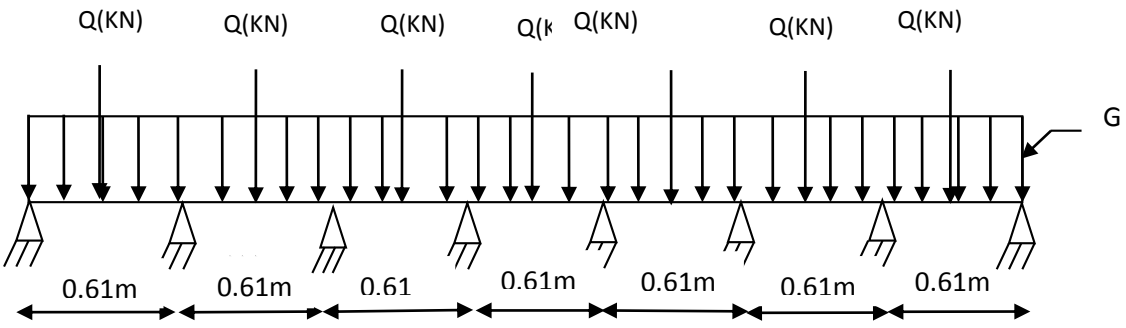
G = 0.77 KN/ ml→M_G=0,048(KN.m)

Q = Max [1 KN ; 0.5x0.71 KN] = 1.00KN→M_Q=0,18(KN.m)

Donc: M_u=0,331(KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0,331\times10^6}{120\times14.2\times(20)^2} = 0.485 > \mu_1 = 0.392\,(\text{cnv})$$

Pour six (06) étais :



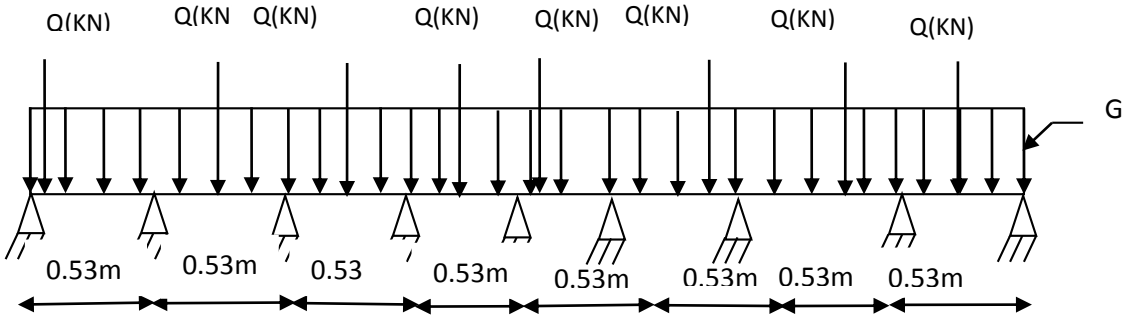
G = 0.77 KN/ ml→M_G=0,035(KN.m)

Q = Max [1 KN ; 0.5x0.61 KN] = 1.00KN→M_Q=0,15(KN.m)

Donc: M_u=0,276(KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0,276\times10^6}{120\times14.2\times(20)^2} = 0.404 > \mu_1 = 0.392 \text{ (cnv)}$$

Pour sept (07) étais :



G = 0.77 KN/ ml→M_G=0,027(KN.m)

Q = Max [1 KN ; 0.5x0.53 KN] = 1.00KN→M_Q=0,13(KN.m)

Donc: M_u=0,236(KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0,333\times10^3}{12\times14.2\times(2)^2} = 0.346 < \mu_1 = 0.392 \quad \text{(c.v)}$$

Alors il faut prévoir cinq étaiements le long de la travée espacés de 50 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

III.3.2. <u>deuxième étape</u> : Après coulage

a. <u>Méthode de calcul :</u>

On utilise la méthode forfaitaire des poutres si les conditions sont vérifiées à savoir :

La charge d'exploitation « Q » ne doit pas dépasser le double de la charge permanente ou bien 5KN / m².

$$Q \le \min \begin{cases} 2\,G \\ 5\,KN/m^2 \end{cases} \rightarrow Q \le \min \begin{cases} 1,54 \\ 5\ KN/m^2 \end{cases}$$

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 :

$$0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25 \quad ;$$

La fissuration est peu nuisible.

Cette méthode nous permet de déterminer les moments aux appuis et en travées.

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 :

Mt : moment en travée.

Mw : moment à l'appui de gauche.

Me : moment à l'appui de droite.

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

Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

$M_t + ((M_w+M_e)/2) \geq$ Max $(1{,}05M_0$ et $(1+0{,}3\ \alpha)\ M_0)$

$$M_t \geq \begin{cases} ((1{,}2+0{,}3\ \alpha)/2).M_0 & \text{pour les travées de rive.} \\ ((1+0{,}3\ \alpha)/2).M_0 & \text{pour les travées intermédiaire} \end{cases}$$

les moments d'encastrements des appuis :

$Ma \geq 0{,}6\ M_0$ cas des poutres à 2 travées.

$Ma \geq 0{,}5\ M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.

$Ma \geq 0{,}4\ M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

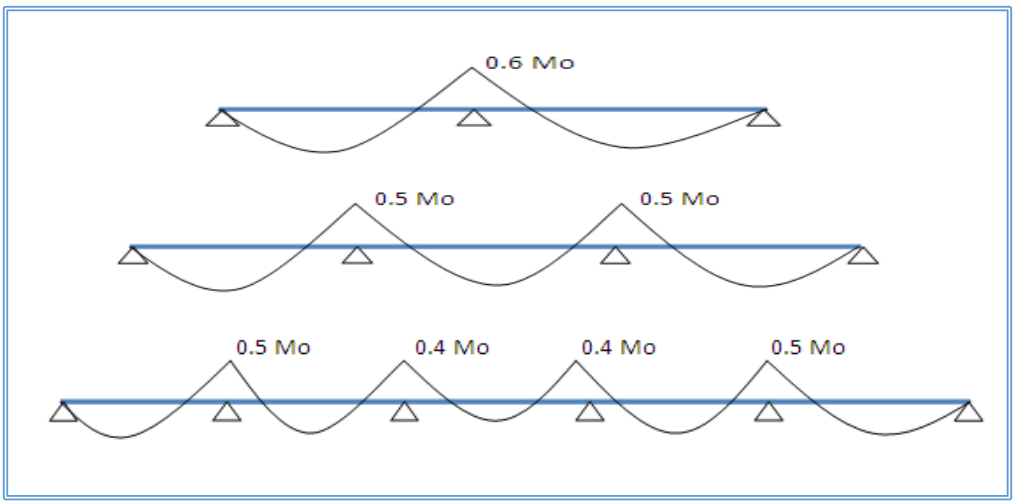


Figure III.14 :Moment en travée et en appui de méthode forfaitaire.

<u>Remarque :</u>

M_0 : moment isostatique ($M_0=PL^2/8$)

Dans les expressions ci-dessus les moments M_w et Me sont pris en valeur absolues.

Sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.

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 M_0).

Le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est Mt=0,85 M_0

.méthode de Caquot :

Si les conditions présidant ne sont pas vérifier, on passe à la méthode de Caquot.

Tableau III.14 :Méthode de Caquot.

Moment isostatique M_0	$M_0 = \frac{ql^2}{8}$	
Moment en travée M_t	$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$	
Moment à l'appui M_a	Appuis de rives	$M_A=0,2M_0$
	Appuis intermédiaires	$M_B = \frac{q_w . l_w'^3 + q_e . l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')}$
longueurs fictives l'	Travée de rive	l
	Travée intermédiaire	0,8l
Effort tranchant T	T_w	$T_w = T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$
	T_e	$T_e = -T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$

Avec :

M_0 : moment isostatique.

M_w, Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considérée.

l'_w : longueurs de travées fictives à gauche.

l'_e : longueurs de travées fictives à droite.

l : représente la portée de la travée libre.

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

Quatre types de poutres continues sont envisagés :

- Poutrelle à 6 travées.
- Poutrelle à 4 travées
- Poutrelle à 3 travées.
- Poutrelle à 2travées.
- Poutrelle à une seule travée.

III.3.3. Poutrelles de l'étage courant :

Calcul des charges et surcharges :

Tableau III.15:Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Plancher terrasse	6,37×0,65 = 4.141	1×0,65 = 0,650	6,565	4,791
Plancher courant	6,06×0,65 = 3.939	1,5×0,65=0,976	6,742	4.915

Sollicitations de calcul :

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

Poutrelles à six travées :

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Q=0,976<2*G=2*3.939=7.878 (cv) ;

0,8< (l_2/l_2)=0.73 <1,25 (cnv) ;

La fissuration est peu nuisible (cv).

Les conditions de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées, donc cette méthode n'est pas applicable ; alors on utilise la méthode de Caquot.

Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime :

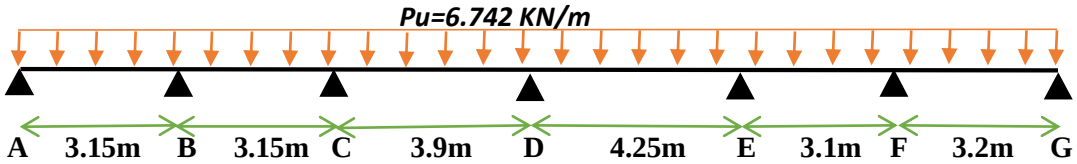


Figure III.15 :Schéma statique des poutrelles a 6 travées

Tableau III.16:Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU

travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	8.41	1.68	6.65	4.24	12.26	-9.10
B-C	8.41	6.65	6.56	1.81	10.65	-10.71
C-D	12.89	6.56	8.52	5.35	13.73	-12.72
D-E	15.31	8.52	7.40	7.35	14.14	-14.67
E-F	8.14	7.40	6.74	1.07	10.30	-10.72
F-G	8.68	6.74	1.74	4.44	9.28	-12.41

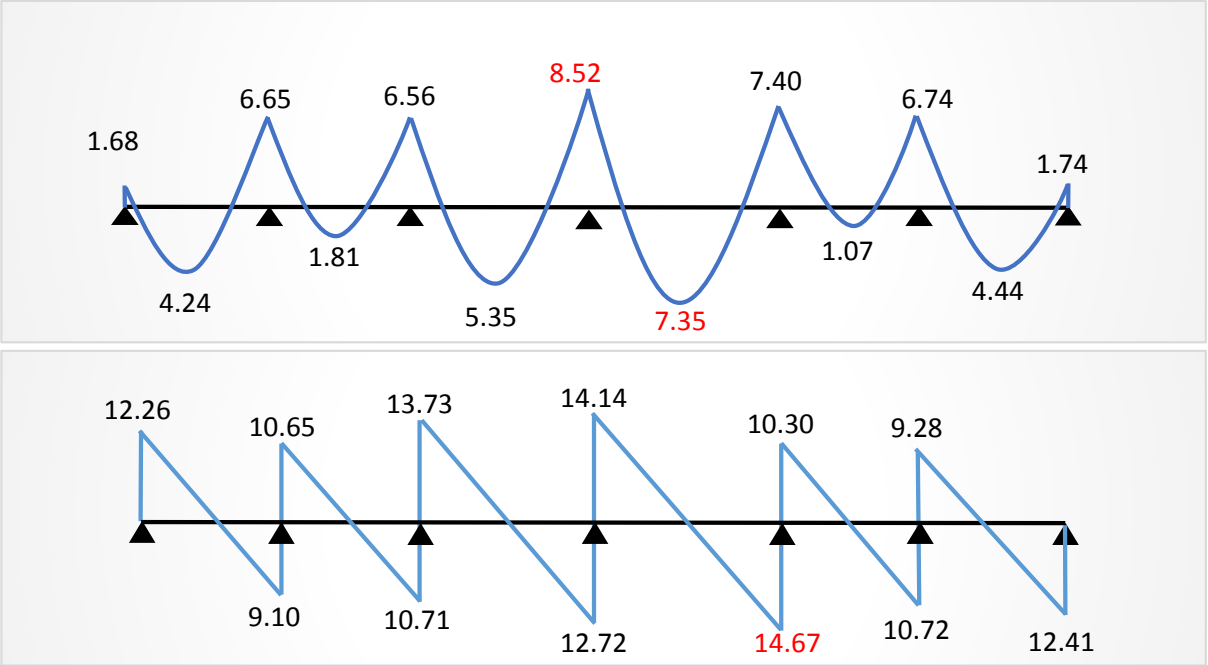


Figure III.16 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU

Détermination des moments à l'Etat Limite de Service :

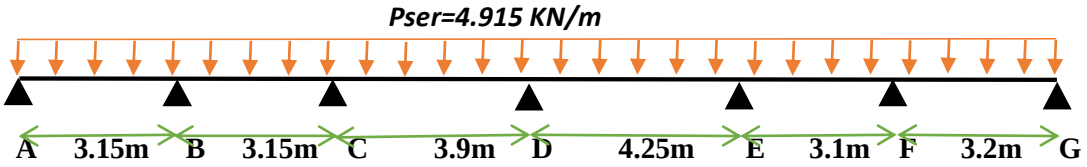


Figure III.17 :Schéma statique des poutrelles a 6 travées

Tableau III.17.Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS

travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	6.09	1.22	4.82	3.08	8.88	-6.60
B-C	6.09	4.82	4.75	1.31	7.72	-7.76
C-D	9.34	4.75	6.18	3.88	9.95	-9.22
D-E	11.09	6.18	5.36	5.32	10.25	-10.63
E-F	5.90	5.36	4.89	0.78	7.46	-7.77
F-G	6.29	4.89	1.26	3.22	6.73	-9.00

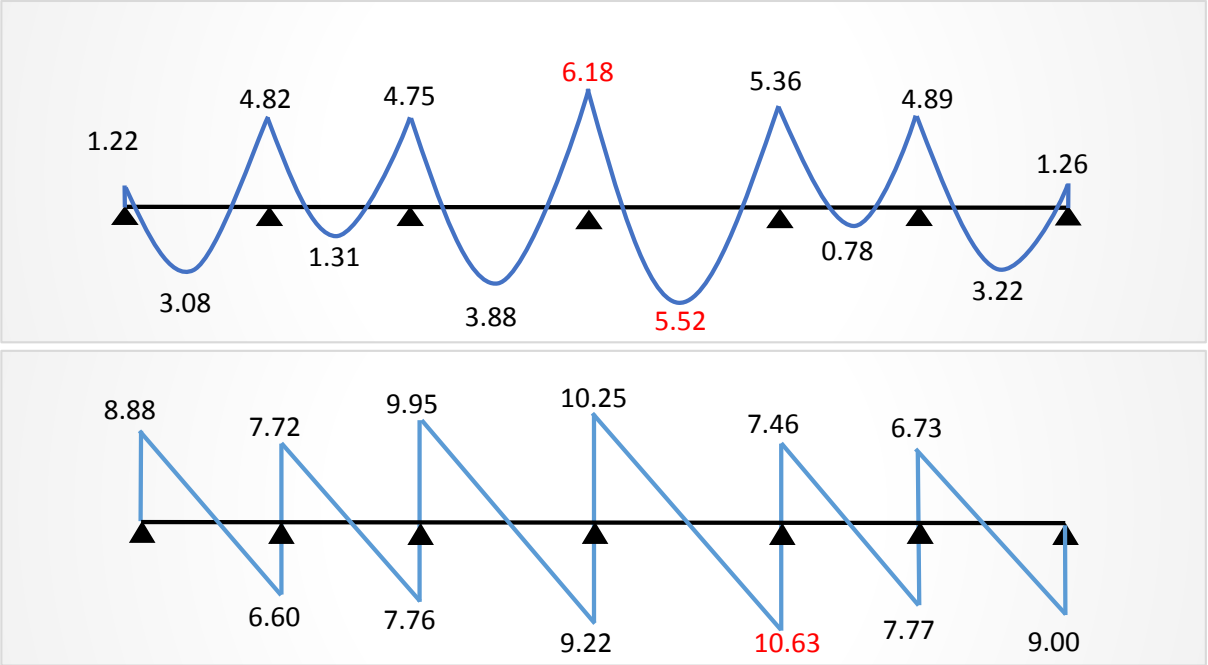


Figure III.17 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS.

Poutrelles à quatre travées :

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Q=0,976<2*G=2*3.939=7.878 (cv) ;

0,8< (l_2/l_3)=1,37 <1,25 (cnv) ;

La fissuration est peu nuisible (cv).

Les conditions de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées, donc cette méthode n'est pas applicable ; alors on utilise la méthode de Caquot.

Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime :

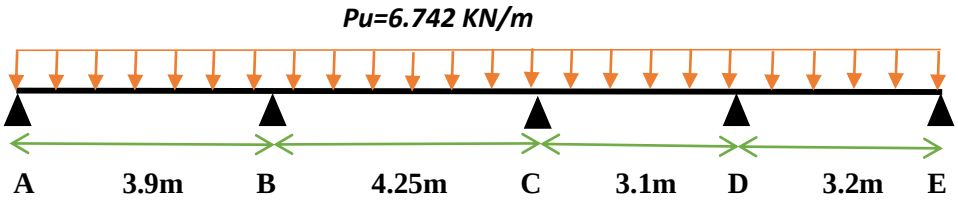
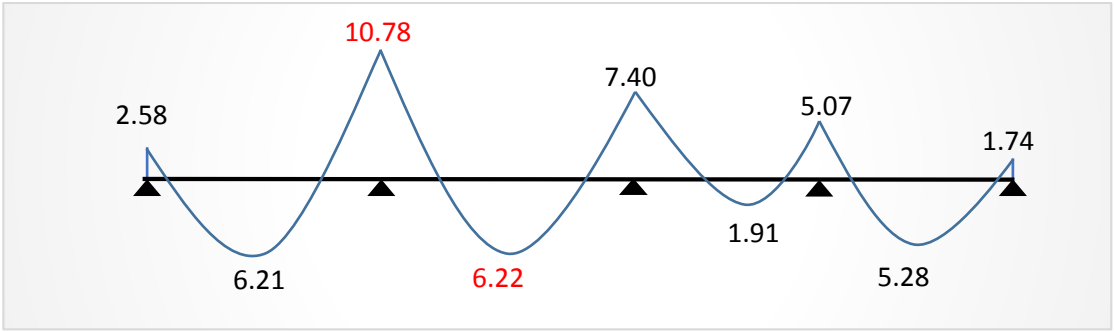


Figure III.18 : Schéma statique des poutrelles a 5 travées

Tableau III.18:Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU

travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	12.89	2.58	10.78	6.21	15.32	-11.12
B-C	15.31	10.78	7.40	6.22	13.61	-15.20
C-D	8.14	7.40	5.07	1.91	9.76	-11.26
D-E	8.68	5.07	1.74	5.28	9.81	-11.89



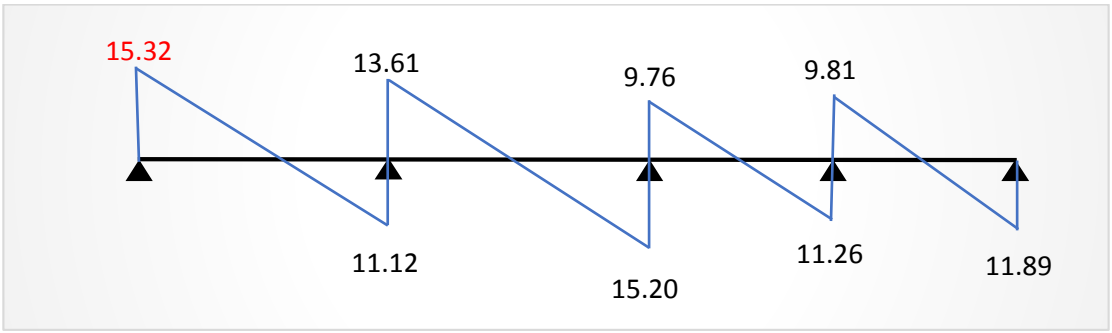


Figure III.19 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU

Détermination des moments à l'Etat Limite de Service :

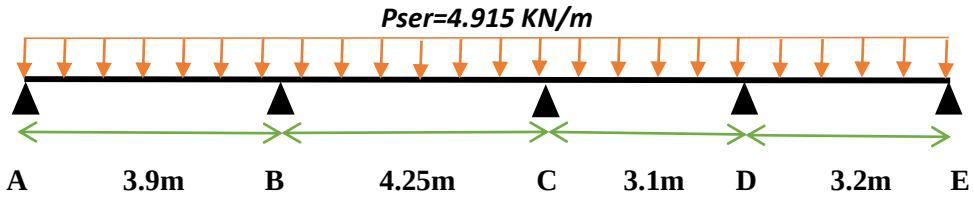


Figure III.20 :Schéma statique des poutrelles a 5 travées

Tableau III.19:Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS

travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	9.34	1.87	7.81	4.50	11.11	-8.06
B-C	11.09	7.81	5.36	4.51	9.87	-11.02
C-D	5.90	5.36	3.67	1.38	7.07	-8.16
D-E	6.29	3.67	1.26	3.82	7.11	-8.62

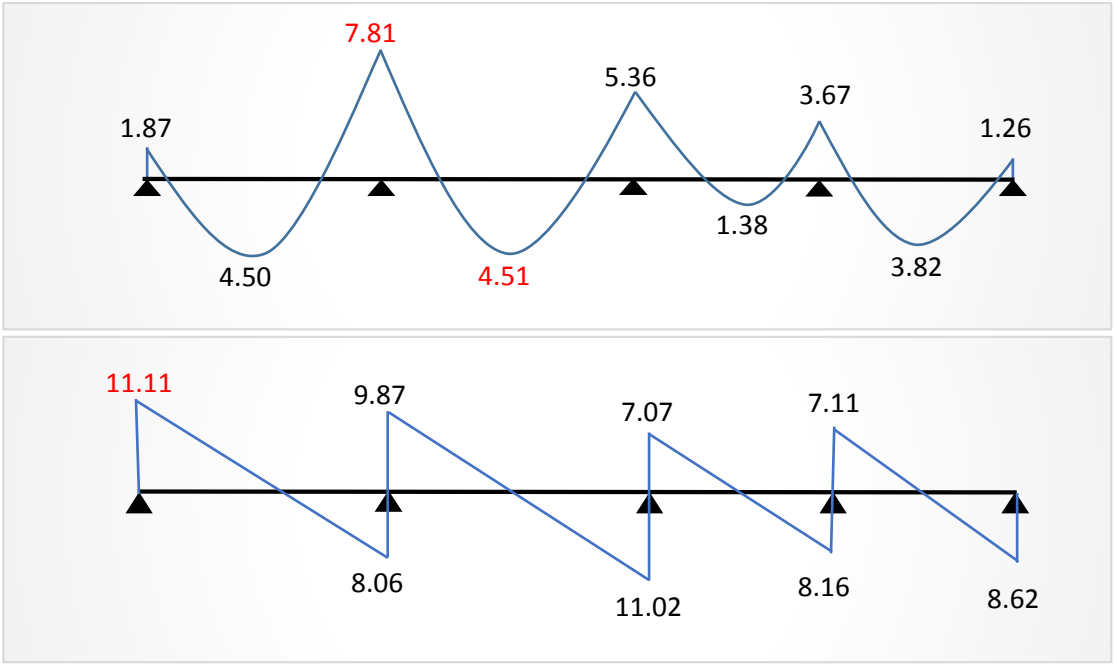


Figure III.20 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS

Poutrelles à trois travées :

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Q=0,976<2*G=2*3.939=7.878 (cv) ;

0,8< (l_2/l_3)=0.73 <1,25 (cnv) ;

La fissuration est peu nuisible (cv).

Les conditions de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées, donc cette méthode n'est pas applicable ; alors on utilise la méthode de Caquot.

Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime :

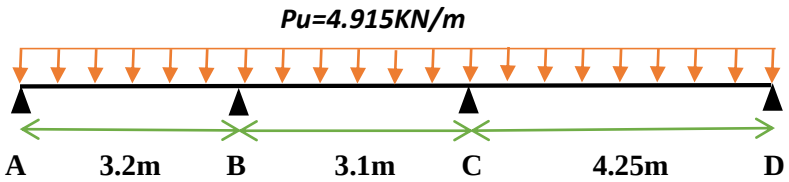


Figure III.21 :Schéma statique des poutrelles a 3 travées

Tableau III.20 :Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	8.68	1.74	6.74	4.44	12.41	-9.28
B-C	8.14	6.74	10.91	-0.68	11.85	-9.17
C-D	15.31	10.91	3.06	8.32	12.56	-16.25

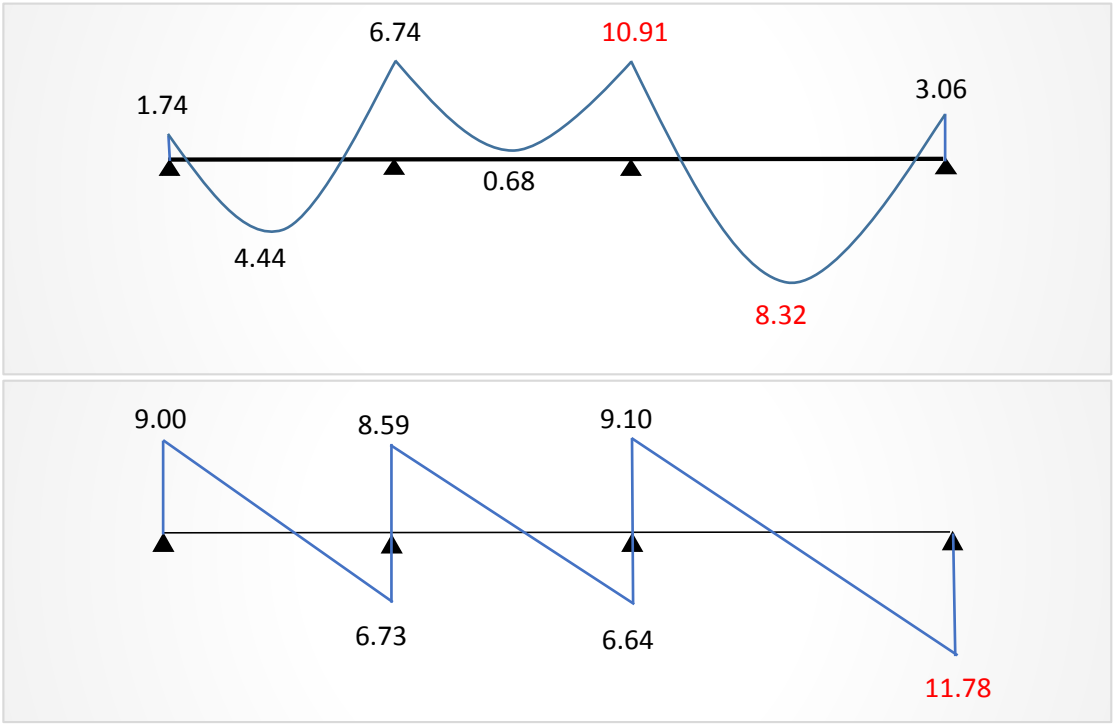


Figure III.22 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU

Détermination des moments à l'Etat Limite de Service :

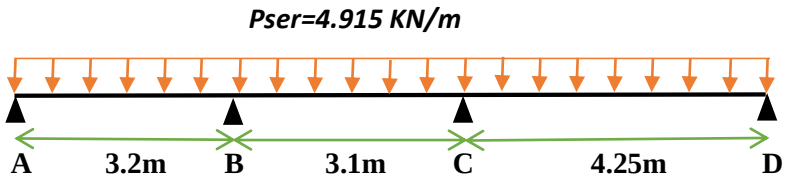


Figure III.23 :Schéma statique des poutrelles a 3 travées

Tableau III.21:Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS

travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	6.29	1.26	4.89	3.22	9.00	-6.73
B-C	5.90	4.89	7.90	-0.49	8.59	-6.64
C-D	11.09	7.90	2.22	6.03	9.10	-11.78

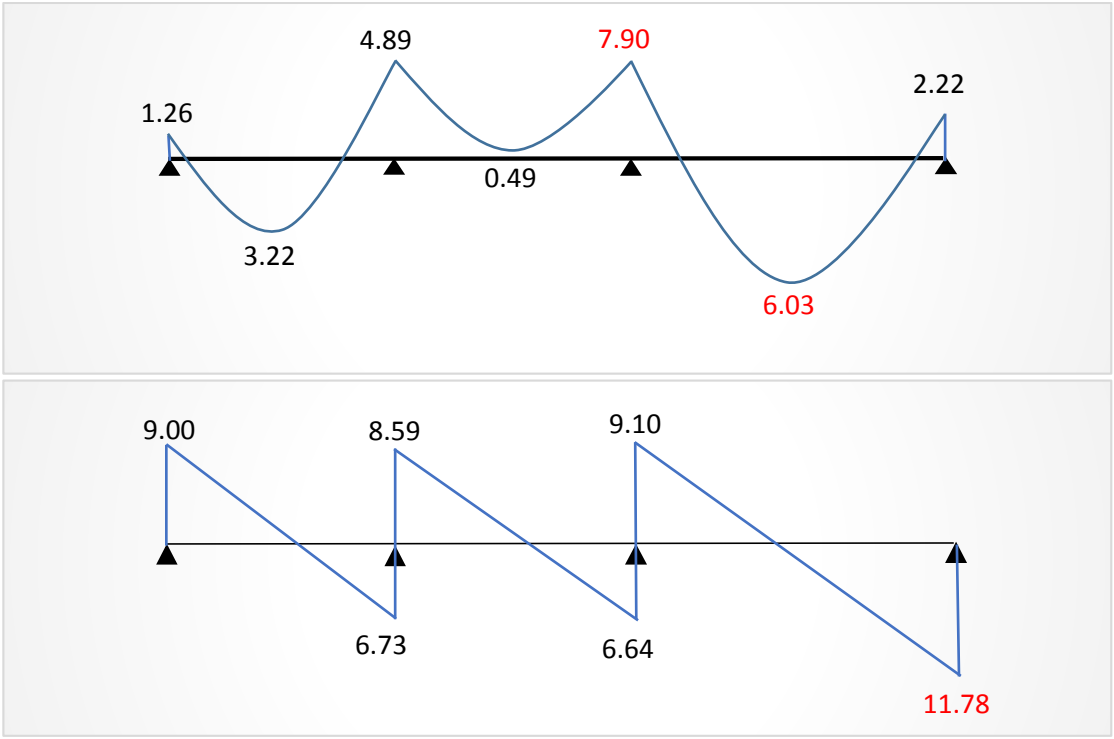


Figure III.24 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS

Poutrelles à deux travées :

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Q=0,976<2*G=2*3.939=7.878 (cv) ;

0,8< (l_1/l_2)=0.97 <1,25 (cv) ;

La fissuration est peu nuisible (cv).

Les conditions e la méthode forfaitaire sont vérifiées, donc cette méthode est applicable.

Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime :

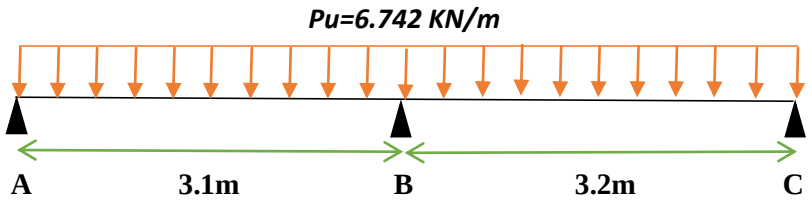


Figure III.25 :Schéma statique des poutrelles a 3 travées

Tableau III.22 :Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU

travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	8.14	2.60	6.18	4.88	11.56	-9.46
B-C	8.68	6.18	2.71	4.91	9.76	-11.93

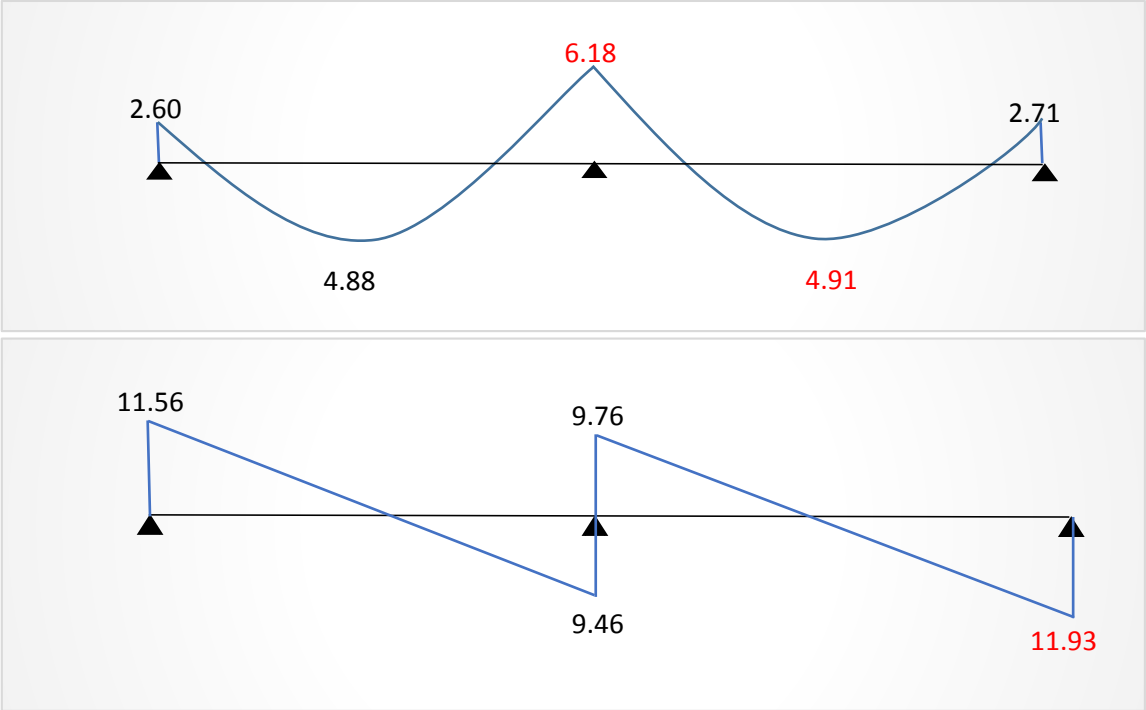


Figure III.26 : Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU

Détermination des moments à l'Etat Limite de Service :

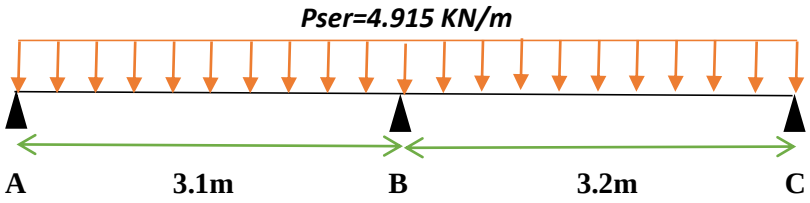


Figure III.27 :Schéma statique des poutrelles a 2 travées

TableauIII.23 : Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS

travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	5.90	1.18	3.77	3.19	8.38	-6.86
B-C	6.29	3.77	1.26	3.21	7.08	-8.65

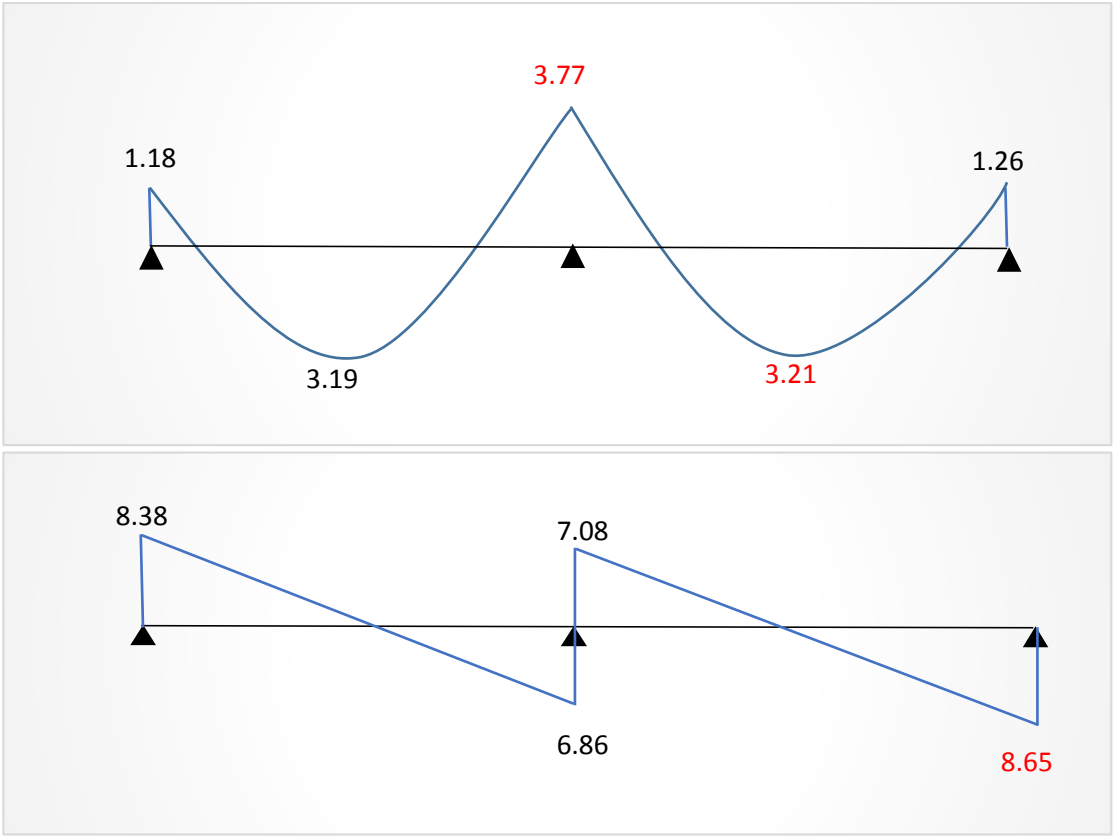


Figure III.28 : Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS

Poutrelles à une seule travée :

Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime :

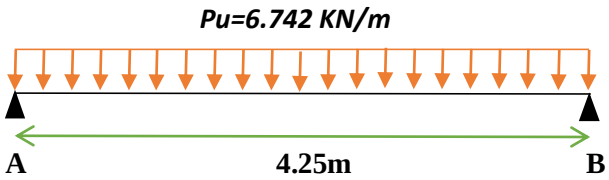


Figure III.29 :Schéma statique des poutrelles a 1 travée

Tableau III.24:Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU

travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	15.31	3.06	3.06	12.25	0.40	-0.40

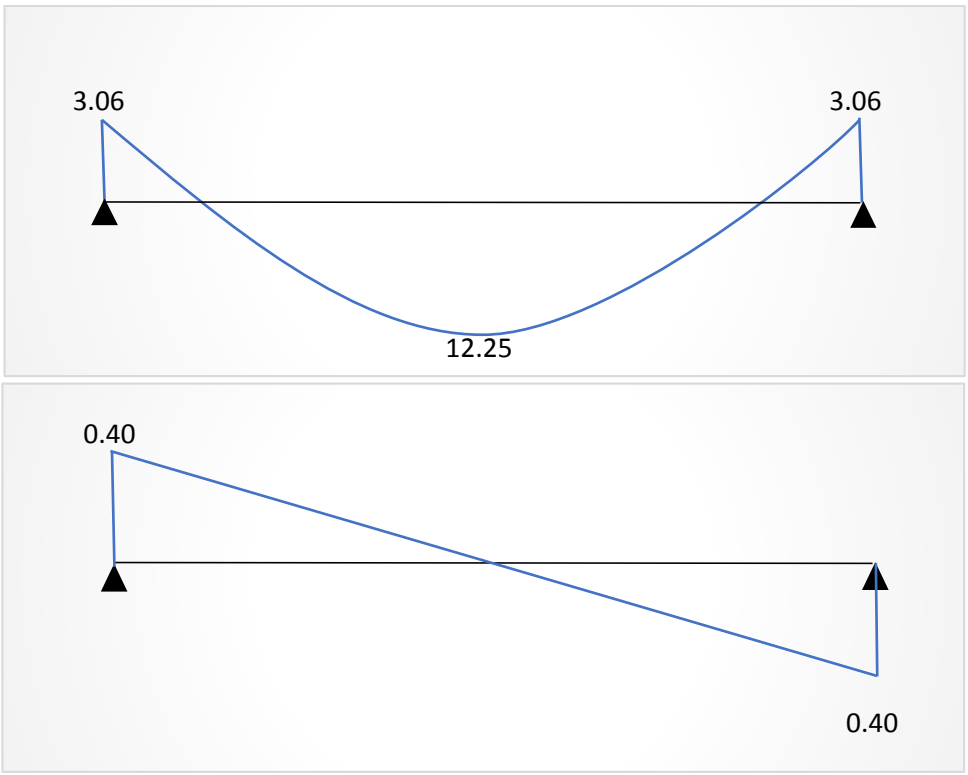


Figure III.30 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU

Détermination des moments à l'Etat Limite de Service :

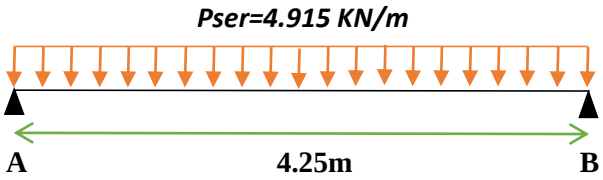


Figure III.31 :Schéma statique des poutrelles a 1 travée

Tableau III.25 :Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS

travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	11.09	2.22	2.22	8.88	0.29	-0.29

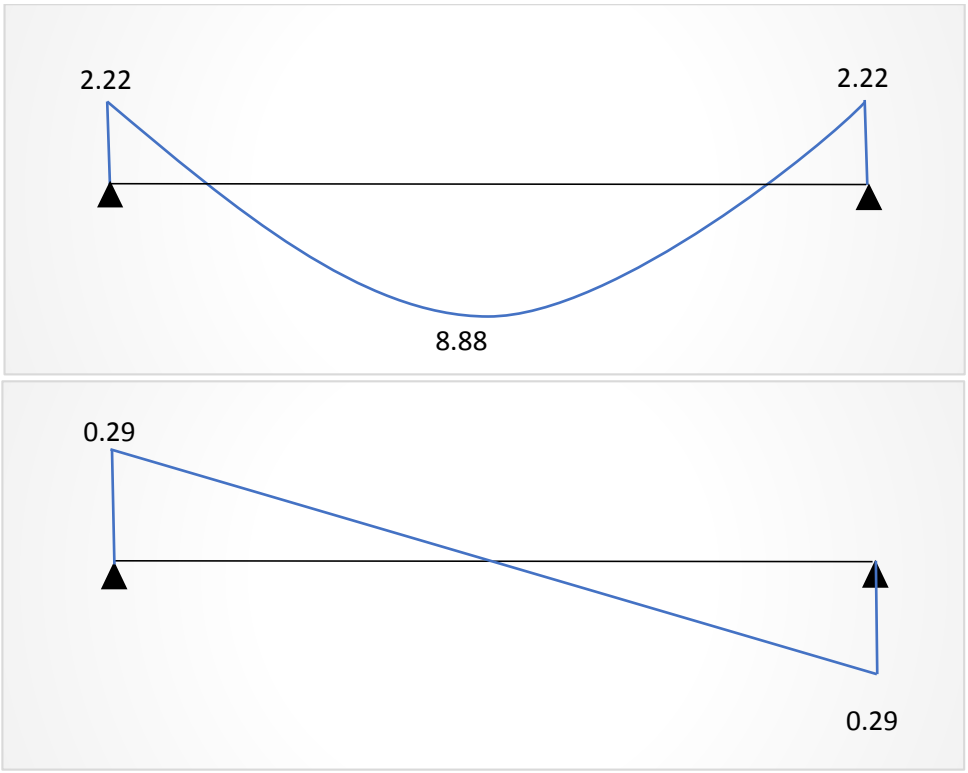


Figure III.32 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS

III.3.4. Poutrelles de l'étage RDC :

Calcul des charges et surcharges :

Tableau III.26 :Charges et surcharges aux ELU et ELS

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Plancher terrasse	6,36×0,65 = 4.134	4×0,65 = 2.6	9.481	6.734

Sollicitations de calcul :

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

Poutrelles à six travées :

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Q=0,976<2*G=2*3.939=7.878 (cv) ;

0,8< (l_2/l_2)=0.73 <1,25 (cnv) ;

La fissuration est peu nuisible (cv).

Les conditions de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées, donc cette méthode n'est pas applicable ; alors on utilise la méthode de Caquot.

Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime :

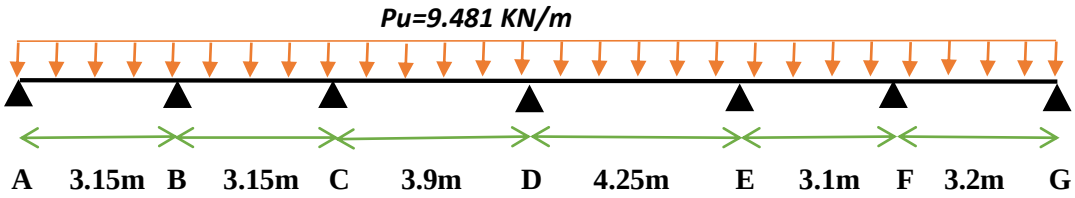


Figure III.34 : Schéma statique des poutrelles a 6 travées

Tableau III.27 :Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU

travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	11.76	2.35	9.30	5.93	17.14	-12.73
B-C	11.76	9.30	9.17	2.53	14.89	-14.97
C-D	18.03	9.17	11.92	7.48	19.19	-17.78
D-E	21.41	11.92	10.35	10.27	19.78	-20.52
E-F	11.39	10.35	9.43	1.50	14.40	-14.99
F-G	12.14	9.43	2.43	6.21	12.98	-17.36

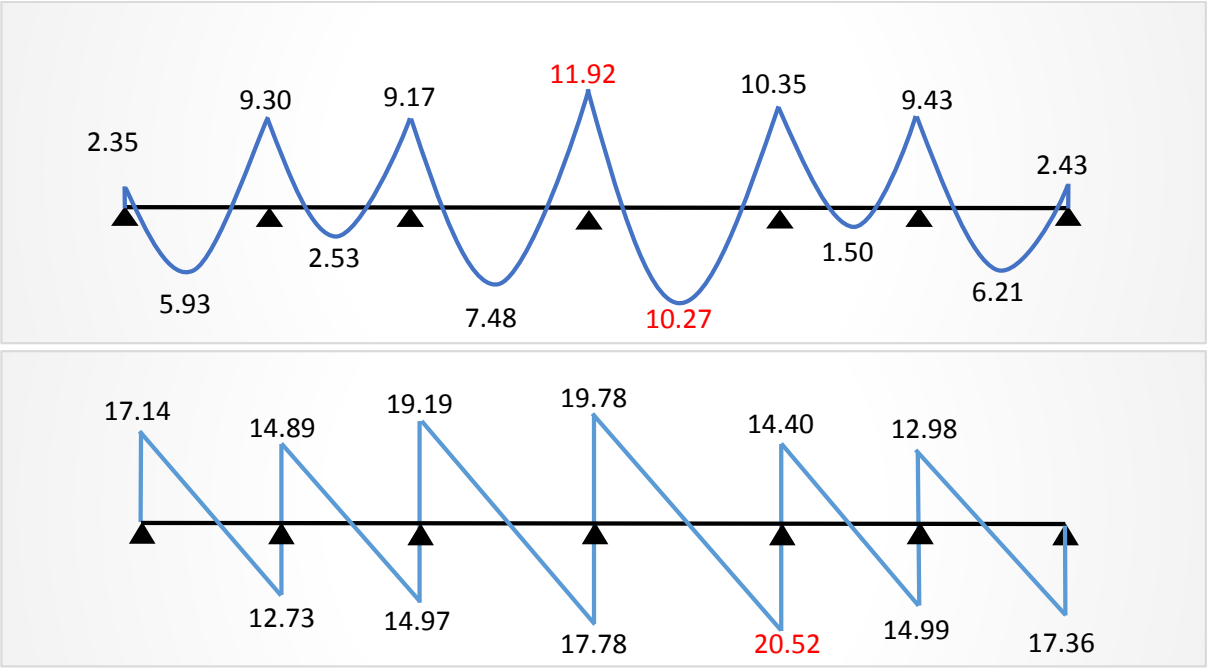


Figure III.35 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

Détermination des moments à l'Etat Limite de Service :

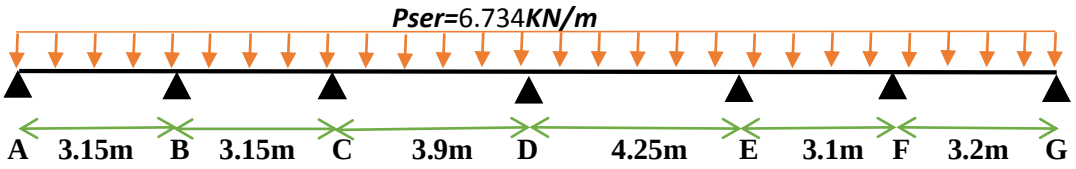


Figure III.36 :Schéma statique des poutrelles a 6 travées

Tableau III.28 :Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS

travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	8.35	1.67	6.60	4.22	12.17	-9.04
B-C	8.35	6.60	6.51	1.79	10.58	-10.63
C-D	12.80	6.51	8.47	5.31	13.63	-12.63
D-E	15.20	8.47	7.35	7.30	14.05	-14.57
E-F	8.09	7.35	6.70	1.06	10.23	-10.65
F-G	8.62	6.70	1.72	4.41	9.22	-12.33

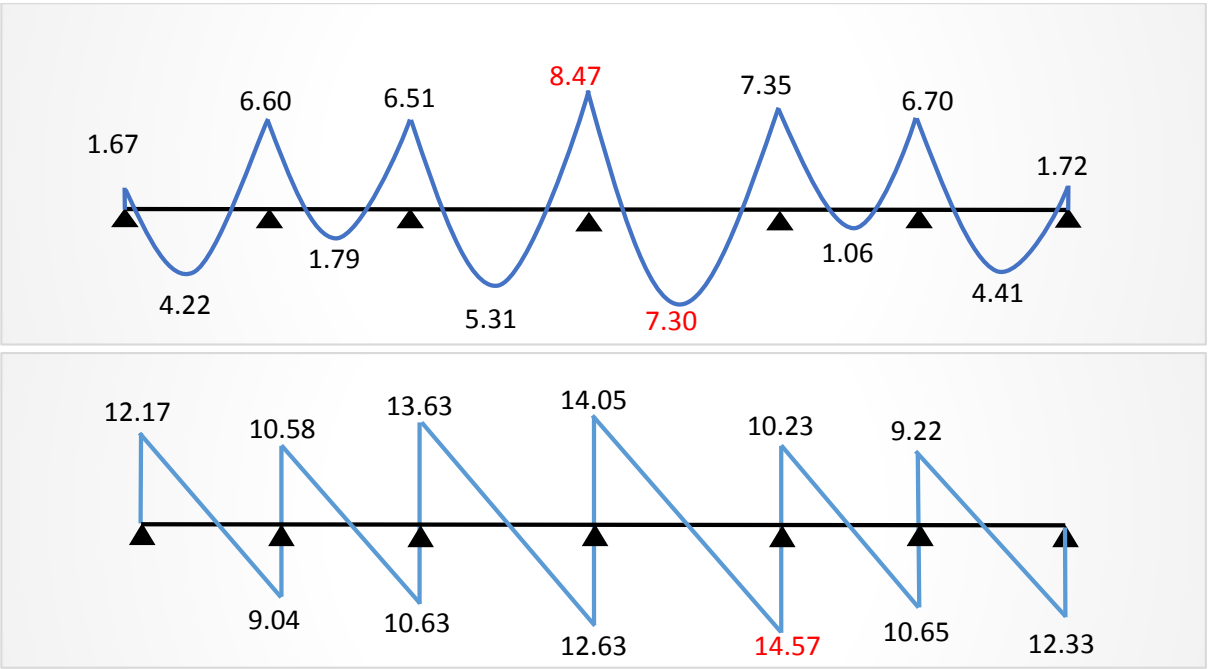


Figure III.37 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS.

Poutrelles à quatre travées :

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Q=0,976<2*G=2*3.939=7.878 (cv) ;

0,8< (l_2/l_3)=1,37 <1,25 (cnv) ;

La fissuration est peu nuisible (cv).

Les conditions de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées, donc cette méthode n'est pas applicable ; alors on utilise la méthode de Caquot.

Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime :

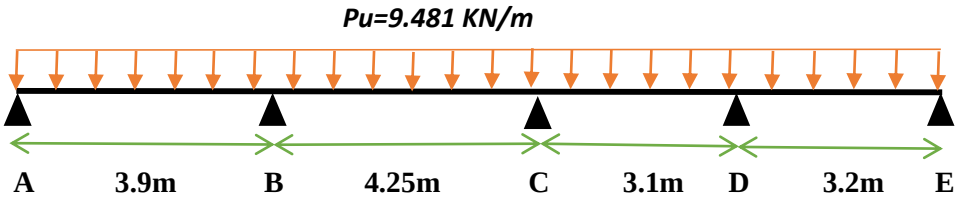


Figure III.38 :Schéma statique des poutrelles a 5 travées

Tableau III.29 :Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU

travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	18.03	3.61	15.07	8.69	21.43	-15.55
B-C	21.41	15.07	10.35	8.70	19.04	-21.26
C-D	11.39	10.35	7.09	2.67	13.64	-15.75
D-E	12.14	7.09	2.43	7.38	13.71	-16.63

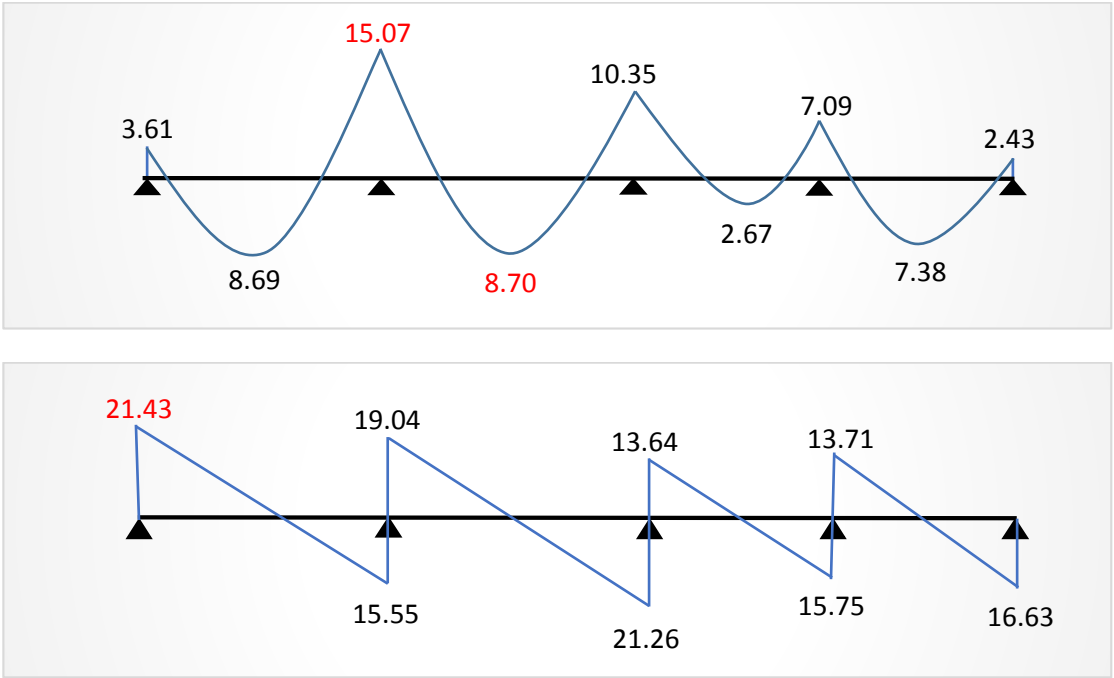


Figure III.39 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU

Détermination des moments à l'Etat Limite de Service :

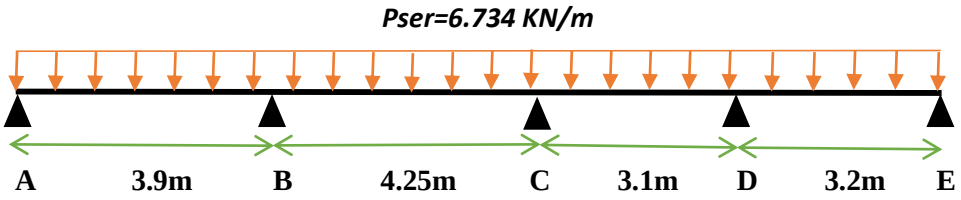


Figure III.40 :Schéma statique des poutrelles a 5 travées

Tableau III.30 :Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS

travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	12.80	2.56	10.70	6.17	15.22	-11.04
B-C	15.20	10.70	7.35	6.18	13.52	-15.10
C-D	8.09	7.35	5.03	1.90	9.69	-11.18
D-E	8.62	5.03	1.72	5.24	9.74	-11.81

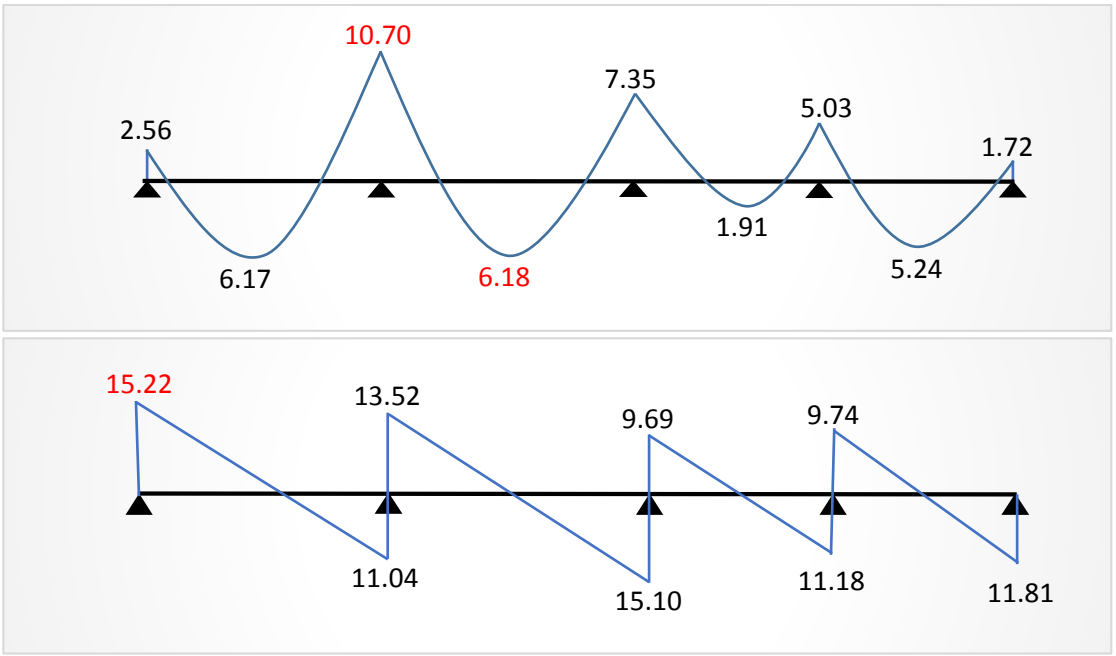


Figure III.41 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS

Poutrelles à trois travées :

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Q=0,976<2*G=2*3.939=7.878 (cv) ;

0,8< (l_2/l_3)=0.73 <1,25 (cnv) ;

La fissuration est peu nuisible (cv).

Les conditions de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées, donc cette méthode n'est pas applicable ; alors on utilise la méthode de Caquot.

Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime :

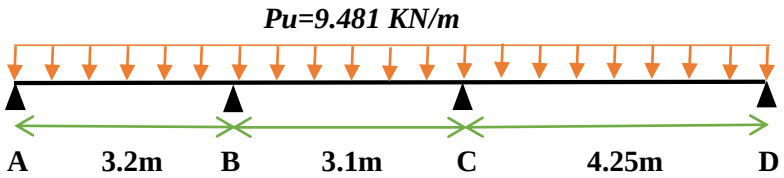


Figure III.42 :Schéma statique des poutrelles a 3 travées

Tableau III.31 :Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU

travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	11.39	2.28	9.18	5.66	16.92	-12.47
B-C	12.14	9.18	15.32	-0.11	17.09	-13.25
C-D	21.41	15.32	4.28	11.60	17.55	-22.74

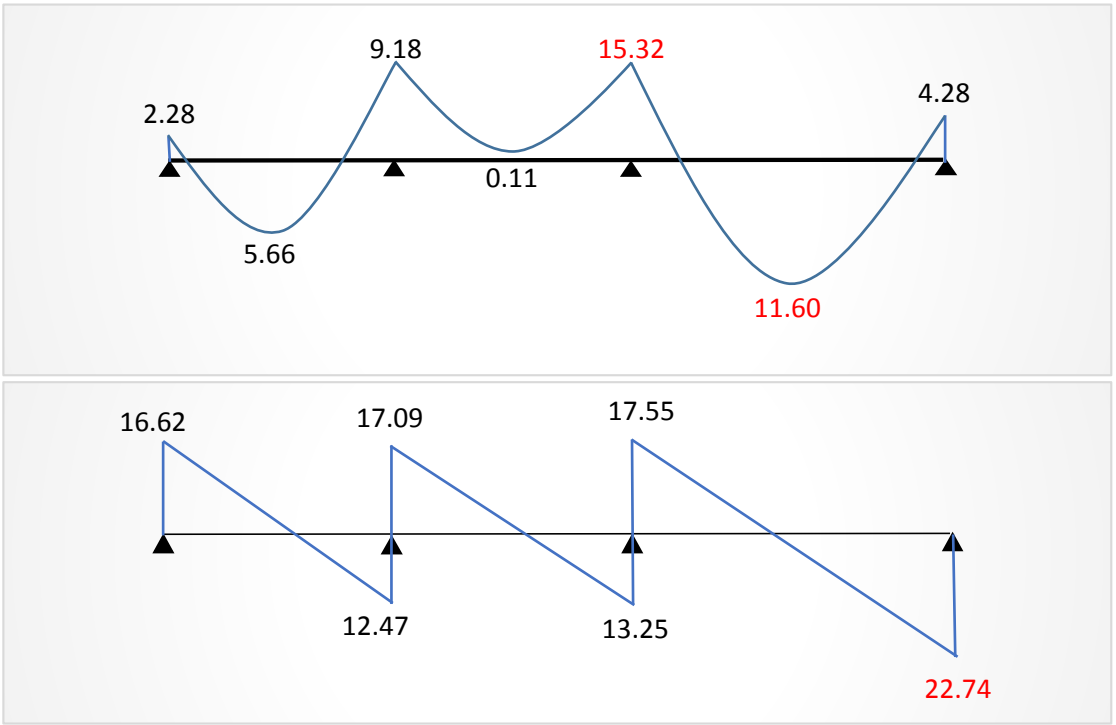


Figure III.43 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU

Détermination des moments à l'Etat Limite de Service :

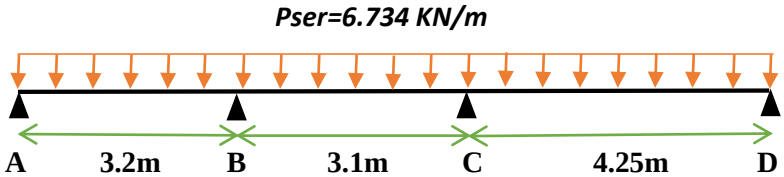


Figure III.45 :Schéma statique des poutrelles a 3 travées

Tableau III.32 :Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS

travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	8.09	1.62	6.52	4.02	12.02	-8.86
B-C	8.62	6.52	10.88	-0.08	12.14	-9.41
C-D	15.20	10.88	3.04	8.24	12.46	-16.15

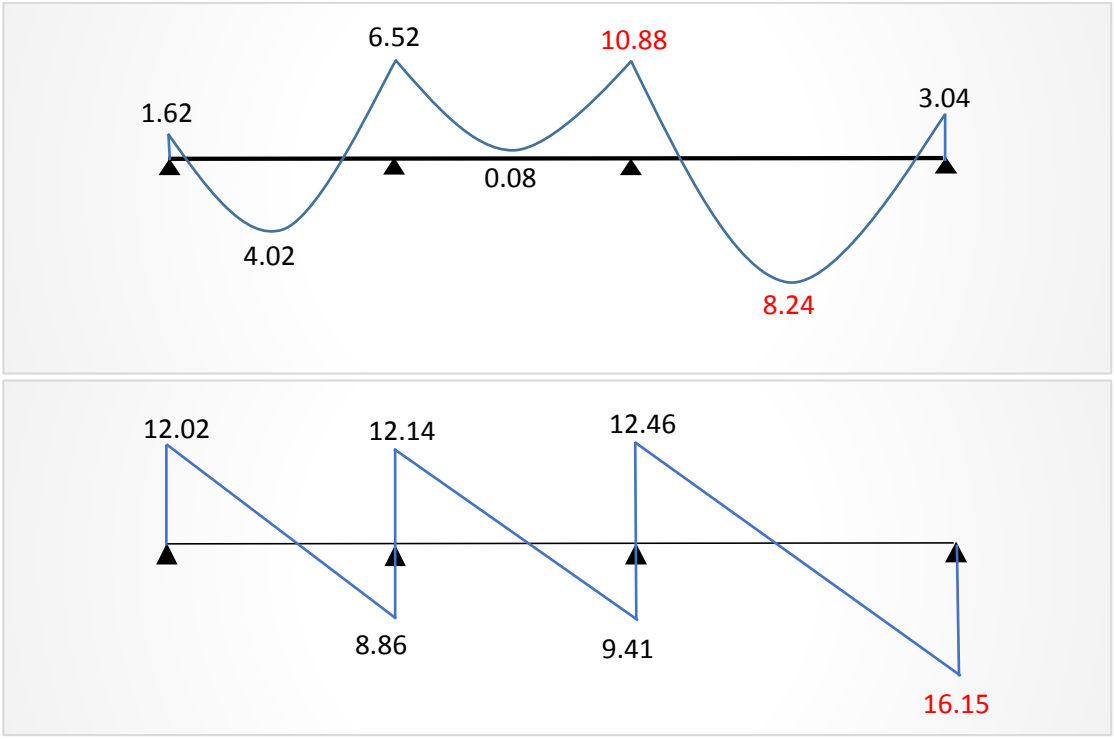


Figure III.45 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS

Poutrelles à deux travées :

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Q=0,976<2*G=2*3.939=7.878 (cv) ;

0,8< (l_1/l_2)=0.97 <1,25 (cv) ;

La fissuration est peu nuisible (cv).

Les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées, donc cette méthode est applicable

Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime :

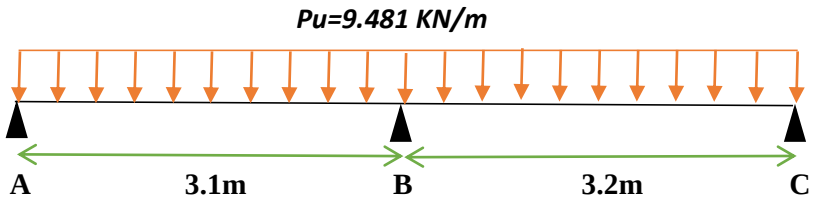


Figure III.46 :Schéma statique des poutrelles a 3 travées

Tableau III.33 :Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU

travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	11.39	3.96	8.97	7.31	16.16	-13.23
B-C	12.14	8.97	4.11	7.03	13.65	-16.69

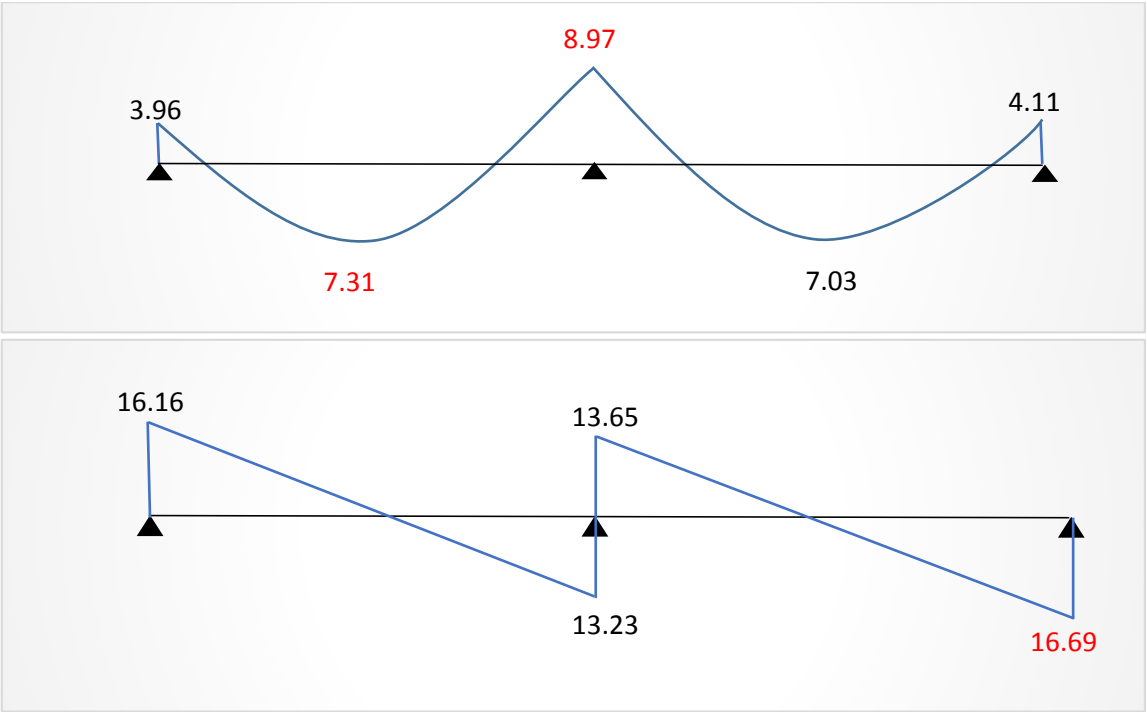


Figure III.47 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU

Détermination des moments à l'Etat Limite de Service :

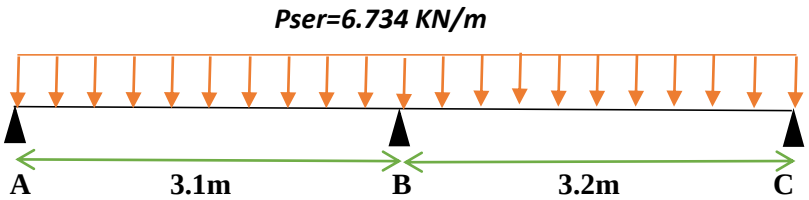


Figure III.48 :Schéma statique des poutrelles a 2 travées

Tableau III.34 :Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS

travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	8.09	2.81	6.37	5.19	11.48	-9.39
B-C	8.62	6.37	2.92	4.99	9.70	-11.85

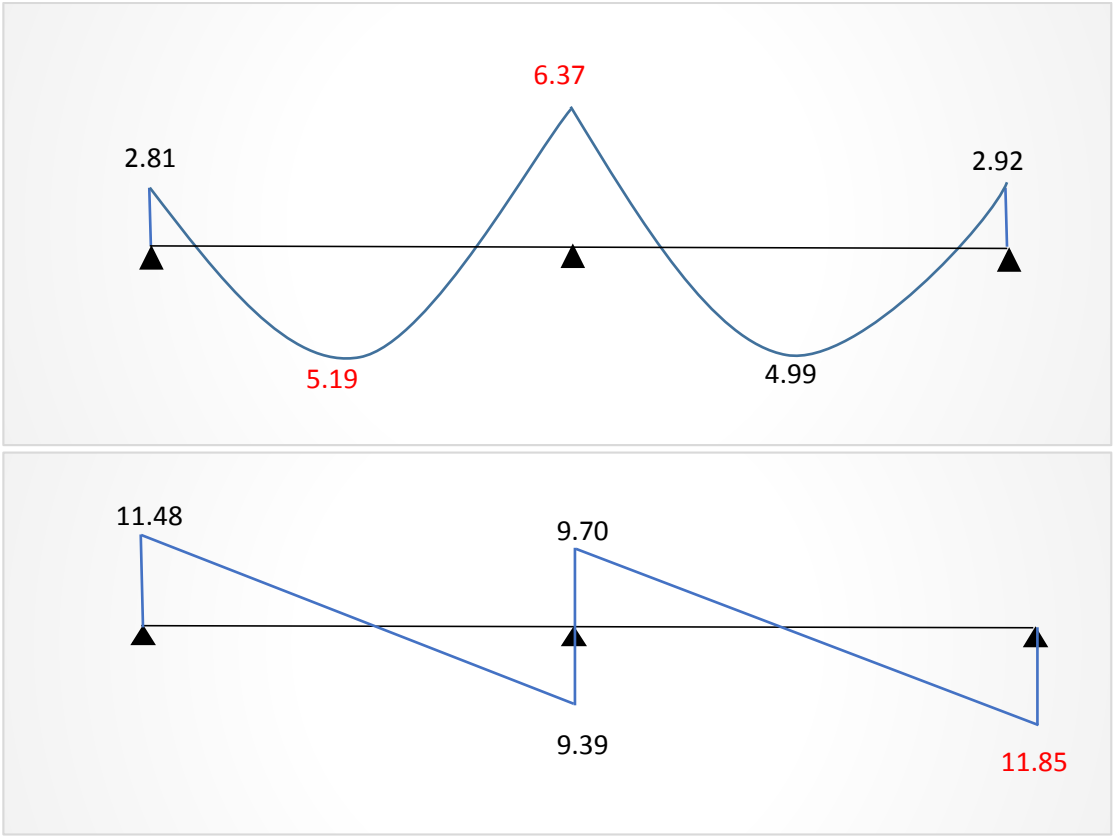


Figure III.49 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS

Poutrelles à une seule travée :

Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime :

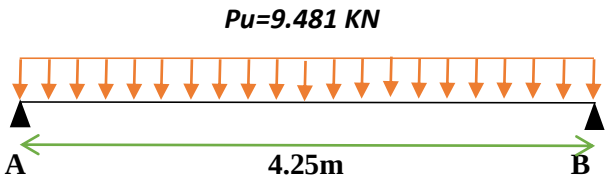


Figure III.50 :Schéma statique des poutrelles a 1 travée

Tableau III.35 :Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU

travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	21.41	4.28	4.28	17.12	0.56	-0.56

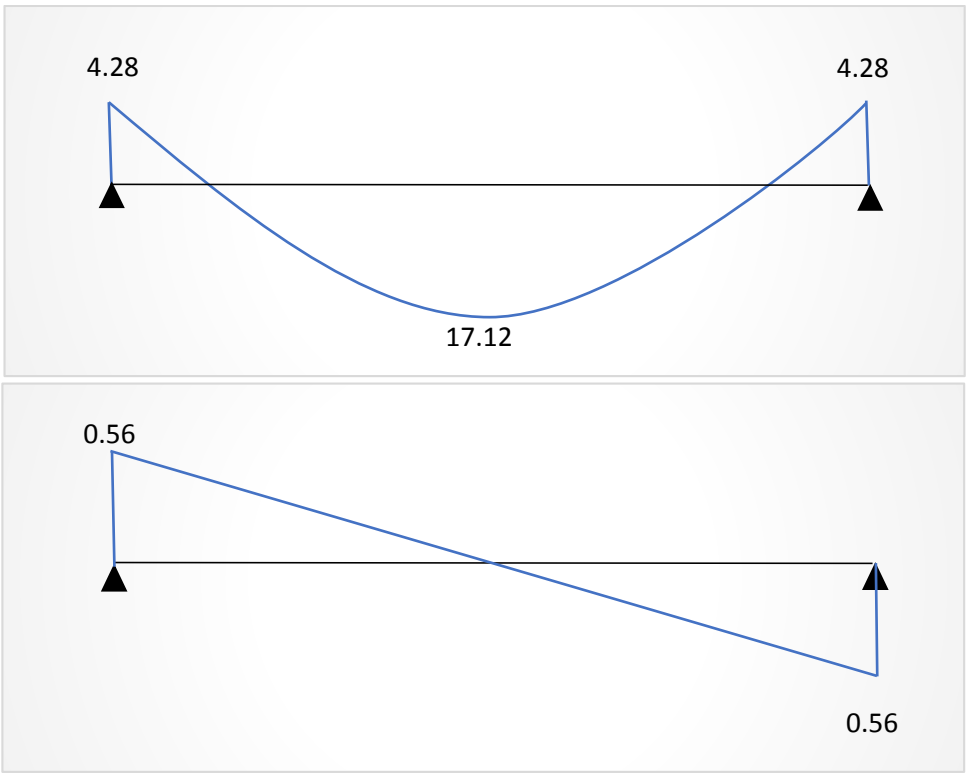


Figure III.51 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU

Détermination des moments à l'Etat Limite de Service :

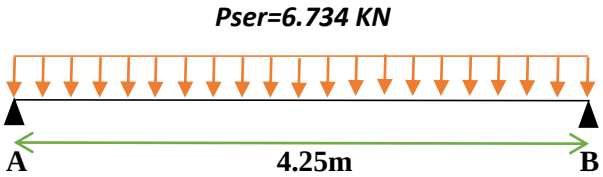


Figure III.52 :Schéma statique des poutrelles a 1 travée

Tableau III.36 :Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS

travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	18.14	3.63	3.63	14.51	0.47	-0.47

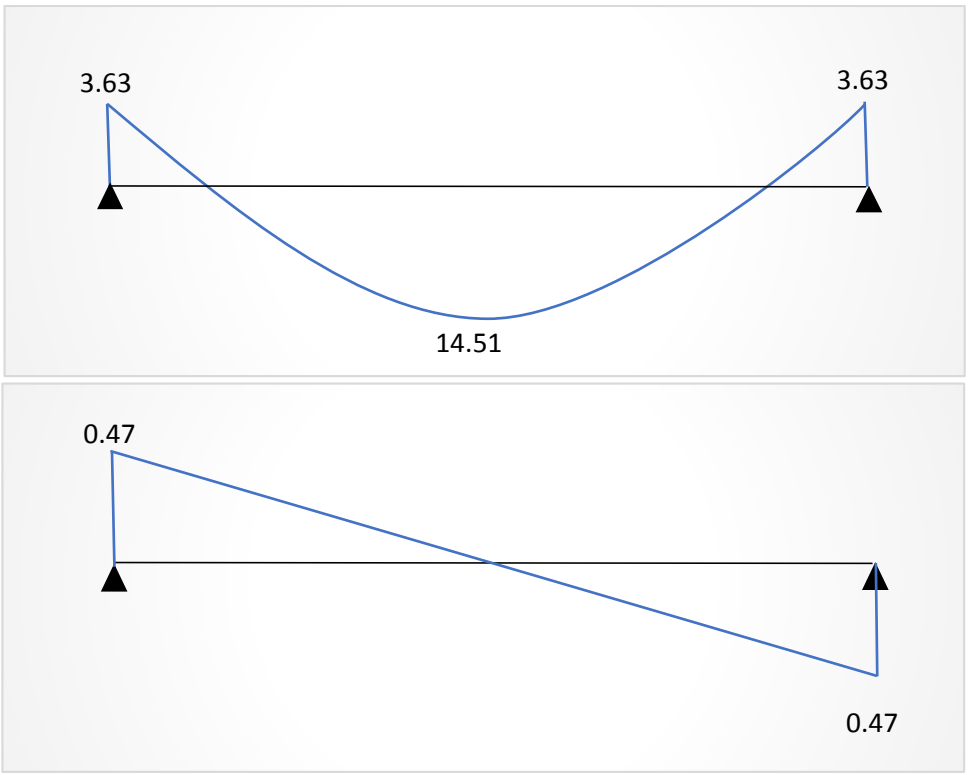


Figure III.53 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS

III.2.6.Ferraillage des poutrelles :

a. Calcul des armatures longitudinales :

Le ferraillage 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 :

- b = 65 cm
- b0 = 12 cm
- h = 21 cm
- h0 = 5 cm
- d = 19 cm
- σb= 14,2 MPa

σs= 348 MPa

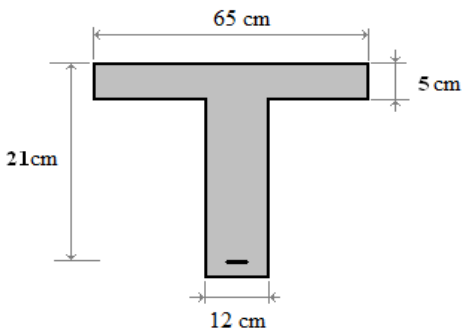


Figure III.54 :Section de béton des poutrelles

Tableau.III.37 :Calcul et vérification des armatures.

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (KN.m)	12.25	10.95
	M_0 (KN.m)	$M_0=b.h_0.\sigma_b.(d-h_0/2)$ M0=65.10².50.14,2.(190-50/2)=20.2403906 kN.m	
		$M_u< M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (65×21) ⇒ calcul en flexion simple	$M_u< M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (12×21) ⇒ calcul en flexion simple
	μ	0.0367	0.0328
	μ_l	0,392	
	$\mu< \mu_l$	Oui	Oui
	β	0.982	0.982
	A' (cm²)	0	0
	A (cm²)	1.886	1.686
	Amin (cm²)	1.365	0,252
	Le choix	3HA10=2,35	1HA10+1HA12=1.91

- ***Vérification à L'ELS :***

Vérification a l'ELS	Mser (KN.m)	8.88	7.94
	σ_b adm(MPa)	15	
	y_1 (cm)	40.2953985	36.7548007
	I_G (cm^4)	93176579.1	78039989.9
	K (N/mm^3)	0.10755114	0.1312702
	σ_b (MPa)	4.3338159	4.82481
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	Oui	Oui

Conclusion :

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

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

Tableau.III.38 : Ferraillages longitudinaux des poutrelles.

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=3HA10=2,35	Aa=1HA12+1HA10=1.91

a. Calcul des armatures transversales :

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right] \rightarrow \phi \leq [6{,}00\ ;12\ ;10]$

On adopt ϕ_t **= 6 mm.**

at $= \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 0{,}28\ \text{cm}^2$; nt = 2.

At =at.nt = 0,56 cm^2

- ***Espacement:***

$S_t \leq \min[0.9\,d\,,\,40\,\text{cm}] = 18{,}9\text{cm}$

$A_{t\,min} \leq 0.003\,S_t.b$ *(Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003*).

$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0.,003.b} = 15{,}55\text{cm}$ **,** on adopt **St = 16cm**.

On doit

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

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

$\frac{0{,}56 \times 10^2}{120 \times 160} = 0{,}00291 \geq \frac{1{,}15(0{,}813 - 0{,}3 \times 2{,}1 \times 1)}{0{,}9 \times 400 \times (0+1)} = 0{,}0005$

$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0{,}4.b_0 \cdot S_t}{f_e} = \frac{0{,}4.12.16}{400} = 0{,}19 cm^2$

A t = 0,56cm^2 ≥ Atmin = 0,19cm^2 (C.V)

Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles

A transversales	espacement
2HA6	16cm

III.2.7.Vérifications :

a) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{16.26\times10^3}{120\times190} = 0.713\,\text{MPa}$$

On considère que la fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0{,}2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3{,}33\text{MPa};\ 5\text{MPa}\right] = 3{,}33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0{,}713\,\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3{,}33\,\text{MPa} \qquad \text{cv}$$

b) Vérification au voisinage de l'appui :

Appui de rive : Mu = 10.95KN.m > 0,9.Vu.d= 2.781KN.m

Aucun prolongement à faire

c)Vérification de la compression dans la bielle de béton :

$$V_u \le 0{,}4\ \frac{f_{c28}}{1{,}5}\ b_0.a$$

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2\,;\ 0{,}9d\right] = \text{Min}\left[65 - 2 - 2\,;\ 0{,}9\times19\right] = 17{,}1\,\text{cm}$$

$$V_u = 16.26\,\text{KN} \le 0{,}4\times\left(\frac{25}{1{,}5}\right)\times120\times171 = 136{,}8\ \text{KN} \qquad \text{cv}$$

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

$$\sigma_m = \frac{2\,V_u}{b_0.a} < 1{,}3\,\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = \frac{2\times16.26\times10^3}{120\times171} = 1.584\,MPa < 1{,}3\times\frac{25}{1{,}5} = 21{,}667\,MPa \qquad \text{(c.v)}$$

$$A = 1.91\,\text{cm}^2 \ge \frac{\gamma_s\cdot V_u}{f_e} = \frac{1{,}15\times16.26\times10^3}{400} = 0.4675\,\text{cm}^2\ \text{(c.v)}$$

e)vérification de la flèche :

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps ;

Tableau.III.39 : Vérification préliminaire de la flèche.

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/ (15.M0)	$\rho \leq 3,6/fe$
h/ L = 0,21 / 4.25 = 0.0494 Mt/ (15. M0)=8.88 /(15×15.23)=0.0388	ρ=At/ (b0×d)=2,35 / (12×19)=0,0103 3,6/ fe = 3,6 / 400 = 0,009
C.V	C.N.V

On doit passer au calcul des flèches ;

- ✓ ***Évaluation détaillée de la flèche :***

Mser = 15.23 kNm $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12,19} = 0,0103$

ρ = 1,03 % ⇒β1 = 0,859 (Tableau).

$\sigma s = \frac{M_{ser} \cdot 10^3}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 42.637 MPa$

$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0,0108} = 3,988$

λv=2/5 λi=1,596

$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0108 \cdot 42.637 + 2,1} \Rightarrow \mu = 0.047$

Détermination de l'axe neutre :

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0) . h_0^2}{2} + 15A . d}{b_0 . h + (b - b_0) . h_0 + 15A} = 6.408 cm$$

Moment d'inertie de la section totale :

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

$=628066.14 cm^4$

$$I_{fi} = 1{,}1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu} = 581022.5\text{cm4}$$

$$I_{fv} = 1{,}1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu} = 642298.6\ \text{cm4}$$

$Ei = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195$ MPa ;

Ev=1/3 Ei=10721,398MPa

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{15.23 \times 4.25^2 \times 10^8}{10.(32164{,}195 \times 155562.74)} \Rightarrow \text{fi=1.472 mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{15.23 \times 4.25^2 \times 10^8}{10.(10721{,}398 \times 290716{,}567)} \Rightarrow \text{fv=3.994mm.}$$

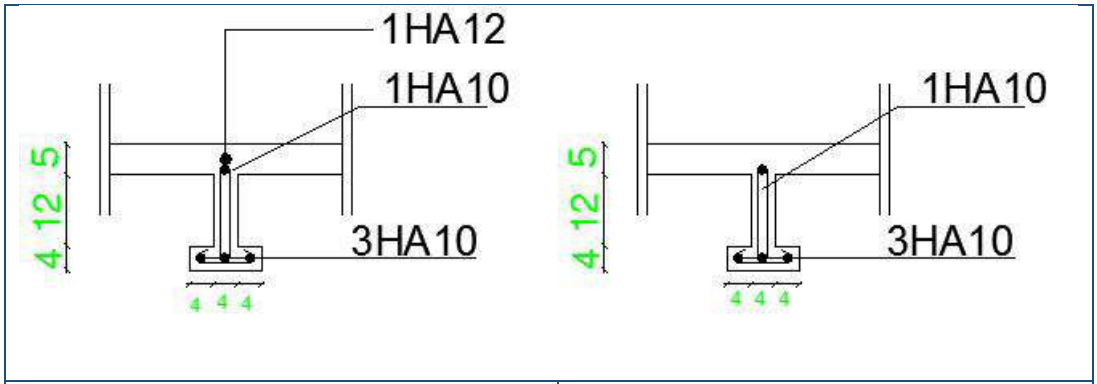
$\Delta ft = fv - fi \Rightarrow \Delta ft = 18{,}414 - 10{,}960 = 0.332$mm.

Il faut avoir : $\Delta ft \leq$ FLimite = $\bar{f}$

Avec: flimite= $\frac{L}{1000} + 0{,}5\,cm = \frac{4250}{1000} + 0{,}5\,cm = 9{,}25$ mm

Donc: $\Delta ft = 2.52$ mm<fLimite= 9,25 mm

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (e=16+5cm) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.



En appuis	En travé

Figure III.55 :Ferraillage des poutrelles pour plancher courant

b. Calcul des armatures longitudinales :

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

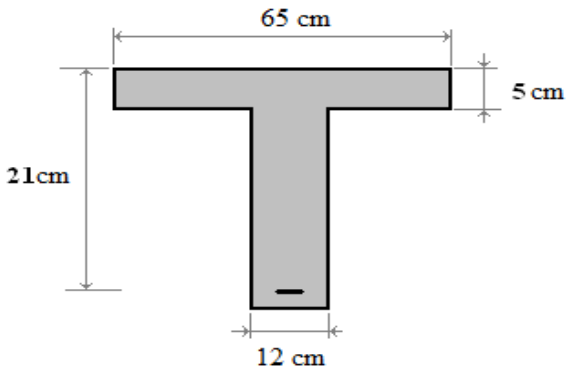
Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.

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

b = 65 cm

- b0 = 12 cm
- h = 25 cm
- h0 = 5 cm
- d = 19 cm
- σb= 14,2 MPa

σs= 348 MPa



FigureIII.56 :Section de béton des poutrelles

Tableau.III.40 :Calcul et vérification des armatures.

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (KN.m)	17.13	15.32
	M_0 (KN.m)	$M_0=b.h_0.\sigma_b.(d-h_0/2)$ $M_0=65.10^2.50.14,2.(190-50/2)=21.410kN.m$	
		$M_u< M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (65×21) $\Rightarrow$ calcul en flexion simple	$M_u< M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (12×21) $\Rightarrow$ calcul en flexion simple
	μ	0.0514	0.0459
	μ_l	0,392	
	$\mu< \mu_l$	Oui	Oui
	β	0.973	0.976
	A' (cm^2)	0	0
	A (cm^2)	2.662	2.373
	Amin (cm^2)	1.625	0.300
	Le choix	2HA12+1HA10=2,35	1HA10+1HA16=2.79

- ***Vérification à L'ELS:***

Vérification a l'ELS	Mser (KN.m)	14.51	10.88
	σ_b adm(MPa)	15	
	y_1 (cm)	40.2953985	36.7548007
	I_G (cm^4)	93176579.1	78039989.9
	K (N/mm^3)	0.10755114	0.1312702
	σ_b (MPa)	4.3338159	4.82481
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	Oui	Oui

Conclusion:

les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent

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

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=1HA10+2HA12=2,35	Aa=1HA16+1HA10=1.91

Tableau.III.41 : Ferraillages longitudinaux des poutrelles.

b. Calcul des armatures transversales:

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right] \rightarrow \phi \leq [6{,}00\ ;12\ ;10]$

On adopt ϕ_t **= 6 mm.**

at $= \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 0{,}28\ cm^2$; nt = 2.

At =at.nt = 0,56 cm^2

- ***Espacement:***

$S_t \leq \min[0.9\,d\,,\,40\,cm] = 18{,}9cm$

$A_{t\,min} \leq 0.003\,S_t.b$ *(Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003*).

$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0.,003.b} = 15{,}55cm$ **,** on adopt **St = 16cm**.

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

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

$$\frac{0,56\times10^{2}}{120\times160}=0,00291\geq\frac{1,15(0,813-0,3\times2,1\times1)}{0,9\times520\times(0+1)}=0,0005$$

$$A_t\geq A_{t\,min}=\frac{0,4.b_0.S_t}{f_e}=\frac{0,4.12.15}{520}=0,13cm^2$$

A t = 0,56cm² ≥ Atmin = 0,13cm² (C.V)

A transversales	espacement
2φ6	15cm

Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles

III.2.7.Vérifications :

a) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u=\frac{V_u}{b_0.d}=\frac{22.75\times10^3}{120\times190}=0.997\text{MPa}$$

On considère que la fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u=\text{Min}\left[\frac{0,2\,f_{c28}}{\gamma_b}=3,33\text{MPa};5\text{MPa}\right]=3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u=0.997\text{ MPa}<\bar{\tau}_u=3,33\text{ MPa}\qquad\text{cv}$$

b) Vérification au voisinage de l'appui :

Appui de rive : Mu = 15.32 KN.m > 0,9.Vu.d= 3.890KN.m

Aucun prolongement à faire

c)Vérification de la compression dans la bielle de béton :

$$V_u\leq0,4\ \frac{f_{c28}}{1,5}\ b_0.a$$

$$a=\text{Min}\left[b-c-2;0,9d\right]=\text{Min}\left[65-2-2;0,9\times19\right]=17,1\text{cm}$$

$$V_u=22.75\text{KN}\leq0,4\times\left(\frac{25}{1,5}\right)\times120\times171=136,8\text{ KN}\qquad\text{cv}$$

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

$$\sigma_m=\frac{2V_u}{b_0.a}<1,3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m=\frac{2\times22.75\times10^3}{120\times171}=2.217\ MPa<1,3\times\frac{25}{1,5}=21,667\ MPa\qquad\text{(c.v)}$$

$$A=2.79\text{ cm}^2\geq\frac{\gamma_s\cdot V_u}{f_e}=\frac{1,15\times22.75\times10^3}{400}=0.654\text{cm}^2\ \text{(c.v)}$$

e)vérification de la flèche :

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps ;

Tableau.III.42 : Vérification préliminaire de la flèche.

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/ (15.M0)	$\rho \leq 3,6/fe$
h/ L = 0,25 / 4.25 = 0.0588 Mt/ (15. M0)=8.88 /(15×15.23)=0.0533	ρ=At/ (b0×d)=2,35 / (12×19)=0,0103 3,6/ fe = 3,6 / 400 = 0,009
C.V	C.N.V

On doit passer au calcul des flèches ;

- ✓ ***Évaluation détaillée de la flèche :***

Mser = 18.14 kNm $\qquad \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12,19} = 0,0103$

ρ = 1,03 % ⇒β1 = 0,859 (Tableau).

$\sigma s = \frac{M_{ser} \cdot 10^3}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 50.783 MPa$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0,0108} = 3,991$$

λv=2/5 λi=1,596

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0108 \cdot 42.637 + 2,1} \Rightarrow \mu = 0.123$$

Détermination de l'axe neutre :

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0).h_0 + 15A} = 7.81 cm$$

Moment d'inertie de la section totale:

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

=642488.419 cm4

$$I_{fi} = 1{,}1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu}$$

Ifi= 473241.6cm4

$$I_{fv} = 1{,}1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu} = 590247\text{cm}4$$

$Ei=11000\sqrt[3]{f_{c28}}$ =32164.195 MPa ;

Ev=1/3 Ei=10721,398MPa

$$f_i = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{15.23\times 4.25^2\times 10^8}{10.(32164{,}195\times 155562.74)} \Rightarrow \text{fi=2.21 mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{15.23\times 4.25^2\times 10^8}{10.(10721{,}398\times 290716{,}567)} \Rightarrow \text{fv=5.31mm.}$$

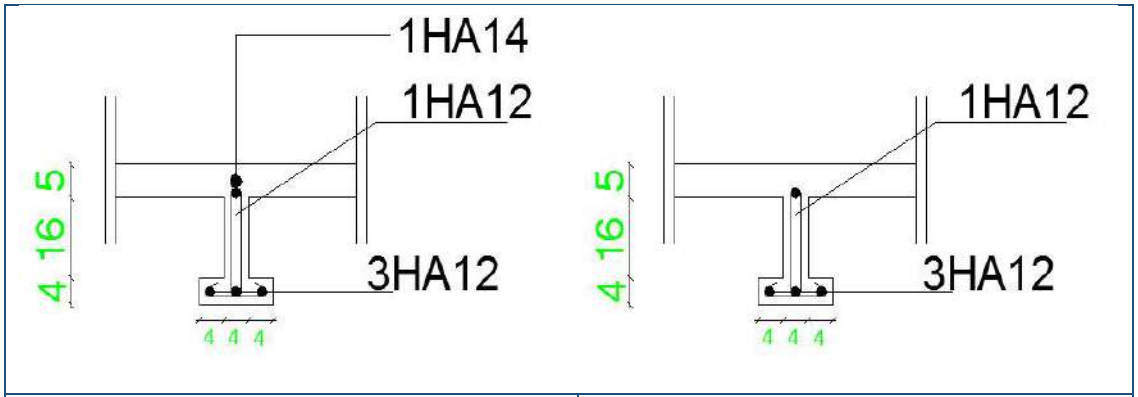
Δft = fv - fi⇒Δft= 531.631 – 221.041 =0.332mm.

Il faut avoir : Δft ≤ FLimite = $\bar{f}$

Avec: flimite= $\frac{L}{1000}+0{,}5\,cm = \frac{4250}{1000}+0{,}5\,cm$ = 9.25mm

Donc: Δft= 3.10mm<fLimite= 9.25 mm

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (e=20+5cm) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.



En appuis	En travé

Figure III.57 :Ferraillage des poutrelles pour plancher S-sol

III.4. Calcul des dalles :

III.4.1. Introduction :

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

On distingue un seul type de dalle pleine de formes régulière.

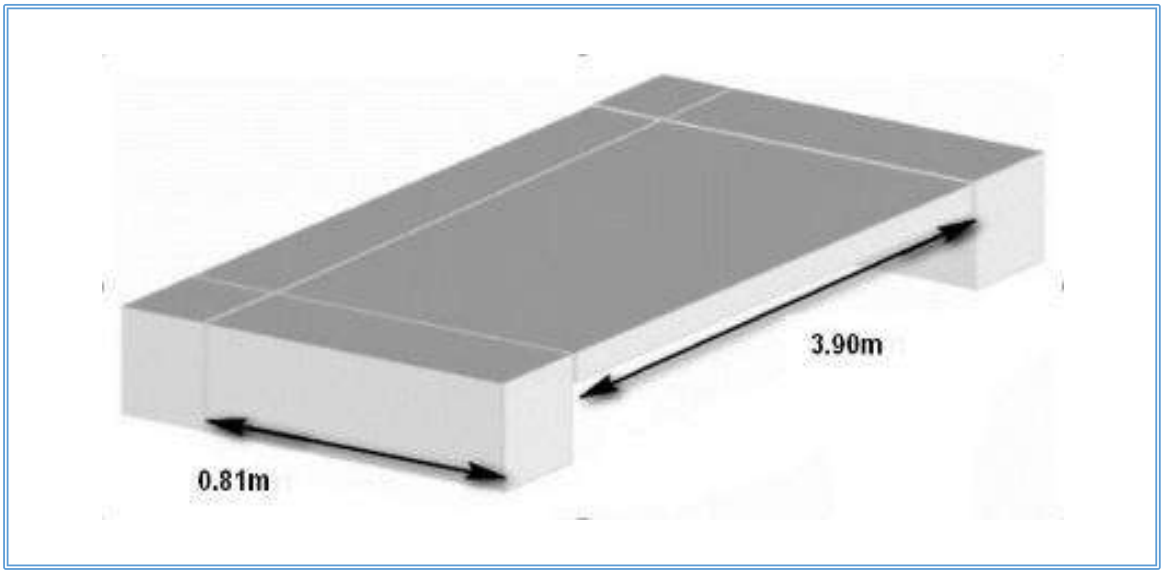


Figure III.58 : Dalle pleine d'épaisseur 15cm

Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes de calcul :

La méthode forfaitaire.

La méthode des lignes de rupture.

Pour notre calcul, on a choisis la deuxième méthode qui est basée sur la mécanique des fissures, considère les matériaux à leur limite élastoplastique, et elle ne concerne que l'état limite ultime.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis.

Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.

- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.

- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

- L'axe de rotation se trouve toujours dans le long du support.

Principe de calcul :

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

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

- ✓ ***travail externe :***

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

Text = *P*. *f* (cas d'une charge concentrée).

Text= $\iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec :

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de S.

✓ ***Travail interne :***

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

Tint= M. L .θ.

Avec :

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

Ɵ : Angle de rotation.

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

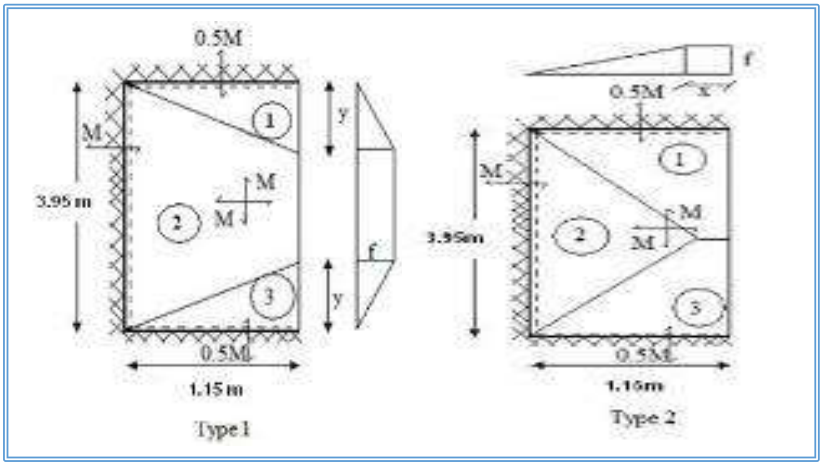


Figure III.59 :Les deux types de ruptures de dalle.

Dalle pleine reposant sur trois appuis :

Mx= My =0.85M

Max = May = 0.5 M

Application :

Données :

- **Dalle pleine du plancher terrasse :**

G = 6.37 KN/m² → P_u = 10.01 KN/m²

Q = 1 KN/m² → P_{ser} = 7,37 KN/m²

- **Dalle pleine du plancher courant :**

G = 6,06 KN/m² → Pu = 10.43 KN/m²

Q = 1.5 KN/m² → Pser = 7.56 KN/m²

- **Dalle pleine du plancher RDC :**

G = 6,36KN/m² → Pu = 14.59 KN/m²

Q = 4 KN/m² → Pser = 10.36 KN/m²

On prend le cas le plus défavorable :

P_u = 14,59 KN/m² → M_a = 0,5 M

P_{ser} = 10,36 KN/m² → M_t = 0.85M

Lx = 0.8m ; ly = 3.90 m

Calcul du moment fléchissant « M » :

Principe de travail virtuel :

Tint= Text

a. travaille externe :

Text (1)= Pu Lx $\frac{y}{2}\frac{f}{3}$

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

Donc :

Text= $\sum_{i=1}^{3} T_{ext}(i)$

= 4Text (1) + Text (2) = Pu Lx f [$\frac{2\times y}{3} + \frac{(Ly-2y)}{2}$]

D'où :

Text =Pu f [1.56 -0.27y]

b. Travail interne :

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

Tint (2) = M2y $\frac{f}{L_x}$ + MLy $\frac{f}{L_x}$

Donc :

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

D'où :

$$Tint= M f [\frac{1.2}{y} +2.5 y+4.88]$$

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

$$On\ obtient :\quad M= [1.56-0.27y]\ Pu / [\ \frac{1.2}{y} +2.5y+4.88]$$

$$Pu = M [\ \frac{1.2}{y} +2.5y+4.88]/[\ 1.56-0.27y]$$

$$\frac{dP}{dy}=0 \longrightarrow \frac{-1.872}{y^2} + \frac{0.648}{y} +3.656$$

Après le calcul on trouve : Y = 0. 63 m

Donc :

$$\begin{cases} Mu = 0.17\ Pu \\ Mser = 0.17\ Pser \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} Mu = 2.48\ KN/m \\ Mser= 1.76\ KN/m \end{cases}$$

$M_{ax}= M_{ay} = 0.5Mu = 1.24KN.m$

Ferraillage de la dalle pleine :

Béton :	fc28 = 25 Mpa	σbc = 14,2 MPa	ft28 = 2,1 MPa
	b = 100 cm	h = 115 cm	d = 12,5 cm
Acier	FeE 400	Fe = 400 Mpa	σs = 348 MPa

Données

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

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

Condition d'espacement :

En travée : $St = \frac{100}{n} \leq \bar{St}$ =Min [3h=45cm, 33cm] = 33cm

En appuis : $St = \frac{100}{n} \leq \bar{St}$ =Min [4h=60cm, 45cm] = 45cm

Acec :

n : le nombre des barres choisie.

Tableau III.43 : Ferraillage de la dalle pleine.

Position	sens	Amin (cm^2)	A calculé (cm^2)	A adoptée (cm^2)	Ar=A/4 (cm^2)	Ar adoptée (cm^2)	St (cm)	St (cm)	Cs.V
Travée	x	1.5	0.57	4AH8=2.01	0.51	3HA8=1.51	25	45	oui
	y	1.5	0.57	4AH8=2.01	0.51	3HA8=1.51	25	45	oui
Appuis	x	1.5	0.29	4AH8=2.01	0.51	3HA8=1.51	25	33	oui
	y	1.5	0.29	4AH8=2.01	0.51	3HA8=1.51	25	33	oui

III.4.2. Conclusion :

Pour des raisons pratique afin d'éviter tous problèmes d'exécution entre les armatures de travée et d'appuis, on adopte :

A = 4HA 8 en travée et en appuis avec un espacement de S_t = 25 cm.

Vérification à l'ELS :

Il faut que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ (CBA 95) ; $\sigma_b = k \cdot y_1$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6\, f_{t28} = 15\ MPa$$

Comme la fissuration est peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues (CBA93).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm4)	σ_b (MPa)	Vérification
En travée	1.78	6.18	9054.73	1.2	C.V
En appui	0.88	6.18	9054.73	0.6	C.V

Tableau III.44 :Vérification à l'ELS

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{ux} = \frac{p_u L_x}{2} = \frac{14.59 \times 0.8}{2} = 5.84\ KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0{,}07 \frac{f_{c28}}{1{,}5} = 0{,}07 \times \frac{25}{1{,}5} = 1{,}16\ MPa$$

$$\tau_u = \frac{5.84.10^3}{1000.125} = 0{,}044 MPa$$

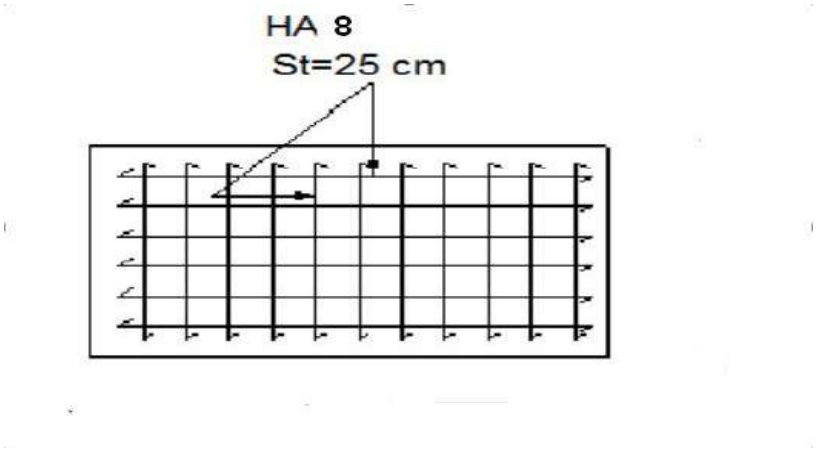
$$\tau_u = 0{,}044\ MPa \leq \bar{\tau}_u = 1.16\ MPa \qquad \text{(c.v)}$$

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

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L}=\frac{0,15}{0.8}=0,188 \geq 0,04 \text{..... .... (C.V)}$$

$$\rho=\frac{A}{b.d}=0,0016<0.005 \text{..... ....(C.V)}$$



Fegure III.60 : Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire pour 1 ml.

III.5. Calcul de dallage (S-Sol) :

III.5.1. Méthode de calcul :

(Panneau rectangulaire intermédiaire suivant(x) et (y) est encastrée sur 04 cotés).

On a : $\rho=\frac{L_x}{L_y}=\frac{4,25}{5}=0.85$

Donc ce type des dalles travaillent suivant les 02 directions :

- ✓ ***moment en travée :***

$M_{tx}=\begin{cases}\mathbf{0,85}\boldsymbol{M_x}:\boldsymbol{panneau\ de\ rive}.\\ \mathbf{0,75}\boldsymbol{M_x}:\boldsymbol{panneau\ intermédiare}.\end{cases}$ [3]

$$M_x=u_{xP}\,L^2{}_x \qquad M_y=u_y\,M_x$$

$M_{ty}=\begin{cases}0,85M_y:panneau\ de\ rive.\\ 0,75M_y.panneau\ intermediare.\end{cases}$

- ✓ ***moment aux appuis :***

Panneau intermédiaire : $M_{ax}=M_{ay}=-0,5M_x$. (les 02 appuis sont des appuis intermédiaires).

Panneau de rive :

Appui de rive : $M_{ax}=M_{ay}=-0,3M_x$.

Appui intermédiaire : $M_{ax}=M_{ay}=-0,5M_x$.

Ona: $\rho=\frac{L_x}{L_y}=\frac{4,25}{5}=0,85$

ELU:

→ u_x=0,0506, u_y=0,6864

$M_x = u_x.P.L^2_x$ =11.397 *KN.m* et $My = u_y.M_x$=7.823*KN.m.*

M_{tx}=0, 75M_x =8.547 KN.m M_{ty}=0,85M_y=6.649 KN.m

Max= -0,5Mx=5.698KN.m M_{ay}= -0,5M_x= -5.698 KN.m

ELS:

→ u_x=0, 0576, u_y=0, 7794.

$M_x = u_x.P.L^2_x$ =9.031 *KN.m* et: $My = u_y.M_x$=7.039*KN.m.*

M_{tx}=0, 75M_x =6.773 KN.m M_{ty}=0,85M_y=5.983 KN.m

Max= -0,5Mx=4.516 Kn.m M_{ay}= -0,5M_x=3.519 KN.m .

Ferraillage de la dalle pleine :

Données

Béton :	fc28 = 25 Mpa	σbc = 14,2 MPa	ft28 = 2,1 MPa
	b = 100 cm	h = 115 cm	d = 12,5 cm
Acier	FeE 400	Fe = 400 Mpa	σs = 348 MPa

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

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

Condition d'espacement :

En travée : St =$\frac{100}{n} \leq \bar{St}$ =Min [3h=45cm, 33cm] = 33cm

En appuis : St =$\frac{100}{n} \leq \bar{St}$ =Min [4h=60cm, 45cm] = 45cm

n : le nombre des barres choisie.

Tableau III.45 :Ferraillage de la dalle pleine.

Position	sens	Amin (cm2)	A cal (cm2)	A adoptée (cm2)	Ar=A/4 (cm^2)	Ar adoptée (cm^2)	St (cm)	St (cm)	Cs.V
Travée	x	1.5	2	4AH8=2.01	0.51	3HA8=1.51	25	45	oui
	y	1.5	1.7	4AH8=2.01	0.51	3HA8=1.51	25	45	oui
Appuis	x	1.5	1.7	4AH8=2.01	0.51	3HA8=1.51	25	33	oui
	y	1.5	1.7	4AH8=2.01	0.51	3HA8=1.51	25	33	oui

III.6. Conclusion :

Pour des raisons pratique afin d'éviter tous problèmes d'exécution entre les armatures de travée et d'appuis, on adopte :

A = 4HA 10 en travée et en appuis avec un espacement de S_t = 25 cm.

Vérification à l'ELS :

Il faut que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ (CBA 95) ; $\sigma_b = k \cdot y_1$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{t28} = 15\,MPa$$

Comme la fissuration est peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues (CBA93).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.46 :Vérification à l'ELS

Position	sens	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	verification
Travée	x	6.773	6.18	9054.72	4.62	CV
	y	5.983	6.18	9054.72	4.08	CV
Appuis	x	4.516	6.18	9054.72	3.08	CV
	y	3.519	6.18	9054.72	2.40	CV

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{ux} = \frac{p_{uL_x} Ly}{2Ly+Lx} = \frac{12.47\times 5x4.25}{2x5+4.25} = 18.595KN$$

$$V_{uy} = \frac{p_{uL_x} Ly}{3Ly} = \frac{12.47\times 5x4.25}{3x5} = 17.665\ KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0{,}07\frac{f_{c28}}{1{,}5} = 0{,}07\times\frac{25}{1{,}5} = 1{,}16\ MPa$$

$$\tau_{ux} = \frac{18.595.10^3}{1000.125} = 0{,}15 MPa$$

$$\tau_{uy} = \frac{17.665.10^3}{1000.125} = 0{,}14 MPa$$

$$\tau_u = 0.15\,Mpa \leq \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa \qquad \text{(c.v)}$$

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

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{0{,}15}{1} = 0{,}15 \geq 0{,}04 \text{..... .... (C.V)}$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = 0{,}0016 < 0.005 \text{..... ....(C.V)}$$

IV.1. Introduction :

L'étude dynamique consiste à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique. Cette dernière nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure. Ce modèle est ensuite introduit dans un logiciel de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

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

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

IV.2.1. Centre de masse :

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

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

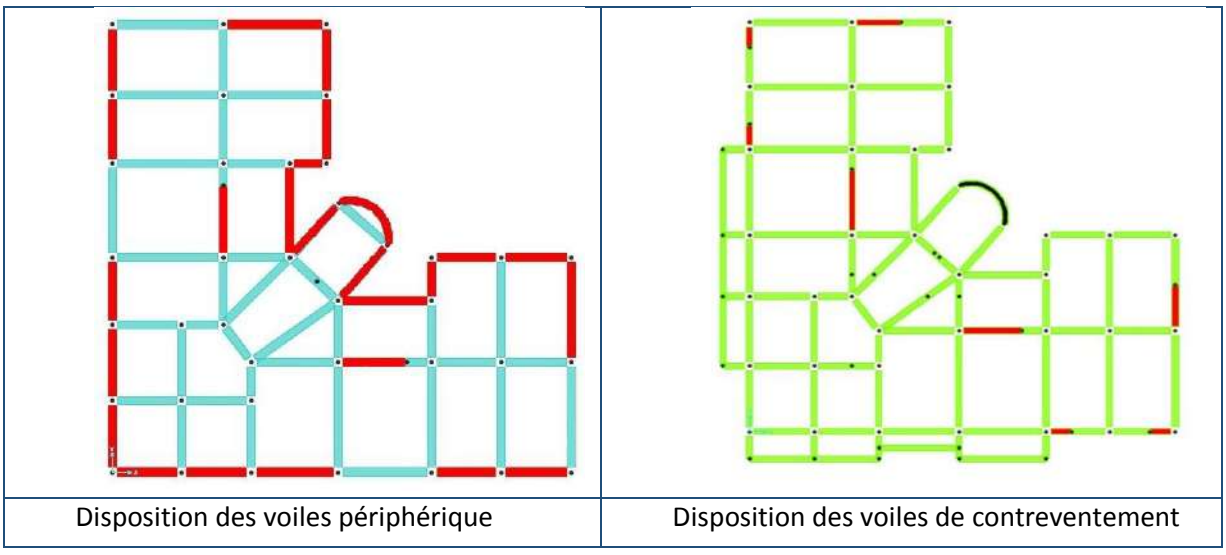
$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \\ Y_G = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi} \end{cases} \quad \text{..... (N°1)}$$

Ou :

Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.

Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.



Disposition des voiles périphérique	Disposition des voiles de contreventement

Figure IV.1 :Disposition des voiles.

Lx=22.05m.

Ly=21.68 m.

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

Tableau IV.1 :Calcul du centre de masse.

Etage	$\sum W_i(KN)$	$\sum W_i.X_i$	$\sum W_i.Y_i$	$X_G(m)$	$Y_G(m)$
5ème	3281.87	26517.51	25828.32	8.08	7.87
4ème	4021.2	32209.81	31405.57	8.01	7.81
3ème	4038.34	32387.49	31539.44	8.02	7.81
2ème	4038.34	32387.49	31539.44	8.02	7.81
1er	4038.34	32387.49	31539.44	8.02	7.81
RDC	4093.47	32829.63	32010.94	8.02	7.82
S-Sol	4559.49	36612.70	35700.81	8.03	7.83

IV.2.2. Centre de torsion :

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

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

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

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

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

$$\begin{cases} XR = \dfrac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \\ YR = \dfrac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}} \end{cases}$$

Ou :

I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de contreventement (poteau, voile).

X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

X_R, Y_R : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

IV.3. a. Les poteaux :

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

Donc, chaque poteau à une certaine rigidité :

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

E : module de Young.

$I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " et / ou " oy ".

L : longueur du poteau.

b. Moment d'inertie :

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

Pour les poteaux '2' : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$ [Cours de B.A].

Pour les poteaux '1' :

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

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

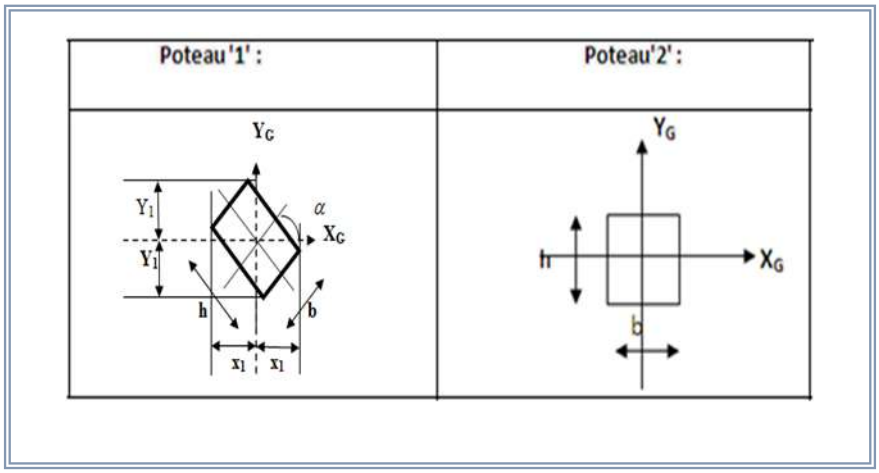


Figure IV.2 :Type des poteaux.

IV.4. Les refends :

a. 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 :

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

$K_{x,y}$: 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 ".

b. 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 ".

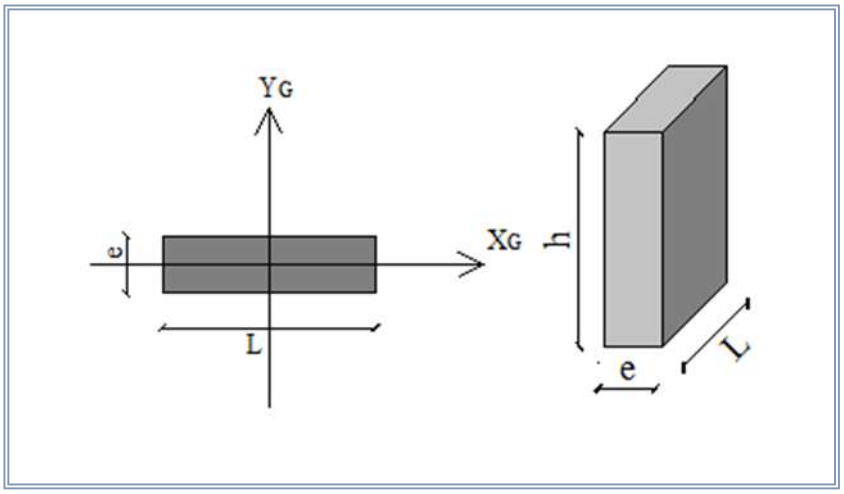


Figure IV.3 :Voile plein.

c. 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.

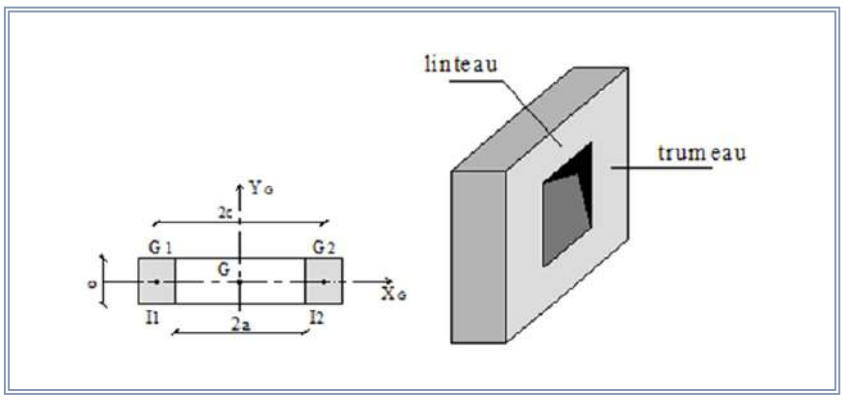


Figure IV.4 :Voile avec une seule ouverture.

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 équivalente :

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

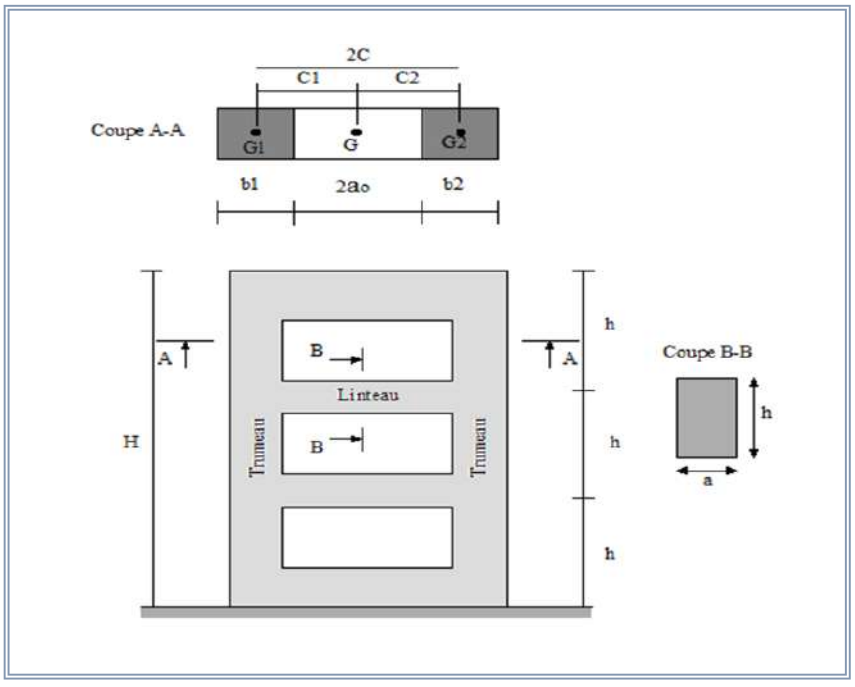


Figure IV.5 :Voile avec une file d'ouverture

(Chargement triangulaire).

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

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

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 seule 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 :

$A_0(\alpha, \xi) = \frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}.\frac{\text{sh}\,\alpha}{\text{ch}\,\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \text{ch}\,\alpha}$ 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 α > 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 IV.2:Calcul du centre de torsion.

Etage	$\sum Ix_i (m^4)$	$\sum Iy_i (m^4)$	$\sum Iy_i . X_i$	$\sum Ix_i . Y_i$	$X_T (m)$	$Y_T (m)$
5ème	0.6438	0.6798	3.61	3.75	5.6	5.52
4ème	0.6438	0.6798	3.61	3.75	5.6	5.52
3ème	0.6438	0.6798	3.61	3.75	5.6	5.52
2ème	0.6438	0.6798	3.61	3.75	5.6	5.52
1er	0.6438	0.6798	3.61	3.75	5.6	5.52
RDC	0.6773	0.7133	3.91	4.06	5.77	5.69
S-Sol	6.1876	6.2246	45.42	44.82	7.34	7.2

IV.5. Excentricité :

IV.5.1. Excentricité statique :

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

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

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

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

Etage	X_t (m)	Y_t (m)	X_G (m)	Y_G (m)	e_x (m)	e_y (m)
5ème	5.6	5.52	8.08	7.87	2.48	2.35
4ème	5.6	5.52	8.01	7.81	2.41	2.29
3ème	5.6	5.52	8.02	7.81	2.42	2.29
2ème	5.6	5.52	8.02	7.81	2.42	2.29
1er	5.6	5.52	8.02	7.81	2.42	2.29
RDC	5.77	5.69	8.02	7.82	2.25	2.13
S-Sol	7.34	7.2	8.03	7.83	0.69	0.63

IV.5.2. Excentricité accidentelle : *(Art.4.2.7 : RPA 99 VERSION 2003)*

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} Ex = 0{,}05.\,Lx \\ Ey = 0{,}05.\,Ly \end{cases}$$

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

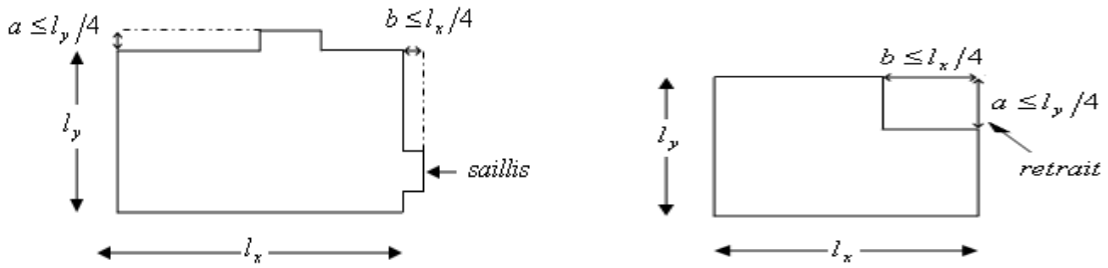
Tableau IV.4 :Calcul d'excentricité. »

Etage	L_x (m)	L_y (m)	e_x (m)	e_y (m)
5ème	22.05	21.68	3.31	3.25
4ème	22.05	21.68	3.31	3.25
3ème	22.05	21.68	3.31	3.25
2ème	22.05	21.68	3.31	3.25
1er	22.05	21.68	3.31	3.25
RDC	22.05	21.68	3.31	3.25
S-Sol	22.05	21.68	3.31	3.25

Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

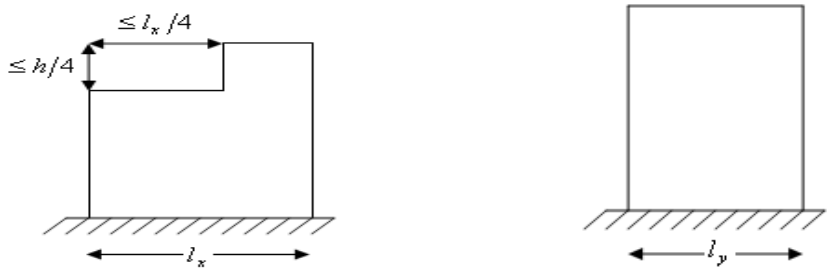
1. En **zone IIa** le bâtiment ou bloc étudier à une hauteur au plus égale à : 22.68m **(C.V)**

a)Régularité en plan :



Dans notre cas on a un retrait ou « *a* et *b* » sont supérieurs à $\frac{1}{4}$ de L_x et L_y **(N.V)**.

b) Régularité en élévation :



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

2. La configuration de bloc étudié est irrégulière. (En zone sismique IIa, groupe d'usage 2, H_t=22.68 m <17 m **(N.V)**

Donc, selon (***Art.4.1.2 : RPA 99 VERSION 2003***), les conditions d'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mené.

La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des structures aux éléments finis **'SAP2000 V17'**.

IV.6. Méthode dynamique modale spectrale :

a. Principe :

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le SAP2000 est le modèle du nœud maître basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier est donnés par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

c. Le spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

d. Coefficient d'accélération A : **[1] (RPA99.tab 4.1)**

Zone	groupe 1A	groupe 1B	groupe 2	groupe 3
IIa	0.25	0.20	**0,15**	0,10

Tableau IV.5 :Coefficient d'accélération de zone A.

f. facteur de correction d'amortissement η :

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$ $\xi = 7\ \%$ **(*R.P.A 99 VERSION 2003. tab 4.2*).**

Avec remplissage dense → η = 0,882

g. coefficient de comportement R : (R.P.A 99 VERSION 2003. tab 4.3).

On prend dans un premier calcul (**R= 5**) ce qui correspond à Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –Voiles et on doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (SAP2000V17) qui sont données ci-après.

Suivant X :

Tableau IV.6 :Sollicitations dues aux charges verticales et horizontales sens X

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
5	3235.950	2795.565	440.385	623.358	419.696	203.662
4	6958.337	5918.521	1039.816	875.474	477.477	397.997
3	11046.399	9249.874	1796.525	1308.392	568.749	739.643
2	15012.708	12603.832	2408.876	1588.495	615.424	973.071
1	19047.655	16101.692	2945.963	1813.438	572.184	1241.254
RDC	23422.386	20178.076	3244.310	1920.627	571.223	1349.404

Valeur en pourcentage :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
5	100 %	86.391 %	13.609 %	100 %	67.328 %	32.672 %
4	100 %	85.057 %	14.943 %	100 %	54.539 %	45.461 %
3	100 %	83.737 %	16.263 %	100 %	43.469 %	56.531 %
2	100 %	83.954 %	16.046 %	100 %	38.743 %	61.257 %
1	100 %	84.534 %	15.466 %	100 %	31.552 %	68.448 %
RDC	100 %	86.149 %	13.851 %	100 %	29.741 %	70.259 %

Suivant Y :

Tableau IV.7 :Sollicitations dues aux charges verticales et horizontales sens Y

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
5	3245.621	2795.565	450.056	618.243	408.002	210.241
4	6962.645	5918.521	1044.124	971.453	489.727	481.726
3	11055.130	9249.874	1805.256	1326.417	586.735	739.682
2	15024.704	12603.832	2420.872	1609.135	632.682	976.453
1	19070.603	16101.692	2968.911	1851.677	590.372	1261.305
RDC	23468.563	20178.076	3290.487	1947.302	592.581	1354.721

Valeur en pourcentage :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
5	100 %	86.133 %	13.867 %	100 %	65.994 %	34.006 %
4	100 %	85.004 %	14.996 %	100 %	50.412 %	49.588 %
3	100 %	83.670 %	16.330 %	100 %	44.235 %	55.765 %
2	100 %	83.887 %	16.113 %	100 %	39.318 %	60.682 %
1	100 %	84.432 %	15.568 %	100 %	31.883 %	68.117 %
RDC	100 %	85.979 %	14.021 %	100 %	30.431 %	69.569 %

A partir des résultats ci-dessus on est dans le cas de Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles et ce conformément (*Art.3.4.A.4.b : RPA 99 VERSION 2003*)

Ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les 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**. **Donc : R=5**

d. facteur de qualité Q : (R.P.A 99 VERSION 2003. 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 :

$$Q = 1 + \sum_{}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 :Détermination du facteur de qualité Q.

Critère q	p_q			
	Suivant x		Suivant y	
	Observé	N.observé	Observé	N.observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2. Redondances en plan	Oui	0	Oui	0
3. Régulation en plan	Non	0,05	Non	0,05
4. Régulation en élévation	Oui	0	Oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
6. Contrôle de la qualité de l’exécution	Non	0.05	Non	0.05
Σ	0,15		0,15	

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

e. périodes caractéristiques : (R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7).

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}40\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S 2.}$$

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d’impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - à partir de l’accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d’où l’intérêt d’introduire la notion de *spectre de réponse*.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n’est représentatif d’aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

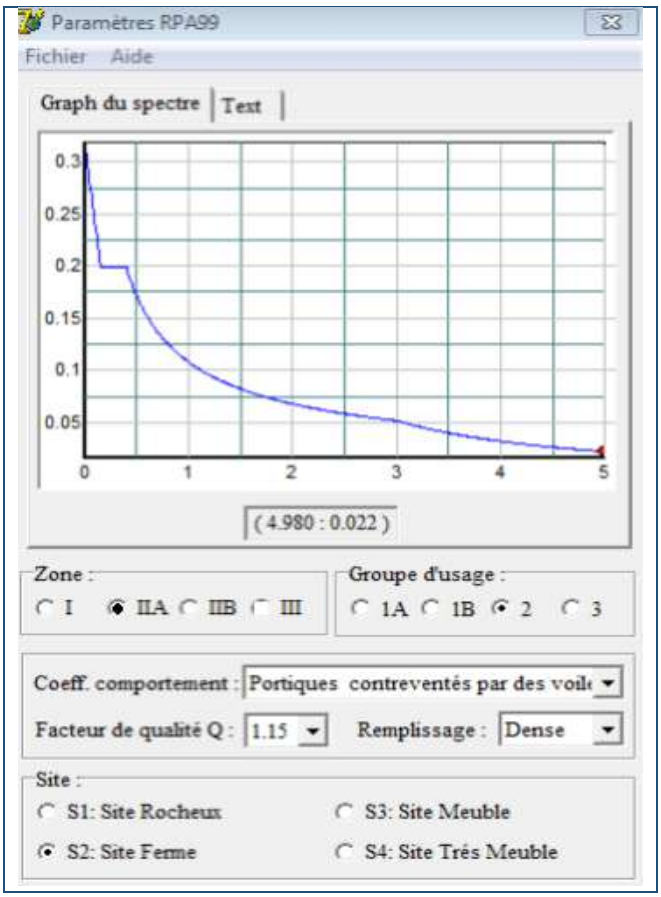


Figure IV.6 :Spectres de réponse.

IV.7. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

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

-Vérification de comportement des trois premiers modes.

-Vérification de participation massique.

-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.

IV.7.1. Vérification de comportement des trois premiers modes :

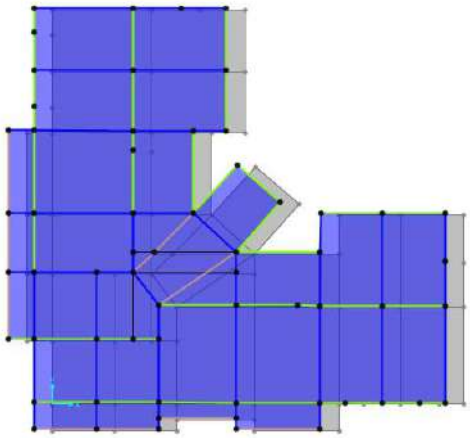
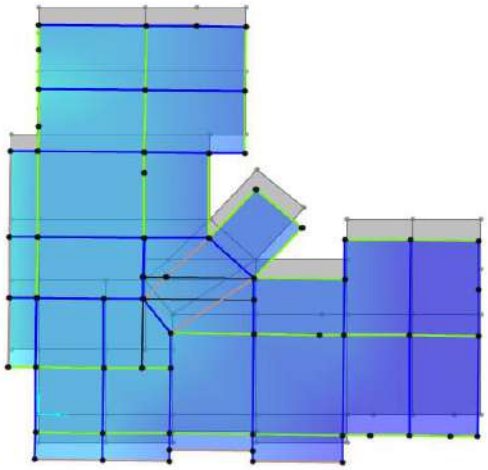
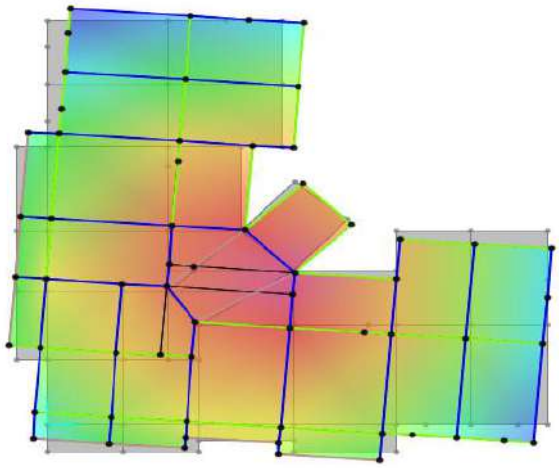
Mode 1	Mode 2
	
Mode 3	
	

figure VI.9 :Le comportement des trois premiers modes.

Le comportement des trois premiers modes.

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pur dans le sens (X)	Translation pur dans le sens (Y)	rotation autour de Z

IV.7.2. Vérification de participation massique :

D'après le **RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90%au moins de la masse totale de la structure.

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions ne décrites ci-dessus peuvent ne pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de mode (K) à retenir doit être tel que :

$$K = 3\sqrt{N} \text{ et } T<0.2s$$

Avec :

K : le nombre minimal de mode à retenir.

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol. **N=6.**

$K = 3\sqrt{6}= 7.35 \rightarrow$ K=8**.**

Le mode retenue est : **le 8eme mode**

Tableau IV.10 :Coefficient de participation massique.

Mode " i "	Période " s "	Participation modale individuelle en (%)			Participation modale cumulée en (%)		
		Suivant " x "	Suivant" y "	Autour " Z "	Suivant " x "	Suivant " y "	Autour " Z "
1	0.513	64	1	0	64	1	0
2	0.504	1	64	0	65	65	0
3	0.444	0	0	64	65	65	64
4	0.149	12	0	0	77	65	64
5	0.146	0	12	0	77	77	64
6	0.125	0	0	13	77	77	77
7	0.088	0	0	0	77	77	77
8	0.086	0	0	0	77	77	77
9	0.077	0	0	0	77	77	77
10	0.075	4	0	0	82	78	77

IV.7.3. **Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :** *(Art.4.2.6 : RPA 99 VERSION 2003)*

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

$$\text{Donc il faut vérifier que} \quad \frac{V_t}{V} > 0{,}8$$

Calcul de la force sismique totale : *(Art.4.2.3 : RPA 99 VERSION 2003)*

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

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

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

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

$T_2 = 0{,}4$ s *(R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7).*

(Avec site S_2)

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

ξ = 7 % (R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.2).

(Avec remplissage dense) → η = 0,882 ≥ 0,7 (C.V)

T : période fondamentale suivant les deux directions

Les valeurs de T calculé sont : $\begin{cases} T_X = 0{,}43s \\ T_Y = 0{,}44s \end{cases} \in [0 - 0.5s]$

Alors : $D_x=D_y= 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}$

Donc :

$$\begin{cases} D_X = 2{,}205 \\ D_Y = 2{,}205 \end{cases}$$

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

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad avec\ W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} + \beta_1 W_{Q1i}$$

β = 0.2 (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab 4.5*).

β_1=0.3

w=33974.111KN.

Tableau IV.11 :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)
0,15	2,205	2,205	5,0	1,10	1,10	33974.111	2480.110	2480.110

Tableau IV.12 :Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V (KN)	V_t (KN)	V_t/V	vérification
X	2480.110	2057.717	0.83	CV
Y	2480.110	2063.332	0.83	CV

Pour les deux directions x et y la condition est vérifiée, donc il n'y a pas des modifications au niveau des paramètres de la réponse, (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport (0,8 (V_t/V>=0.8).

IV.7.4. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \qquad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

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 :

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

Avec :

X_G, Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.

Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

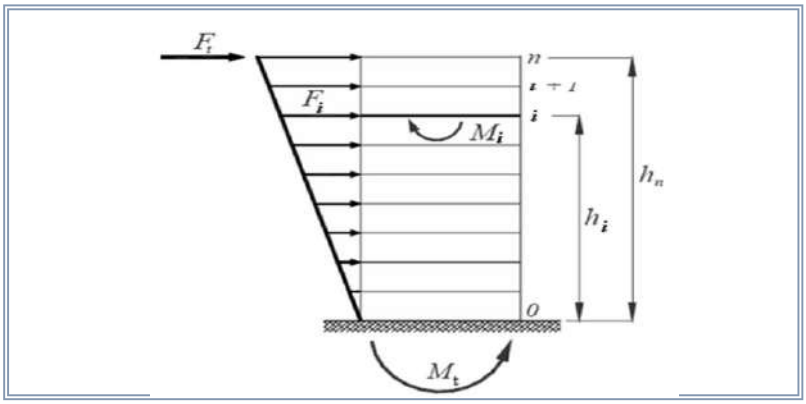


Figure IV.7 :Les forces agissent sur la stabilité au renversement

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : (*Art.4.2.5 : RPA 99 VERSION 2003*)

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

On a:

$T_x = 0{,}43$ s $\rightarrow F_t = 0$

$T_y = 0{,}44$ s $\rightarrow F_t = 0$

Donc on a:

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

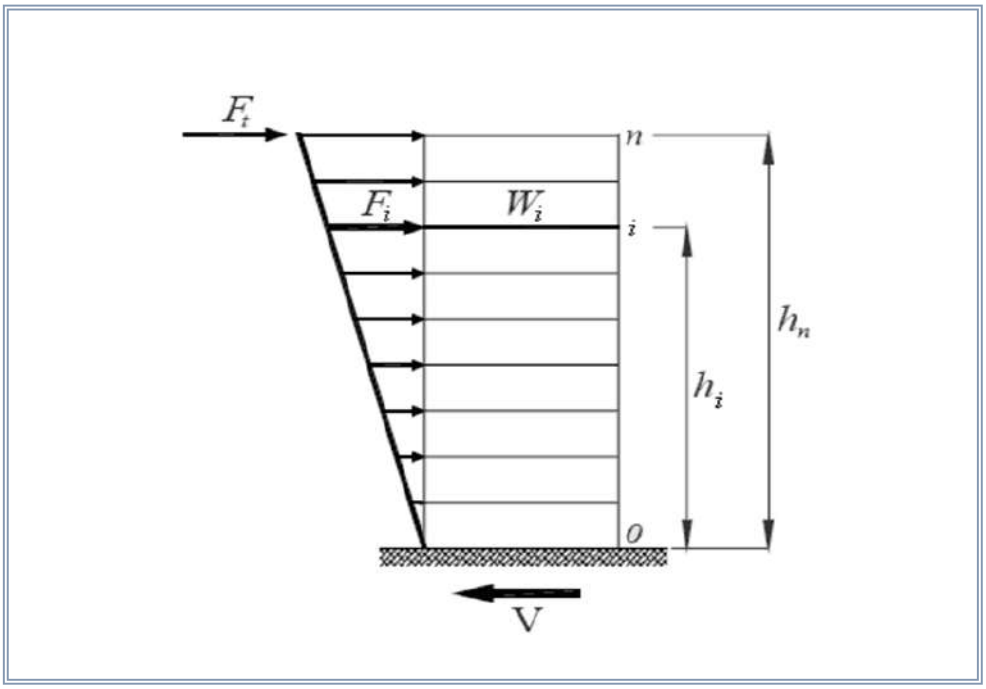


Figure IV.8 :Distribution des forces sismiques.

V_X =2057.717 KN.

Tableau IV.13 :Forces sismiques selon la hauteur suivant X

Niveau (m)	W_i (KN)	W_ih_i (KN.m)	α_x	F_{ix} (KN)
+20.44	3281.87	67081.423	0.233	479.229
+17.2	4021.20	69164.640	0.240	494.111
+13.96	4038.34	56375.226	0.196	402.744
+10.72	4038.34	43291.005	0.150	309.270
+7.48	4038.34	30206.783	0.105	215.797
+4.24	4093.47	17356.313	0.060	123.993
+1	4559.49	4559.490	0.016	32.573
SOMME		288034.88	1	2057.717

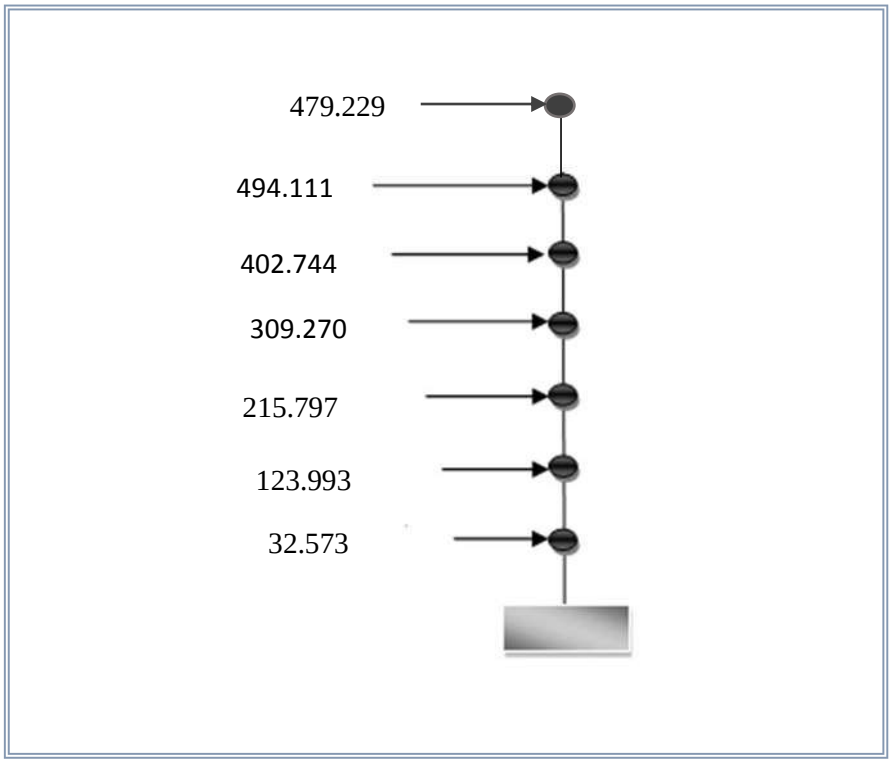


Figure IV.9 :Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

V_Y =2063.332KN

Tableau IV.14 :Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

Niveau (m)	W_i (KN)	W_ih_i (KN.m)	α_y	F_{iy} (KN)
+20.44	3281.87	67081.423	0.233	480.536
+17.2	4021.20	69164.640	0.240	495.459
+13.96	4038.34	56375.226	0.196	403.843
+10.72	4038.34	43291.005	0.150	310.114
+7.48	4038.34	30206.783	0.105	216.386
+4.24	4093.47	17356.313	0.060	124.332
+1	4559.49	4559.490	0.016	32.662
SOMME		288034.88	1	2063.332

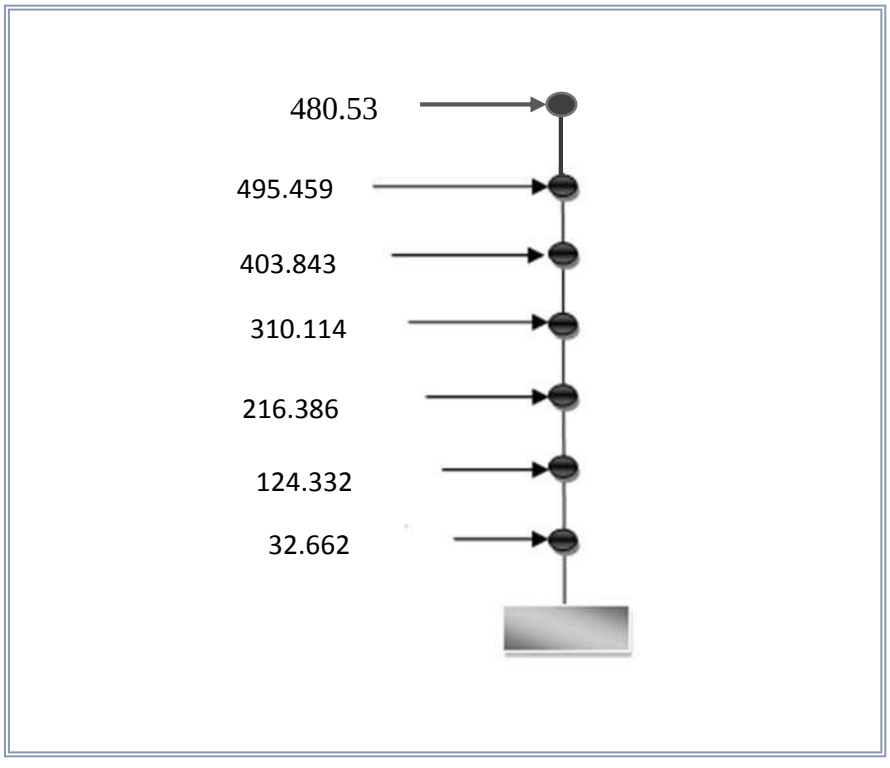


Figure IV.10 :Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

Moment de renversement :

Tableau IV.15 :Calcul du moment de renversement.

Niveau (m)	Fix (KN)	Fiy (KN)	MRxi (KN.m)	MRyi (KN.m)
+20.44	479.229	480.536	9795.435	9822.164
+17.2	494.111	495.459	8498.712	8521.903
+13.96	402.744	403.843	5622.303	5637.645
+10.72	309.270	310.114	3315.378	3324.425
+7.48	215.797	216.386	1614.160	1618.565
+4.24	123.993	124.332	525.731	527.166
+1	32.573	32.662	32.573	32.662
∑MR			29404.293	29484.530

Moment stabilisant :

Tableau IV.16 :Calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{Sx} (KN.m)	M_{Sy} (KN.m)
+22.68	3281.87	8.08	7.87	26517.510	25828.317
+19.44	4021.2	8.01	7.81	32209.812	31405.572
+16.2	4038.34	8.02	7.81	32387.487	31539.435
+12.96	4038.34	8.02	7.81	32387.487	31539.435
+9.72	4038.34	8.02	7.81	32387.487	31539.435
+6.48	4093.47	8.02	7.82	32829.629	32010.935
+3.24	5018.72	8.13	7.92	40802.194	39748.262
$\sum M_t$				229521.605	223611.393

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$

Tableau VI.17 :Vérification de stabilisation.

M_{Sx} (KN.m)	M_{Sy} (KN.m)	M_{Rx} (KN.m)	M_{Ry} (KN.m)	M_{Sx}/M_{Rx}	M_{Sy}/M_{Ry}	$\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$
229521.605	223611.393	29404.293	29484.530	7.78	7.60	C.V

La structure est vérifiées contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement.

IV.7.5. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\boldsymbol{\delta_K = R\delta_{ek}} \qquad (\textit{Art.4.4.3: RPA 99 VERSION 2003})$$

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 :

$$\boldsymbol{\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}}$$

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 :

$$\boldsymbol{\Delta \text{ k limite} = 0{,}01 \times h_e}$$

Tableau IV.18 :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
+22.68	0.95	4.77			
+19.44	0.82	4.12	0.65	3.24	CV
+16.2	0.67	3.33	0.78	3.24	CV
+12.96	0.49	2.43	0.90	3.24	CV
+9.72	0.29	1.47	0.96	3.24	CV
+6.48	0.12	0.59	0.89	3.24	CV
+3.24	0.01	0.04	0.55	3.24	CV
0	0.00	0.00	0.04	3.24	CV

Tableau IV.19 :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
+22.68	0.92	4.58			
+19.44	0.79	3.94	0.64	3.24	CV
+16.2	0.64	3.18	0.76	3.24	CV
+12.96	0.46	2.32	0.87	3.24	CV
+9.72	0.28	1.41	0.91	3.24	CV
+6.48	0.11	0.56	0.84	3.24	CV
+3.24	0.01	0.05	0.52	3.24	CV
0	0.00	0.00	0.05	3.24	CV

IV.7.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : *(Art.5.9 : RPA 99 VERSION 2003)*

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.20 : Vérification l'effet P-Δ sens X.

niveau	h_K	P_k (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0,10
+20.44	3.24	3281.87	479.229	0.65	0.014	CV
+17.2	3.24	7303.07	973.340	0.78	0.018	CV
+13.96	3.24	11341.41	1376.084	0.9	0.023	CV
+10.72	3.24	15379.75	1685.354	0.96	0.027	CV
+7.48	3.24	19418.09	1901.151	0.89	0.028	CV
+4.24	3.24	23511.56	2025.144	0.55	0.020	CV
+1	1	28071.05	2057.717	0.04	0.005	CV

Tableau IV.21 :Vérification l'effet P-Δ sens Y.

niveau	h_K	P_k (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0,10
+20.44	3.24	3281.87	480.536	0.64	0.013	CV
+17.2	3.24	7303.07	975.996	0.76	0.017	CV
+13.96	3.24	11341.41	1379.839	0.87	0.022	CV
+10.72	3.24	15379.75	1689.953	0.91	0.026	CV
+7.48	3.24	19418.09	1906.339	0.84	0.026	CV
+4.24	3.24	23511.56	2030.670	0.52	0.019	CV
+1	1	28071.05	2063.332	0.04	0.005	CV

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.8. 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 CBA93 et RPA99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation ; nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Les combinaisons données par les règles du **CBA 93** :

E.L.U :1,35G +1,5Q+1.5Q_1

E.L.S : G + Q + Q_1

Les combinaisons données par les règles *RPA99 version 2003(Art 5.2)*

G +Q+ Q_1 ± E

0,8 G ± E

Avec :

G : charges permanentes.

Q ; Q_1 : charges d'exploitations.

E : charges sismiques.

V.2.Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

❖ **Les sections :**

Poutres principales : **(bxh)** = (30x40) cm^2

Poutres secondaires : **(bxh)** = (30x35) cm^2

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V.1 :Les données de calcul.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
f_{c28}= 25 MPa	FeE 400	f_{c28}=25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ s=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,50 MPa	σ s=400 MPa

V.2.2. Recommandation du RPA99 :

Armatures longitudinales : [1] ►► 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 50ϕ en Zone III.

$A_{\text{Travée et appui}} \geq A_{min}$ CBA et A_{min} RPA

$A_{\text{Travée et appui}} \leq A_{max}$ RPA

Armatures transversales [1] ►► Art [7.5.2.2] ◄◄ :

La quantité d'armatures transversales est donnée par : $A_t = 0{,}003.\ S_t\ .b$

$$\begin{cases} S_t \leq h/2 \text{ en} & \text{Zone courante} \\ S_t \leq \min(h/4\ ;\ 12\phi_l) & \text{Zone nodale} \end{cases}$$

b : largeur de la poutre.

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales.

Selon le CBA93 (A.7.1.2) :

La section des armatures longitudinales **(A.7.1.2)** est : $A \geq A_{\min} = \dfrac{b.h}{1000}$

L'espacement des armatures transversales **(A.5.1.2)** est tel que :

$S_t \leq \min [0{,}9d\ ;\ 40cm]$

$$\frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0{,}4MPa$$

$$\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_S.(\tau_u - 0{,}3 f_{c28}.K)}{0{,}9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec K=1, $\alpha = 90^0$

Le diamètre des armatures transversales **(A.6.4.2)** est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right]$$

V.2.3. Les efforts :

Les efforts pris en compte dans le calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.2 :Efforts internes maximum des poutres principales.

Niveau	Poutre	M	Mult(KN.m)	Situa	Mser (KN.m)	Tult (KN)
Terrasse	INTE	M_t	50.029	DUR	36.53	109.16
		M_a	81.79	DUR	59.75	-
	RIVE	M_t	28.31	DUR	20.75	53.3
		M_a	48.95	ACC	25.54	-
les étages	INTE	M_t	62.58	DUR	45.61	134.99
		M_a	99.71	DUR	72.67	-
	RIVE	M_t	35.37	DUR	25.89	72.07
		M_a	72.29	ACC	36.58	-
RDC	INTE	M_t	80.02	DUR	57.69	168.1
		M_a	112.88	DUR	80.92	-
	RIVE	M_t	40.47	DUR	29.2	84.84
		M_a	56.45	DUR	40.71	-

Tableau V.3 :Efforts internes maximum des poutres secondaires.

Niveau	Poutre	M	Mult (KN.m)	Situa	Mser (KN.m)	Tult (KN)
Terrasse	INTE	M_t	23.35	ACC	20.96	79.52
		M_a	42.6	ACC	30.45	-
	RIVE	M_t	23.31	DUR	17.04	61.77
		M_a	43.03	ACC	31.06	-
les étages	INTE	M_t	27.14	DUR	19.7	90.63
		M_a	50.52	DUR	36.81	-
	RIVE	M_t	31.07	DUR	22.68	83.19
		M_a	61.21	ACC	41.26	-
RDC	INTE	M_t	33.05	DUR	23.52	116.89
		M_a	63.06	DUR	45.14	-
	RIVE	M_t	38.39	DUR	27.58	94.71
		M_a	51.72	DUR	37.17	-

V.2.4. Calcul des armatures longitudinales :

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.4 :Section des armatures longitudinales des poutres principales porteuse

Niveau	Poutre	M	M_{ult}	A_s	A'_s	A_{chois}	A_{min} (cm^2)		nombre des barres
							CBA	RPA	
Terrasse	INTE	M_t	50.029	4	0	4.52	1.2	6	**4HA12**
		M_a	81.79	6.8		8.01	1.2	6	**3HA14+3HA12**
	RIVE	M_t	28.31	2.2	0	3.39	1.2	6	**3HA12**
		M_a	48.95	3.9		4.52	1.2	6	**4HA12**
les étages	INTE	M_t	62.58	5.1	0	5.65	1.2	6	**5HA12**
		M_a	99.71	8.4		9.24	1.2	6	**6HA14**
	RIVE	M_t	35.37	2.8	0	3.39	1.2	6	**3HA12**
		M_a	72.29	5.9		6.16	1.2	6	**4HA14**
RDC	INTE	M_t	80.02	6.6	0	7.7	1.2	6	**5HA14**
		M_a	112.88	9.7		10.65	1.2	6	**3HA14+3HA16**
	RIVE	M_t	40.47	3.2	0	4.62	1.2	6	**3HA14**
		M_a	56.45	4.6		4.62	1.2	6	**3HA14**

Tableau V.5 :Section des armatures longitudinales des poutres secondaires.

Niveau	Poutre	M	M_{ult}	A_s	A'_s	A_{chois}	A_{min} (cm^2)		nombre des barres
							CBA	RPA	
Terrasse	INTE	M_t	23.35	2.6	0	3.39	1.05	5.25	**3HA12**
		M_a	42.6	4		5.65	1.05	5.25	**5HA12**
	RIVE	M_t	23.31	2.1	0	3.39	1.05	5.25	**3HA12**
		M_a	43.03	4		4.52	1.05	5.25	**4HA12**
les étages	INTE	M_t	27.14	2.5	0	4.62	1.05	5.25	**3HA14**
		M_a	50.52	4.8		5.75	1.05	5.25	**1HA12+3HA14**
	RIVE	M_t	31.07	2.9	0	4.62	1.05	5.25	**3HA14**
		M_a	61.21	5.8		6.88	1.05	5.25	**2HA12+3HA14**
RDC	INTE	M_t	33.05	3	0	3.39	1.05	5.25	**3HA12**
		M_a	63.06	6		6.88	1.05	5.25	**3HA14+2HA12**
	RIVE	M_t	38.39	3.6	0	4.62	1.05	5.25	**3HA14**
		M_a	51.72	4.9		6.88	1.05	5.25	**3HA14+2HA12**

V.2.5. Vérification :

Vérification des contraintes à l'E.L.S :

Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

Avec : $\sigma_b = \frac{M_{ser}.y}{I}$, $\overline{\sigma_b}$=0.6f$_{c28}$ =15MPa

y : est déterminé à partir de l'équation :

$$by^2/2+15A'_s(y-c')-15A_s(d-y)=0.$$

$$I=b.y^3/3+15A'_s(y-c')^2+15A_s(d-y)^2.$$

Si la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}$$

Avec : $\sigma_s = M_{ser}.15\frac{(d-y)}{I}$, $\overline{\sigma_s} \leq \min[\frac{2}{3}f_e;110\sqrt{\eta.f_{t28}}] = 201.63MPa$.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.6 :Vérification des poutres principales à l'E.L.S.

Niveau	Poutre	Position	M_{ser} (KN.m)	A (cm²)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_S}$ (MPa)	$\sigma_s < \overline{\sigma_S}$
Terrasse	INTE	M_t	36.53	4.52	6.6	15	CV	-	-	-
		M_a	59.75	8.01	8.8	15	CV	-	-	-
	RIVE	M_t	20.75	4.52	3.7	15	CV	136.2	201.63	CV
		M_a	25.54	8.01	3.8	15	CV	97	201.63	CV
les étages	INTE	M_t	45.61	7.7	6.8	15	CV	-	-	-
		M_a	72.67	9.24	10.2	15	CV	-	-	-
	RIVE	M_t	25.89	7.7	3.9	15	CV	102	201.63	CV
		M_a	36.58	9.24	5.1	15	CV	121.8	201.63	CV
RDC	INTE	M_t	57.69	7.7	8.6	15	CV	-	-	-
		M_a	80.92	10.65	10.8	15	CV	-	-	-
	RIVE	M_t	29.2	7.7	4.3	15	CV	115	201.63	CV
		M_a	40.71	10.65	5.4	15	CV	117.5	201.63	CV

Tableau V.7 :Vérification des poutres secondaire à l'ELS.

Niveau	Poutre	Position	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
Terrasse	INTE	M_t	20.96	3.39	5.3	15	CV	-	-	-
		M_a	30.45	5.65	6.9	15	CV	-	-	-
	RIVE	M_t	17.04	3.39	4.3	15	CV	169.8	201.63	CV
		M_a	31.06	5.65	6.5	15	CV	189.1	201.63	CV
les étages	INTE	M_t	19.7	4.52	4.5	15	CV	-	-	-
		M_a	36.81	8.01	7.4	15	CV	-	-	-
	RIVE	M_t	22.68	4.52	5.2	15	CV	172.9	201.63	CV
		M_a	41.26	8.01	7.7	15	CV	182.1	201.63	CV
RDC	INTE	M_t	23.52	5.75	4.9	15	CV	-	-	-
		M_a	45.14	6.88	8.9	15	CV	-	-	-
	RIVE	M_t	27.58	5.75	5.7	15	CV	165.2	201.63	CV
		M_a	37.17	6.88	7.3	15	CV	188.8	201.63	CV

Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 :

Tableau V.8 :Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA.

Niveau	Position	A_{total} (cm_2)	A_{min} CBA = 1,20 cm^2	A_{min} RPA = 6,00cm^2	$A_{t\ max}$ RPA = 48 cm^2	$A_{a\ max}$ RPA =72cm^2	correction
Terrasse	app	11.4	CV	CV	CV	CV	-
	travé	7.92	CV	CV	CV	CV	-
les étages	app	13.85	CV	CV	CV	CV	-
	travé	12.32	CV	CV	CV	CV	-
RDC	app	15.27	CV	CV	CV	CV	-
	travé	12.32	CV	CV	CV	CV	-

Tableau V.10 :Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA.

Niveau	Position	A_{total} (cm_2)	A_{min} CBA = 1,20 cm^2	A_{min} RPA = 6,00cm^2	$A_{t\ max}$ RPA = 48 cm^2	$A_{a\ max}$ RPA =72cm^2	correction
Terrasse	app	9.05	CV	CV	CV	CV	-
	travé	6.79	CV	CV	CV	CV	-
les étage	app	12.63	CV	CV	CV	CV	-
	travé	9.24	CV	CV	CV	CV	-
RDC	app	11.5	CV	CV	CV	CV	-
	travé	10.37	CV	CV	CV	CV	-

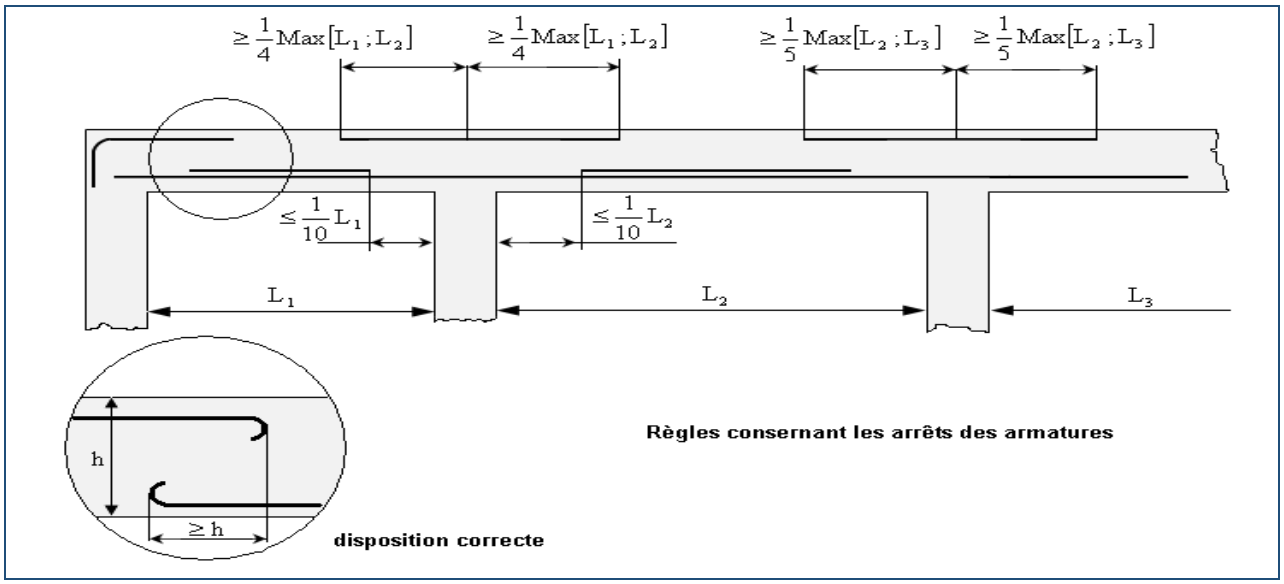


Figure.V.1.Disposition des armatures pour les poutres porteuses.

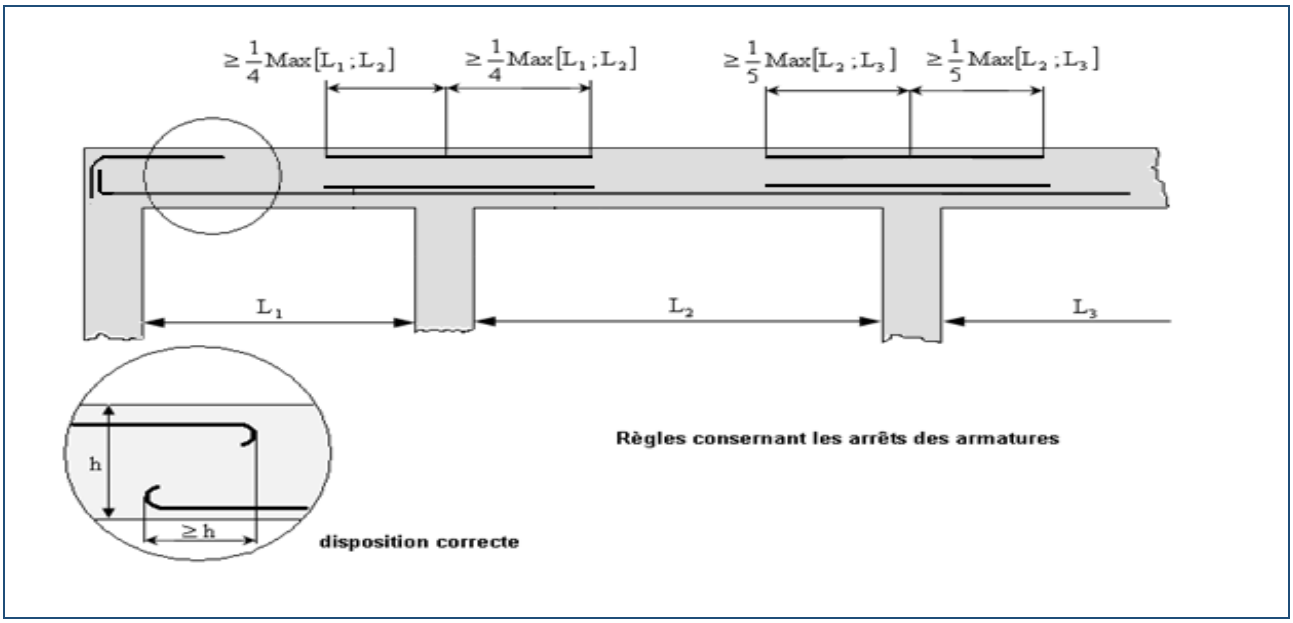


Figure V.2 :Disposition des armatures pour les poutres non porteuses.

Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d}$$

Tableau V.11 :Calcul de $\bar{\tau}_u$.

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	les fissurations est préjudiciable	les fissurations est peu nuisibles
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0,15\frac{f_{ci}}{\gamma_b};4MPa\right]$	$\min\left[0,2\frac{f_{ci}}{\gamma_b};5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u = 2,5MPa$	$\bar{\tau}_u = 3,33MPa$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3,26MPa$	$\bar{\tau}_u = 4,34MPa$

Tableau V.12 :Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.

Niveau	Position	Situa	Vu (KN)	combinaison	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
terrasse	INTE	DUR	109.157	1.35G+1.5Q+1.5Q_1	0.970284	3.33	CV
	RIVE	DUR	53.3	1.35G+1.5Q+1.5Q_1	0.473778	2.5	CV
les étages	INTE	DUR	134.99	1.35G+1.5Q+1.5Q_1	1.199911	3.33	CV
	RIVE	DUR	72.07	1.35G+1.5Q+1.5Q_1	0.640622	2.5	CV
RDC	INTE	DUR	168.1	1.35G+1.5Q+1.5Q_1	1.494222	3.33	CV
	RIVE	DUR	84.84	1.35G+1.5Q+1.5Q_1	0.754133	2.5	CV

Tableau V.13 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.

Niveau	Position	Situa	Vu (KN)	combinaison	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
terrasse	INTE	DUR	79.52	1.35G+1.5Q+1.5Q_1	0.70684	3.33	CV
	RIVE	DUR	61.77	1.35G+1.5Q+1.5Q_1	0.54907	2.5	CV
les étages	INTE	DUR	90.63	1.35G+1.5Q+1.5Q_1	0.8056	3.33	CV
	RIVE	DUR	83.19	1.35G+1.5Q+1.5Q_1	0.73947	2.5	CV
RDC	INTE	DUR	116.89	1.35G+1.5Q+1.5Q_1	1.03902	3.33	CV
	RIVE	DUR	94.71	1.35G+1.5Q+1.5Q_1	0.84187	2.5	CV

Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type haut adhérence de nuance FeE400.

Vérification du R.P.A 99 V 2003 :

$$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b$$

Zone nodale : $S_t \le \overline{S_t} = Min\left[\frac{h}{4}; 12\varphi_t\right]$.

Zone courant : $S_t \le \overline{S_t} = \frac{h}{2}$.

D'après **CBA 93** :
$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \ge \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \le Min(0.9d;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \ge 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.14 :Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement

	CBA 93		RPA 99 Ver 2003			$S_{t\,adopte}$ (cm)		
Section	$\overline{S_t}$ (cm)	A_t (cm^2)	$\overline{S_t}$ (ZN)	$\overline{S_t}$ (ZC)	A_t (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\,choisie}$ (cm^2)
30x35	29.25	2,01	8.75	17.5	1.01	10	15	**4HA8**
30x40	33,3	2,01	9.60	20	1,35	10	15	**4HA8**

Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \ge \frac{1}{16} \qquad \frac{h}{L} \ge \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} \qquad \frac{A}{b_0 d} \le \frac{4.2}{f_e}$$

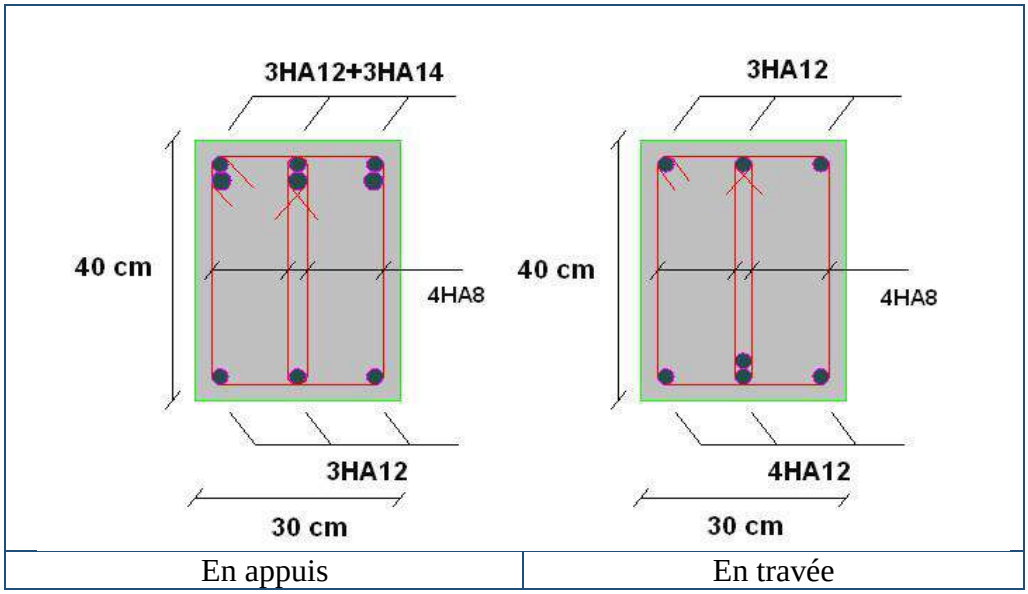
Avec : $M_t = K \times M_0$

K : est un coefficient rédacteur ($0{,}75 \le K \le 0{,}85$)

On prend K = 0,85

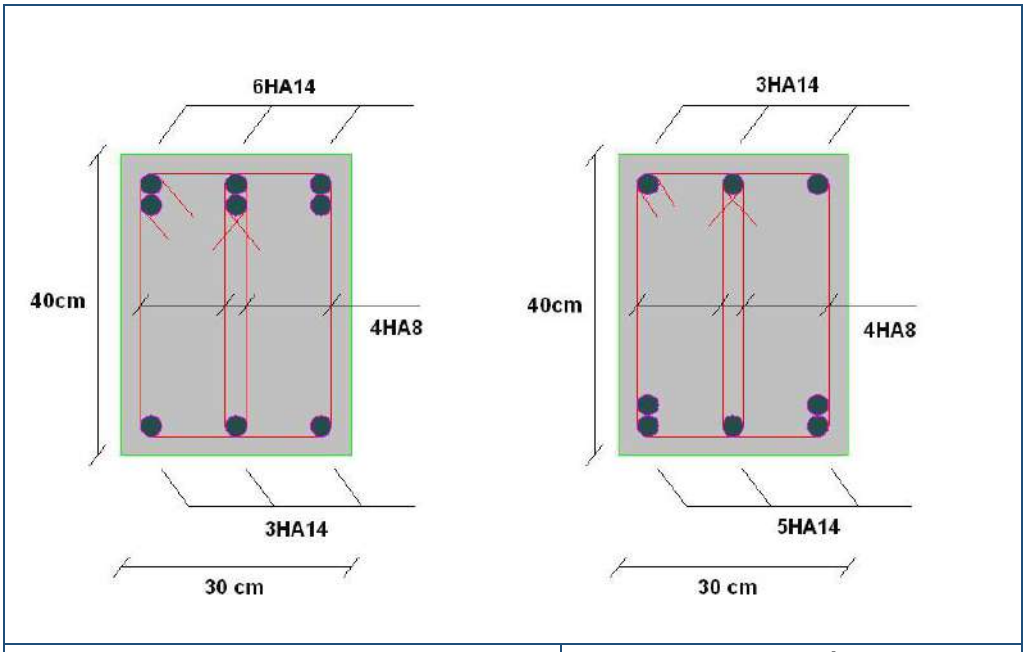
Tableau V.15 :Vérification de la flèche des poutres.

	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	0,08	0,062	C.V	0,08	0,085	C.V	0,004	0,0105	C.V
PS	0,082	0,062	C.V	0,082	0,085	C.V	0,0035	0,0105	C.V



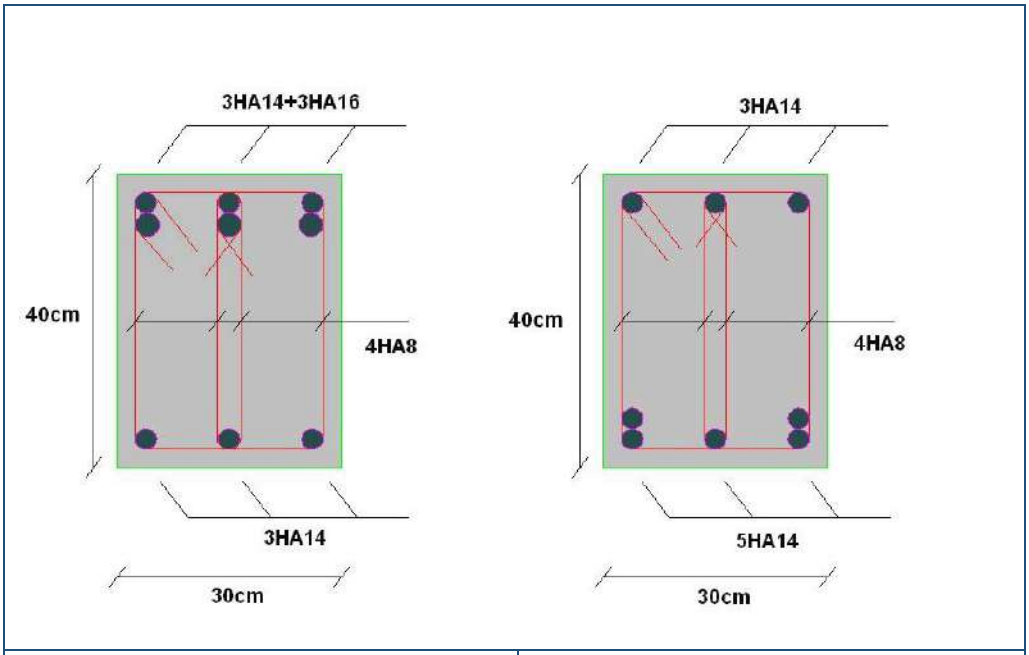
En appuis | En travée

Figure V.3 :Ferraillages des poutres principales (la terrasse).



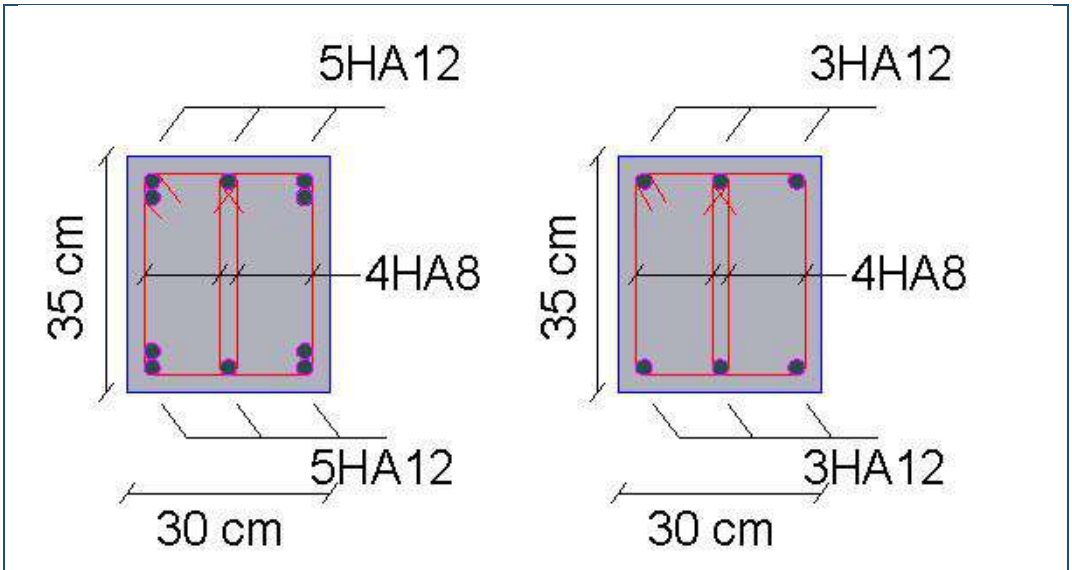
En appuis | En travée

Figure V.4:Ferraillages des poutres principales (les étages courants).



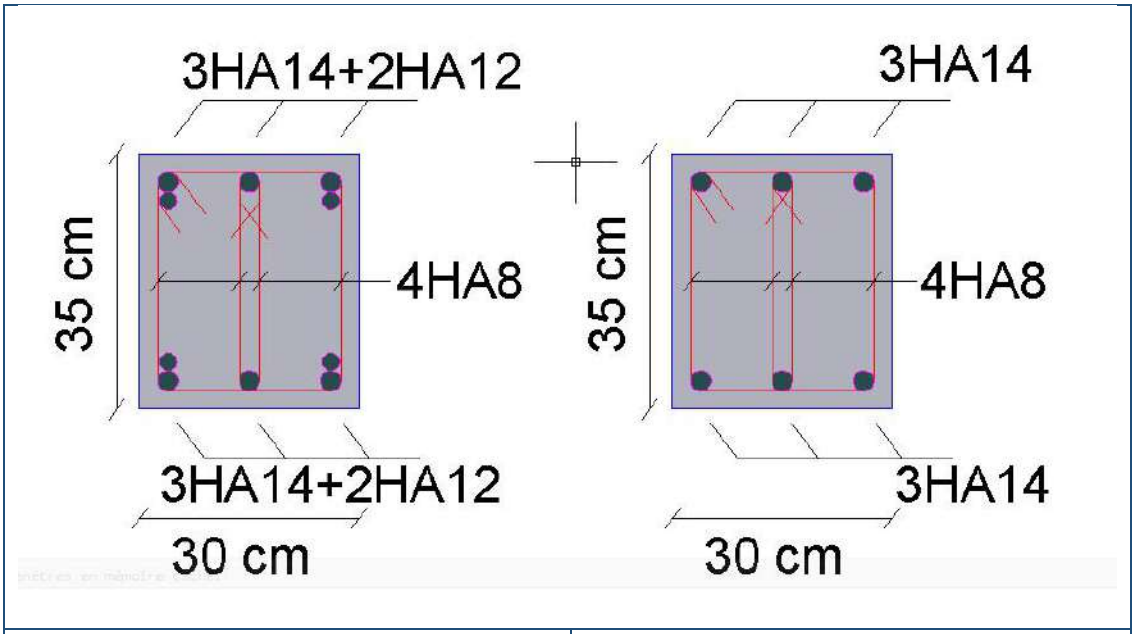
En appuis	En travée

Figure V.5 :Ferraillages des poutres principales (RDC).



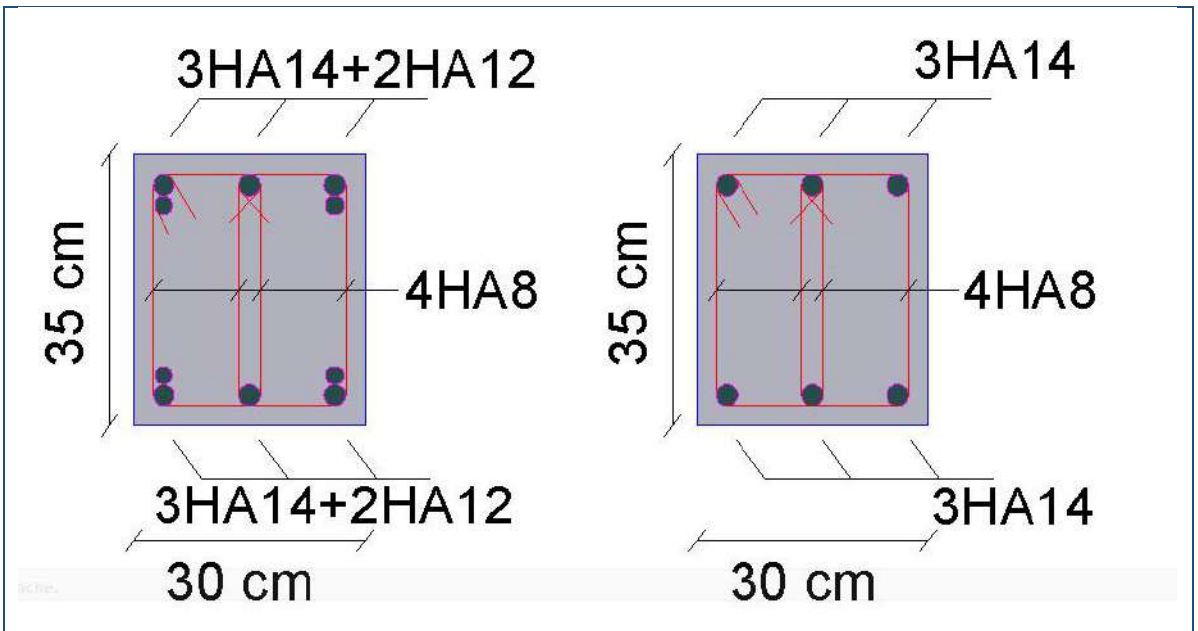
En appuis	En travée

Figure V.6 :Ferraillages des poutres secondaires (la terrasse).



En appuis	En travée

Figure V.7:. Ferraillages des poutres secondaires (les étages courants).



En appuis	En travée

Figure V.8 :Ferraillages des poutres secondaires (RDC).

VI.3. Ferraillage des poteaux :

V.3.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être dans l'un des trois cas suivants :

Section entièrement tendue SET.

Section entièrement comprimée SEC.

Section partiellement comprimée SPC.

COMBINAISON D'ACTION :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a. Situation durable : Selon "BAEL 91 modifié 99 "

ELU : $1,35G+1,5Q+1.5Q_1$

ELS : $G+Q+Q_1$

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

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

b. Situation accidentelle : Selon "RPA99 version 2003"

$G+Q+Q_1±E$

$0,8G±E$

Béton : $\gamma_b= 1,15$; $f_{c28}= 25$ MPa ; $\sigma_{bc}= 18,48$ MPa

Acier : $\gamma_s= 1,00$; FeE400 ; $\sigma_s= 400$ MPa

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

1- N_{max}, M_{corr}

2- M_{max}, N_{corr}

3- N_{min}, M_{corr} pour la combinaison $0,8G±E$

Avec : « corr : Signifie correspondant »

Recommandations du RPA99 :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence ; droite et sans crochets.

* leur pourcentage **minimal** sera de :

- 0,7% en zone IIa

* Leur pourcentage **maximal** sera de : - 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

* Le diamètre minimum est de 12mm

* La longueur minimale des recouvrements est de 40 ϕ en zone IIa

* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

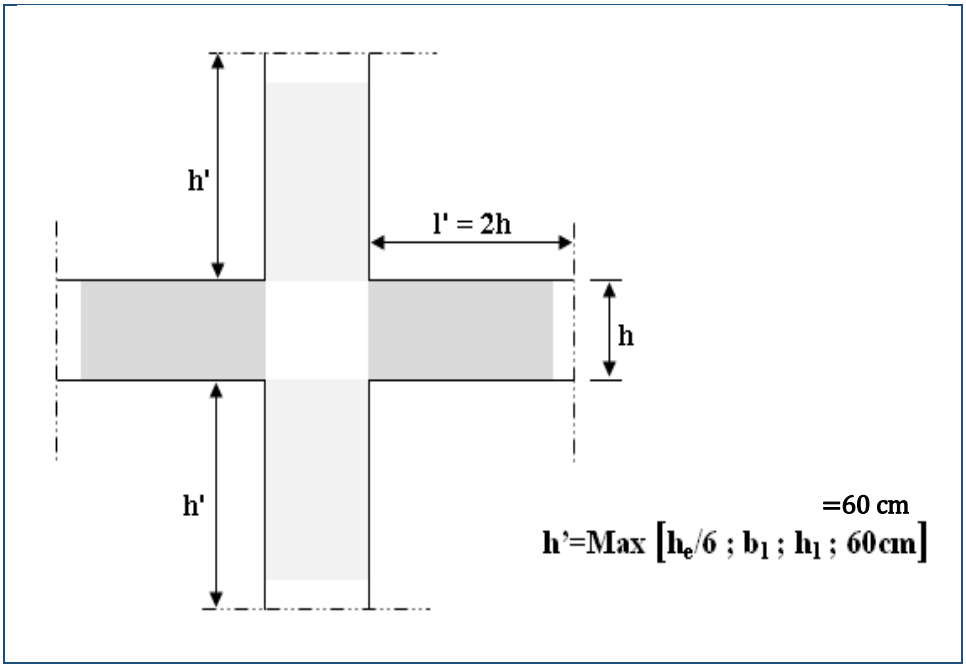


Figure V.8 :Définition de la zone nodale dans les poteaux.

Etat limite de stabilité de forme par CBA93 :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_G = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

e_2 : Excentricités du 2eme ordre dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3.L_f^2(2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

$$\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2 \quad : \text{généralement pour le béton}$$

$$\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{Mu\text{G}}{M\text{u}}$$

MuG : Moment permanant de la barre correspond à la sollicitation considérée.

L_f : longueur de flambement.

h : hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(\text{cm})}{250}\ ,\ 2\ \text{cm}]$$

on doit vérifier que :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\ (15 \text{ et} \frac{20*e1}{h})$$

V.3.2. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau V.16 :détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU.

Niveau	Section (cm^2)	Cas	Valeur	Combinaison	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
terrasse	35x35	Nmin	-25.8	ACC	5.6	9.8	**4HA14+4HA12=10.68**
		Mcorr	24.34				
		Mmax	46.65	ACC	5.6	9.8	**4HA14+4HA12=10.68**
		Ncorr	53.52				
		Nmax	171.98	DUR	5.6	9.8	**4HA14+4HA12=10.68**
		Mcorr	-13.76				
4eme	35x35	Nmin	-33.09	ACC	5.6	9.8	**4HA14+4HA12=10.68**
		Mcorr	23.7				
		Mmax	59.63	ACC	5.6	9.8	**4HA14+4HA12=10.68**
		Ncorr	111.35				
		Nmax	399.94	DUR	5.6	9.8	**4HA14+4HA12=10.68**
		Mcorr	-8.9				
3eme	35x35	Nmin	-60.03	ACC	5.6	9.8	**4HA14+4HA12=10.68**
		Mcorr	20.4				
		Mmax	71.83	ACC	6	9.8	**4HA14+4HA12=10.68**
		Ncorr	167.85				
		Nmax	641.81	DUR	5.6	9.8	**4HA14+4HA12=10.68**
		Mcorr	-10.25				

2eme	35x35	Nmin	-12.55	ACC	5.6	9.8	**4HA14+4HA12=10.68**
		Mcorr	891.24				
		Mmax	78.42	ACC	5.6	9.8	**4HA14+4HA12=10.68**
		Ncorr	226.22				
		Nmax	-139.85	ACC	5.6	9.8	**4HA14+4HA12=10.68**
		Mcorr	21.01				
1er	35x35	Nmin	-237.64	ACC	7.2	9.8	**4HA14+4HA12=10.68**
		Mcorr	19				
		Mmax	73.02	ACC	5.6	9.8	**4HA14+4HA12=10.68**
		Ncorr	292.16				
		Nmax	1152.61	DUR	5.6	9.8	**4HA14+4HA12=10.68**
		Mcorr	-13.58				
RDC	40x40	Nmin	-330.21	DUR	9.6	12.8	**4HA16+4HA14=14.2**
		Mcorr	26.63				
		Mmax	53.88	ACC	6.4	12.8	**4HA16+4HA14=14.2**
		Ncorr	388.44				
		Nmax	1432.23	DUR	6.4	12.8	**4HA16+4HA14=14.2**
		Mcorr	-21.79				
S-Sol	45x45	Nmin	-279.23	ACC	7.2	16.2	**4HA16+8HA14=20.36**
		Mcorr	16.66				
		Mmax	5.64	ACC	7.2	16.2	**4HA16+8HA14=20.36**
		Ncorr	126.52				
		Nmax	1141.95	DUR	7.2	16.2	**4HA16+8HA14=20.36**
		Mcorr	1.13				

V.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS (par CBA93) :

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}.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.\nu_1}{I'_G} \qquad \sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.(\nu_1 - c')}{I'_G}\right]$$

Section partiellement comprimée :σ_b= k.y_1

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

Tableau V.17 :Vérification des armatures à ELS des poteaux

Niveau	position	A (cm2)	N (kN)	M (kN.m)	бb (MPa)	[бb] (MPa)	бb < [бb]	бs (MPa)	б's (MPa)	[бs] (MPa)	бs, б'’s < [бs]
terrasse	INTRE	10.67	61.79	-1.16	0.6	15	CV	0	8.3	201.6	CV
	RIVE		126.22	-10.07	2	15	CV	0.4	27.8	201.6	CV
4ème	INTRE	10.67	126.92	-10.35	2	15	CV	0.7	28.2	201.6	CV
	RIVE		292.65	-6.49	2.8	15	CV	0	40.8	201.6	CV
3ème	INTRE	10.67	112.03	4.59	1.3	15	CV	0	19.1	201.6	CV
	RIVE		469.25	-7.47	4.2	15	CV	0	61.3	201.6	CV
2ème	INTRE	10.67	651.38	-9.15	5.7	15	CV	0	83.4	201.6	CV
	RIVE		256.47	-22.21	4.3	15	CV	3.3	58.9	201.6	CV
1er	INTRE	10.67	188.03	5.06	1.9	15	CV	0	27.5	201.6	CV
	RIVE		842.24	-9.93	7.2	15	CV	0	105.2	201.6	CV
RDC	INTRE	12.8	304.88	3.44	1.9	15	CV	0	28.5	201.6	CV
	RIVE		1046.5	-15.65	6.9	15	CV	0	101.3	201.6	CV
S-Sol	INTRE	20.36	62.12	2.12	0.4	15	CV	0	5.4	201.6	CV
	RIVE		829.71	0.8	3.6	15	CV	0	53.9	201.6	CV

VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

- La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le BAEL 91 modifie 99 :

$\bar{\tau}_u = Min(0{,}13 f_{c28}, 5MPa)$ ……Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = Min(0{,}10 f_{c28}, 4MPa)$ ……Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

ρ_d=0,075…….si l'élancement $\lambda \geq 5$

ρ_d=0,040…….si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

- Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.18 :Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux suivant x

Niveaux	Section (cm^2)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
S-Sol	*45x45*	45.84	0.24	5.39	0,075	1.88	2,50	CV
RDC	*40x40*	40.01	0.27	19.64	0,075	1.88	2,50	CV
1er	*35x35*	45.74	0.40	22.45	0,075	1.88	2,50	CV
2ème	*35x35*	48.16	0.42	22.45	0,075	1.88	2,50	CV
3ème	*35x35*	43.68	0.38	22.45	0,075	1.88	2,50	CV
4ème	*35x35*	36.06	0.32	22.45	0,075	1.88	2,50	CV
5ème	*35x35*	28.1	0.25	22.45	0,075	1.88	2,50	CV

Tableau V.19 :Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux suivant y

Niveaux	Section (cm^2)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
S-Sol	*45x45*	57.21	0.30	5.39	0,075	1.88	2,50	CV
RDC	*40x40*	44.45	0.30	9.82	0,075	1.88	2,50	CV
1er	*35x35*	43.42	0.38	11.22	0,075	1.88	2,50	CV
2ème	*35x35*	44.31	0.39	22.45	0,075	1.88	2,50	CV
3ème	*35x35*	40.19	0.35	22.45	0,075	1.88	2,50	CV
4ème	*35x35*	33.6	0.30	11.22	0,075	1.88	2,50	CV
5ème	*35x35*	29.94	0.26	22.45	0,075	1.88	2,50	CV

V.3.4. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du ***BAEL91 modifié 99*** et celles du ***RPA99 version 2003*** ; elles sont données comme suit :

**** Selon BAEL91 modifié 99 :***

$$\begin{cases} S_t \le Min(0{,}9d;40cm) \\ \varphi_t \le Min\left(\frac{h}{35};\frac{b}{10};\varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \ge Max\left(\frac{\tau_u}{2};0{,}4MPa\right) \end{cases}$$

A_t *:* Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$Ø_t$: Diamètre des armatures transversales.

$Ø_l$: Diamètre des armatures longitudinales.

**** Selon le RPA99 version 2003 :***

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$……si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$……..si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

St $\leq 15\,\phi_l$ cm……Zone courante (zone II).

$S_t \leq Min(10\phi_l ; 15)$ ……Zone nodale (zone I , II).

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\%.....si\ \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\%.....si\ \lambda_g \leq 3 \\ Interpolation\ entre\ les\ valeurs\ \lim ites\ précédentes\ si : 3 \prec \lambda_g \prec 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400MPa$ *(FeE40)*.

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

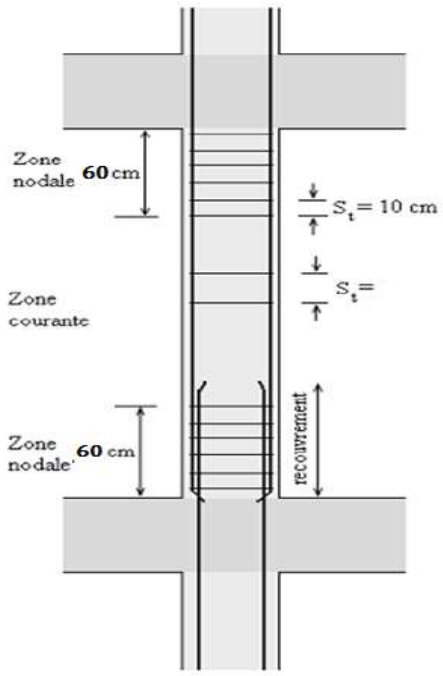
Tableau V.20 :Espacements maximales selon RPA99

Niveaux	Section (cm^2)	Barres	$Ø_l$ (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
S-Sol	45x45	4HA16+8HA14	14	10	15
RDC	40x40	4HA16+4HA14	14	10	15
1er,2ème, 3ème, 4ème, 5ème	35x35	4HA14+4HA12	12	10	15

-Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.21: Choix des armatures transversales pour les poteau

	Niveaux	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T_u^{max} (kN)	Zone	S_t (cm)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
45x45	S-Sol	2.27	5	2.5	57.21	N	10	4HA8	2.01
						C	15		
40x40	RDC	2.27	5.7	2.5	44.45	N	10	4HA8	2.01
						C	15		
35x35	1er,2ème, 3ème, 4ème, 5ème	2.27	6.5	2.5	48.16	N	10	4HA8	2.01
						C	15		

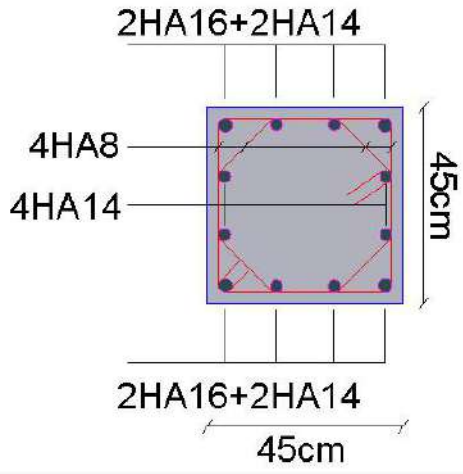


50 cm pour les barres de 12 mm

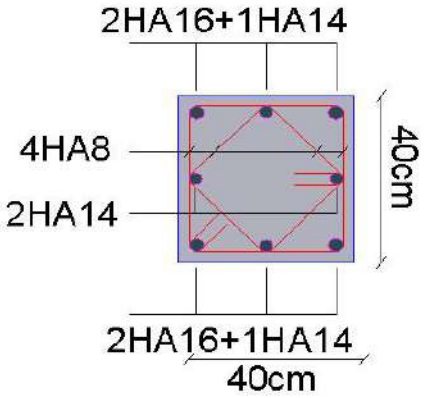
60 cm pour les barres de 14 mm

65 cm pour les barres de 16 mm

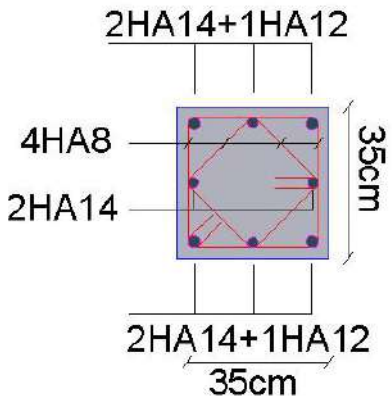
Figure V.9 :Disposition des armatures pour les poteaux.



Poteaux S-Sol



Poteaux RDC



Poteaux étages courants

Figure V.10 : Ferraillage des Poteaux

VI.4. Ferraillage des voiles :

V.4.1. Les voiles pleins :

Les voiles sont soumis à l'effet de leur poids propre, ils reprennent les charges verticales reparties ou concentrées provenant des planchers et les charges horizontales dues au séisme. Ils seront calculés en flexion composée à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales qui engendrent des efforts normaux et aux forces horizontales provoquant des efforts tranchants et des moments fléchissant.

Le ferraillage des refends se compose des trois types d'armatures suivantes :

Les armatures verticales.

Les armatures transversales.

Les armatures horizontales.

Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.2. 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 ".

Dans notre structure tous les voiles sont des bandes de voile, le calcul de ces derniers se fait comme les trumeaux, en flexion composée.

Recommandations réglementaires :

❖ **Armatures verticales :**

L'acier choisi est de type haut adhérence FeE 400.

- **Condition de non fragilité**

✓ **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(V2003) :**

$A_{ver} = 0{,}2\%B_t$ Dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0{,}15\%B$ Dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0{,}1\%B$ Dans la section courante.

Avec :

B : section du voile.

a : épaisseur du voile.

φ_{ver} : Diamètre vertical.

❖ **Armatures horizontales :**

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- **Selon le CBA 93 :**

Diamètre minimal : $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales :

$$S_h \le \min[0,9d; 40cm]$$

$$S_h \le \frac{A_h \cdot f_{eh}}{0,4.a} \qquad S_t \le \frac{A_h.0,9.f_{eh}}{\gamma_s.a.\tau_b}$$

$\bar{\tau}_b = \min\left[0,2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_b = \min\left[0,15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$: Fissuration Préjudiciable.

τ_b : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_b$: Contrainte de cisaillement admissible.

A_h : section d'armatures horizontales.

d = 0,9 h : hauteur utile.

- **Selon le RPA 99 V(2003) :**

$$\varphi_h \le \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \le \min[1,5a; 30cm]$$

A_{min}(RPA)=0.15% B.

B : la section de voile.

Armatures transversales :

Ce sont des armatures haut adhérence de FeE 400 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.3.b. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale :

40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

- **Espacement des armatures verticales.**

$$S_v \le Min[1,5.a ; 30cm]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (zonecourante) \\ \frac{S_v}{2} & (zoned'extrémité)\frac{L}{10} \end{cases}$$

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

$$S_v \leq \text{Min}\begin{cases} 1{,}5a \\ 30\ \text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 25{,}5\ \text{cm} \\ 30\ \text{cm} \end{cases}$$

Avec :

L : la largeur du voile.

a : l'épaisseur du voile.

Les barres horizontales doivent être les munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

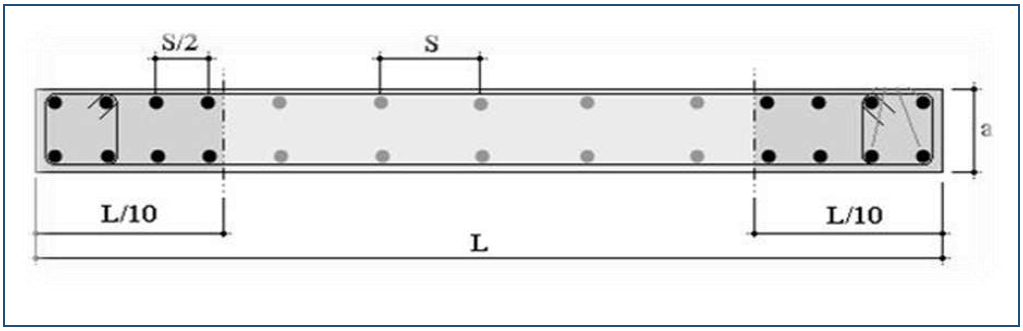


Figure V.11 :Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.3. Armatures verticales :

Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

Tableau V.21 :Les données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
f_{c28}= 25 MPa	FeE 400	f_{c28}=25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ s=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,50 MPa	σ s=400 MPa

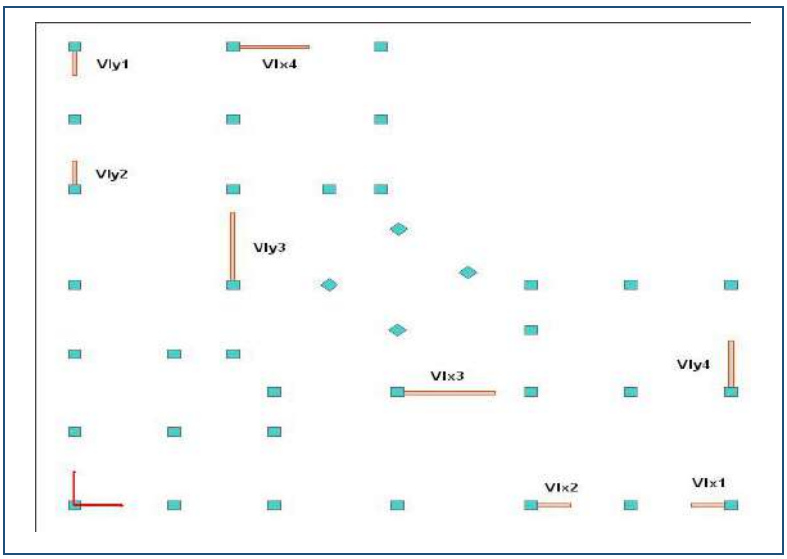


Figure V.12 :Determination des voiles

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans les tableaux suivants :

$\overline{Sv}$ =22.5cm

Tableau V.22:calcul des armatures verticales des voiles (sens-X)

Sens-X	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		s_v (cm)		A adopté	A choisir
					CBA	RPA	Z.C	Z.N		
voile -1-	15x125	285.31	724.97	11.9	1.875	3.75	15	8	24.64	2x (8HA14)
voile -2-	15x125	479.79	589.9	6.9	1.875	3.75	17	8	15.84	2x (7HA12)
voile -3-	15x310	1386.02	3444.96	13.5	4.65	9.3	22	11	29.4	2x (13HA12)
voile -4-	15x240	547.95	1030.3	10.2	3.6	7.2	20	10	22.62	2x (10HA12)

Tableau V.23:calcul des armatures verticales des voiles (sens-Y)

sens-Y	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		s_v (cm)		A adopt	A choiser
					CBA	RPA	Z.C	Z.N		
voile -1-	15x125	391.43	626.48	8.7	1.875	3.75	15	7	18.1	2x (8HA12)
voile -2-	15x125	475.48	876.54	13	1.875	3.75	13	7	27.7	2x (9HA14)
voile -3-	15x325	1301.39	3193.1	13.6	4.875	9.75	22	11	31.66	2x (14HA12)
voile -4-	15x230	568.3	1203.29	9.8	3.45	9.6	22	11	22.62	2x (10HA12)

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 haut adhérence de nuance FeE 400.

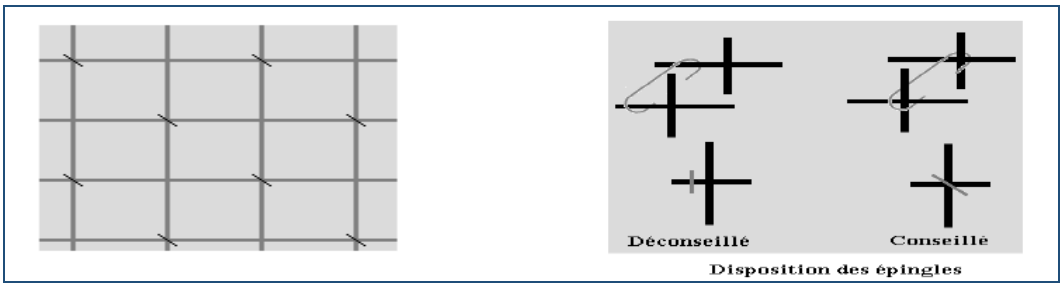


Figure V.13 :Les armatures transversales et les épingles.

Pour notre structure, toutes les longueurs de recouvrement sont : l_r=40.ϕ=65 cm.

V.4.4. Calcul les armatures horizontales :

Dans le règlement (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0{,}2\, f_{c28} = 5\text{MPa}$$

Où : $\tau_b = \dfrac{\bar{V}}{b_0\, d}$ avec : $\bar{V} = 1{,}4 \times V_u$

b_o : épaisseur du voile.

d : hauteur utile =0,9.h.

h : hauteur totale de la section brute.

Le calcul des armatures horizontales se fait comme le calcul des armatures transversales des poteaux avec : $A_t = 2.\ a_t$

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : [CBA : A.5.1.2.3]

$$S_t \leq \frac{0{,}9.\ A_t.\ \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_o(\tau_u - 0{,}3.\ f_{t28}.\ K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée :

$K = 1 + 3.\dfrac{Nu}{B.f_{c28}}$ (Compression) ; et $K = 1\text{-}10.\dfrac{Nu}{B.f_{c28}}$ (Traction)

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq \text{Min}\ (0{,}9d\ ;\ 40\text{cm})\ \textbf{CBA93} \\ S_t \leq \text{min}\ (1{,}5a;\ 30\text{cm})\ \textbf{RPA99ver2003 ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄} \end{cases}$

Les résultats récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.24 :calcul des armatures horizontales des voiles (sens-X)

Sens	L (*m*)	Vu (KN)	$\overline{V_u}$ *(KN)*	τ_b *(MPa)*	$[\tau_b]_{CBA}$ *(MPa)*	$[\tau_b]_{RPA}$ *(MPa)*	A_{min} RPA (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	$A_{choisir}$ (cm^2)	**S (cm)**
X	125	132.27	185.18	1.10	4.34	5	2.81	0.3	7.86	2x(5HA10)	20
X	125	92.61	129.65	0.77	4.34	5	2.81	0.3	7.86	2x(5HA10)	20
X	310	514.57	720.40	1.72	4.34	5	6.98	0.3	7.86	2x(5HA10)	20
X	240	164.11	229.75	0.71	4.34	5	5.4	0.3	7.86	2x(5HA10)	20

Tableau V.25 :calcul des armatures horizontales des voiles (sens-Y)

Sens	L (*m*)	Vu (KN)	$\overline{V_u}$ *(KN)*	τ_b *(MPa)*	$[\tau_b]_{CBA}$ *(MPa)*	$[\tau_b]_{RPA}$ *(MPa)*	A_{min} RPA (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	$A_{choisir}$ (cm^2)	**S (cm)**
Y	125	66.15	92.61	0.55	4.34	5	2.81	0.3	7.86	2x(5HA10)	20
Y	125	82.43	115.40	0.68	4.34	5	2.81	0.3	7.86	2x(5HA10)	20
Y	325	566.95	793.73	1.81	4.34	5	7.31	0.3	7.86	2x(5HA10)	20

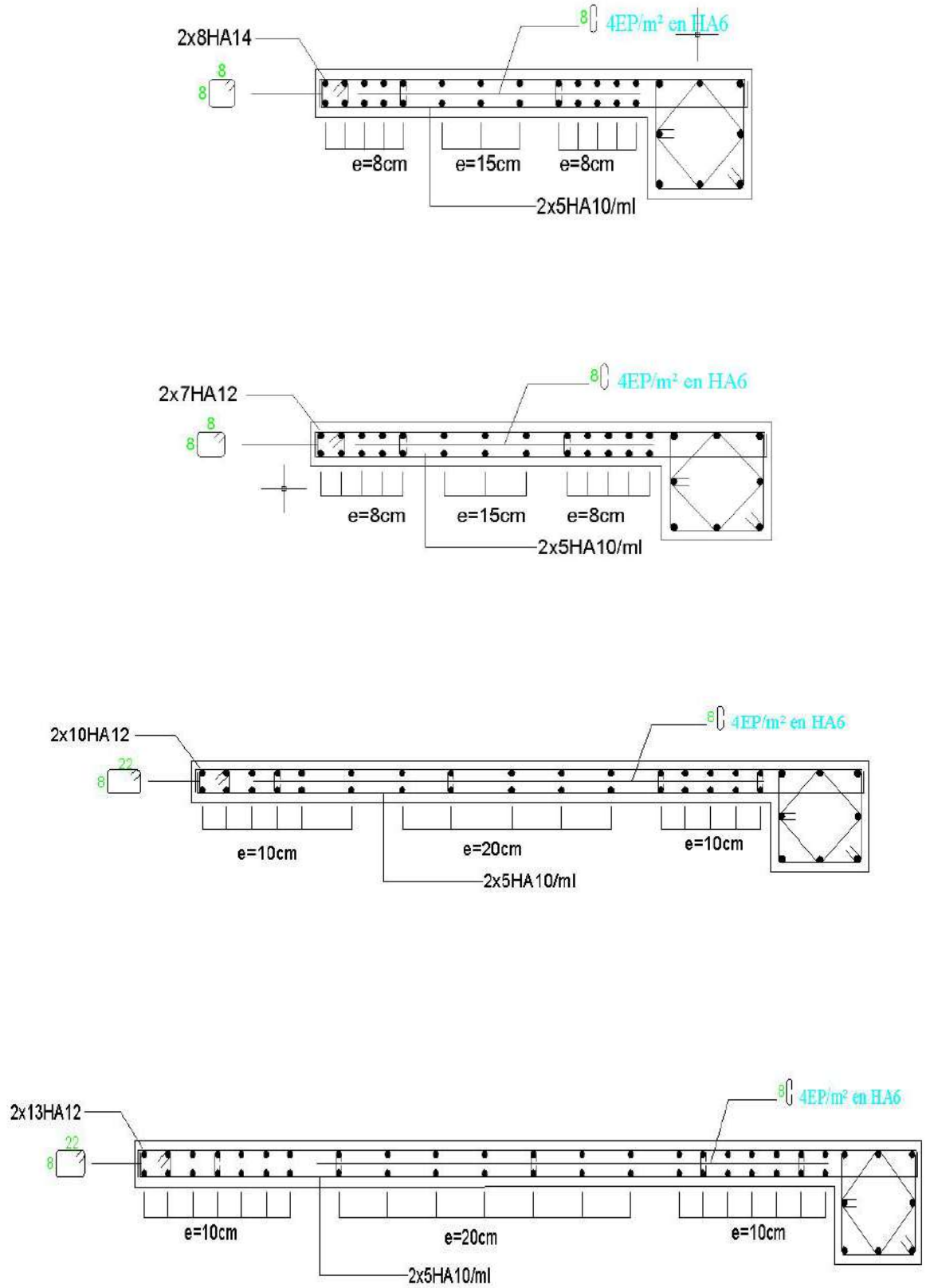


Figure V.14 :Ferraillagr des voiles (sens X)

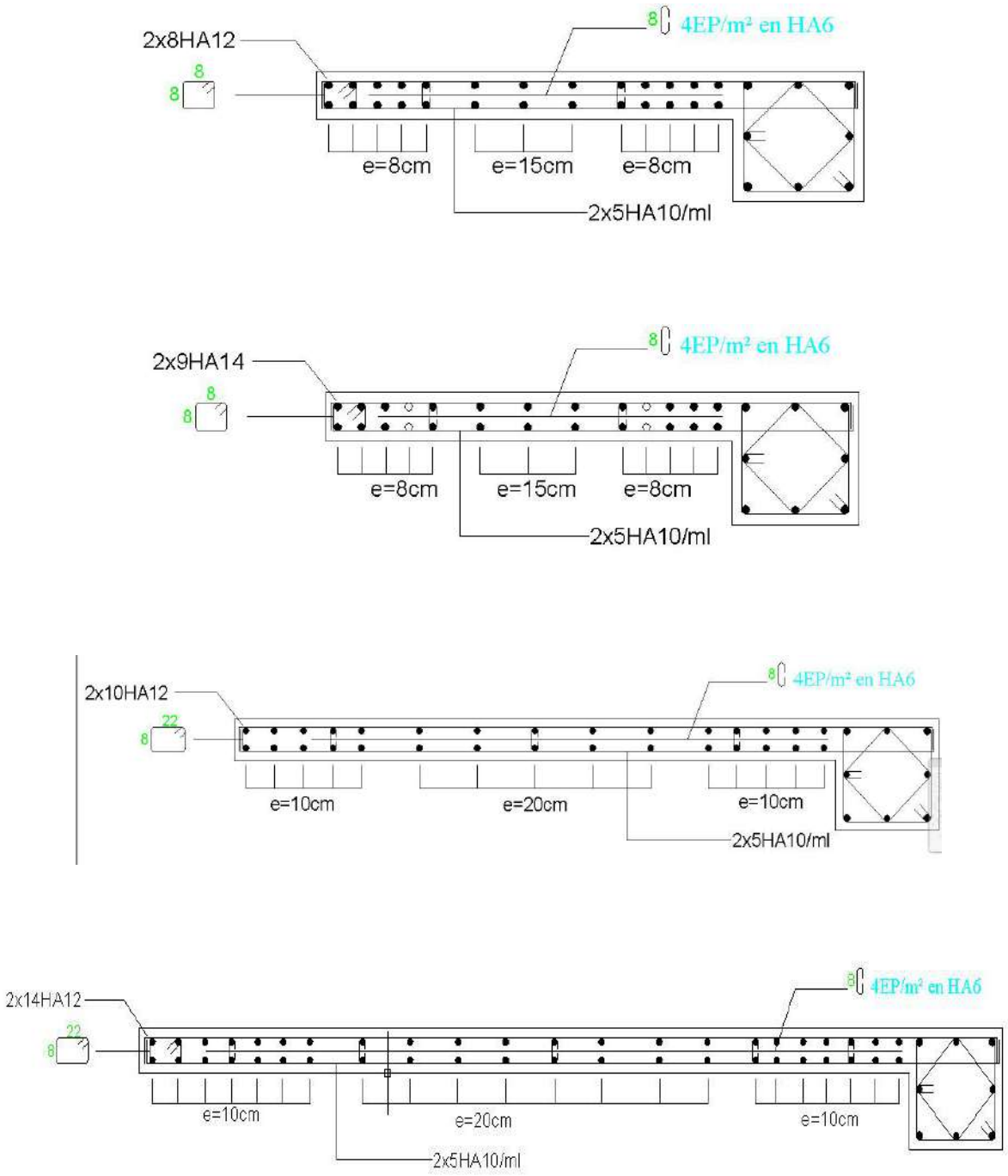


Figure V.15 :Ferraillagr des voiles (sens Y)

VI.1. 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 (dit de fondation) dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

a. Reconnaissance du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier. Il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain de fondation.

b. Nature de la couche de fondation :

Le site étudié est constitué d'une couche de fondation de nature argileuse de couleur grisâtre et peu plastique.

Le sol est de faible humidité, et de faible à moyenne compacité, moyennement compressible, peu gonflant et cohérent.

Cette couche est de caractéristiques : $\varphi = 22° = 0.34$ rad

c. Fondation des ouvrages :

La profondeur d'ancrage préconisée est de 2,24m Par rapport au terrain naturel.

d. Stabilité du site :

Les investigations géotechniques n'ont décèle aucun signe défavorable concernant la stabilité majeur du terrain.

Aucun niveau d'eau n´a été repéré jusqu´à la profondeur atteinte.

e. Recommandations :

Afin d'éviter les dommages des travaux ; le laboratoire d'essai géotechnique responsable a recommandé les mesures préventives suivantes :

La mise en œuvre du béton juste après la réalisation des fouilles pour éviter les dégradations du fond et des parois de ces fouilles.

Eviter les eaux pluviales ou autres en tête de fouilles.

Prévoir un drainage adéquat afin d'éviter la stagnation des eaux au niveau des fondations.

Procéder à un dallage périphérique autour de la construction.

f. Efforts transmis par les fondations :

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.

Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.

Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.2. Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage (la portance du sol) l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation.

N : Charge de la superstructure calculée par la combinaison [G+Q].

VI.2.1. Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport

a /b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ (Figure.VI.1)

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$ et σ_{sol} = 1,83 bar = 0,183 MPa

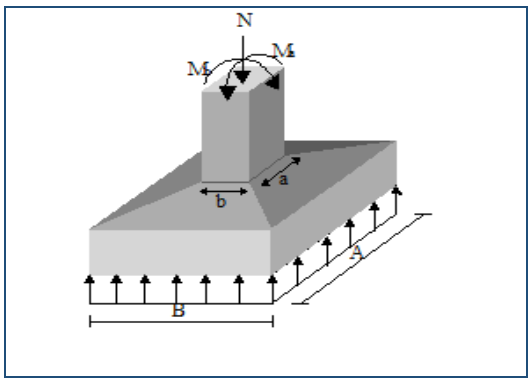


Figure.VI.1 : Semelle isolée sous poteau.

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivants :

TableauVI.1 :Semelles isolés.

N°	Cas	Ni (KN)	Mi (KN.m)	A=B (m)	S raccorder		Li (m)	1,5B/2 (m)	X (cm)	Vérification X≥100cm
					B'(m)	1,5B'/2				
1	ELU	1087.03	0.74	2.10	1.45	1.10	3.20	1.60	50	Non
	ELS	789.93	0.53		1.85	1.40	3.10	1.60	10	Non
2	ELU	744.18	6.57	1.75	1.35	2.00	3.15	1.30	-15	Non
	ELS	543.27	4.79		2.00	1.50	1.85	1.30	-95	Non
					1.90	1.45	3.45	1.30	70	Non
3	ELU	1009.62	3.22	2.00	1.70	1.30	1.85	1.50	-95	Non
					1.90	1.45	2.15	1.50	-80	Non
	ELS	735.35	2.31							
					2.00	1.50	3.05	1.50	5	Non
4	ELU	936.71	1.56	1.95	2.00	1.50	2.15	1.45	-80	Non
					1.90	1.45	1.75	1.45	-115	Non
	ELS	683.49	1.13		2.05	1.55	3.90	1.45	90	Non
					1.90	1.45	3.60	1.45	70	Non
5	ELU	899.86	3.79	1.90	1.90	1.45	1.75	1.40	-110	Non
	ELS	655.16	2.80		1.90	1.45	3.15	1.40	30	Non
					1.25	0.95	3.25	1.40	90	Non
6	ELU	893.55	4.56	1.90	1.90	1.45	3.15	1.40	30	Non
	ELS	650.03	3.29		1.15	0.85	3.15	1.40	90	Non
					1.70	1.30	3.45	1.40	75	Non
					1.20	0.90	3.25	1.40	95	Non
7	ELU	1141.95	1.13	2.15	1.90	1.45	3.20	1.60	15	Non
	ELS	829.71	0.80		1.50	1.15	3.10	1.60	35	Non

NB : la valeur de X calculer par la formule suivante : X=Li-1,5B'/2-1,5B/2 cette dernière ne doit pas dépasser 1m.

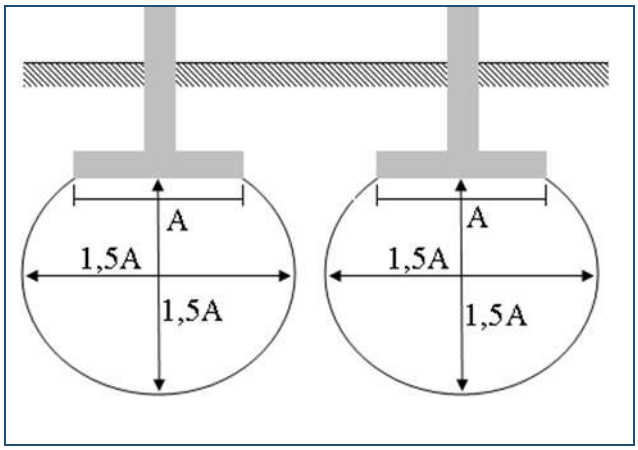


Figure.VI.2 : Les bulles de pression

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

VI.2.2. Semelles filantes :

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, en destines : la semelle et la poutre de libage.

La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal trouvant du poteau.

La poutre de libage travaille longitudinalement et supporte les efforts normaux trouvant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

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.

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B .

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c +$$

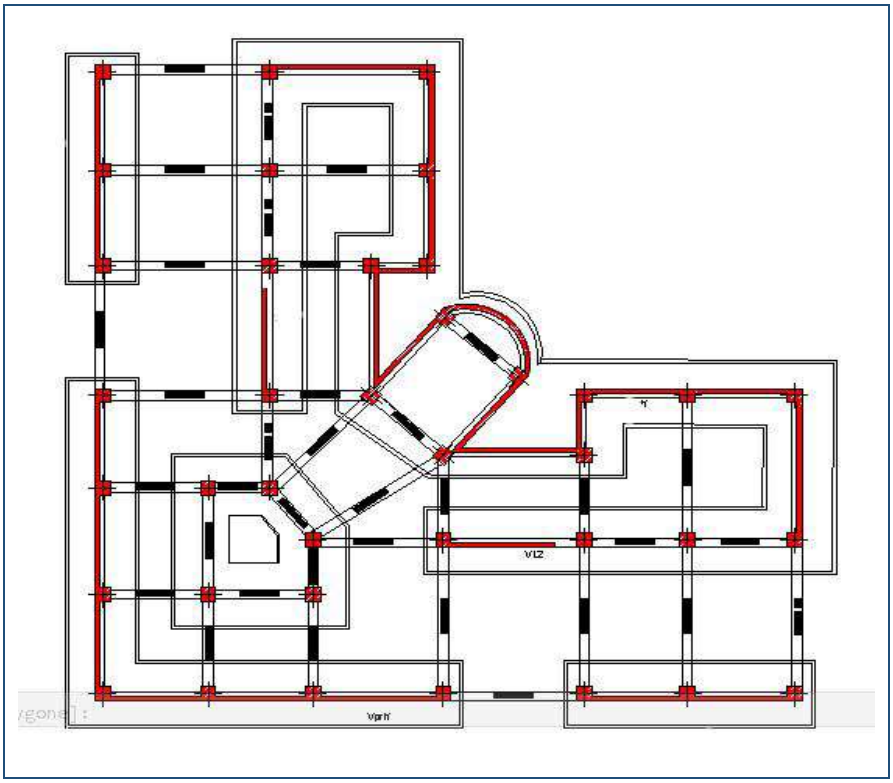


Figure.VI.3 :determination des semelles filantes

TableauVI.2 :Vérification de chevauchement entre semelles filantes

	Nu (kN)	Li (m)	Ni/li	B (mm)	B(m)	B choisi	1.5*B	(1.5*B)/2	X(m)	h(m)
SF1	4938.63	13.6	338.26	1848.4	1.85	1.9	2.85	1.43	2.08	0.45
SF2	2717.33	6.3	372.24	2034.1	2.00	2	3.00	1.50	2.38	0.45
SF3	2626.32	12.2	198.81	1086.4	1.09	1.2	1.80	0.90	0.72	0.45
SF4	3267.30	12.4	244.19	1334.4	1.30	1.3	1.95	0.98	0.75	0.45
SF5	3731.31	9.7	348.72	1905.6	1.90	1.9	2.85	1.43	0.85	0.45
SF6	3845.12	10.2	343.31	1876.0	1.88	1.9	2.85	1.43	2.40	0.45
SF7	2626.32	11.4	211.80	1157.4	1.16	1.2	1.80	0.90		0.45
SF8	5082.43	14.5	328.96	1797.6	1.80	1.8	2.70	1.35	2.50	0.45
SF9	2601.83	12.5	193.01	1054.7	1.05	1.2	1.80	0.90	0.52	0.45
SE10	2730.28	6.3	374.01	2043.8	2.00	2	3.00	1.50	2.15	0.45

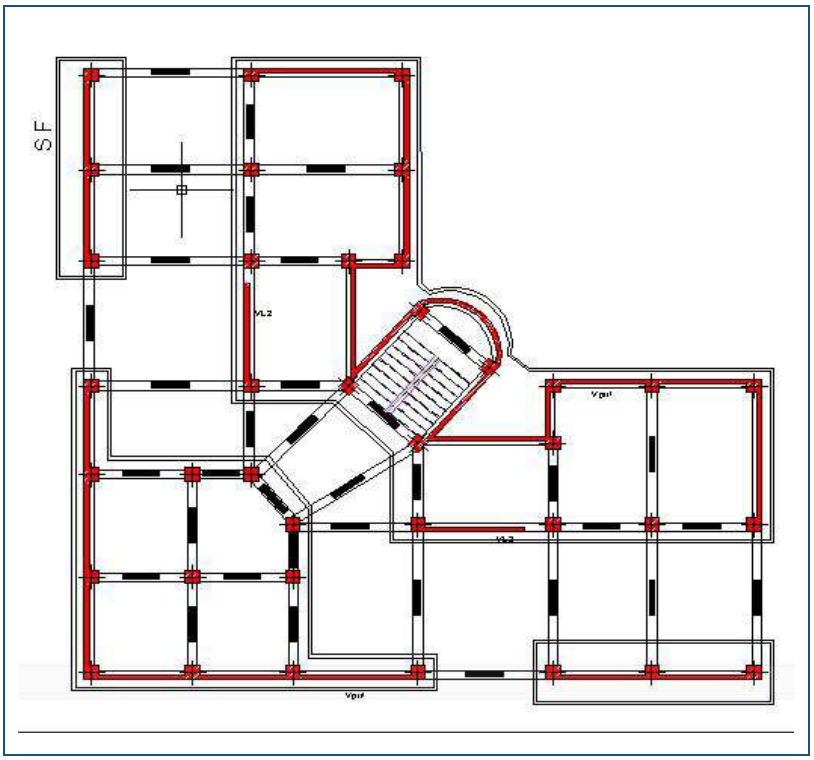


Figure.VI.4 :fondations choisée.

VI.3. 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 :***

$$A_a = \frac{N(B-b)}{8.d.[\sigma s]} \quad \& \quad \text{Esp=100/n}$$

Avec :

n: étant le nombre de barres

$[\sigma_s]$= 348 MPa à l'ELU.

$[\sigma_s]$ = 202 MPa à l'ELS.

- ***Armatures de répartitions :***

$$A_{rép} = \frac{A(cm^2).B}{4} \qquad Esp = \frac{A-2.e-\varphi_a}{n-1}$$

Tableau.VI.3 : Dimensionnement des semelles filantes

Elément	Nu (kN)	Nser (kN)	Nu (kN/ml)	Nser (kN/ml)	b (m)	B (m)	d (m)
SF2(s voil+pots)	4392.01	3387.47	601.64	464.04	0.45	2	0.4
SF10(s voil+pots)	4301.43	3325.21	589.24	455.51	0.45	2	0.4

Tableau.VI.4 : ferraillage des semelles filante

Elément	Nu (kN/ml)	Nser (kN/ml)	Au (mm²)	Aser (mm²)	Afinale (cm²)	Esp (cm)	Arép (cm²)
SF2(s voil+pots)	601.64	464.04	837.42	645.89	8HA12= 9.05	13	4HA12=3.96
SF10(s voil+pots)	589.24	455.51	820.15	818.08	8HA12=9.05	13	4HA12=3.96

Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τs= 2,8 MPa .

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\varphi . f_e}{4.\tau_s} = \frac{1.2x400}{4x2.8} = 42.85cm$.

$l_s \geq \frac{B}{4}$: 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.

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbés (crochets).

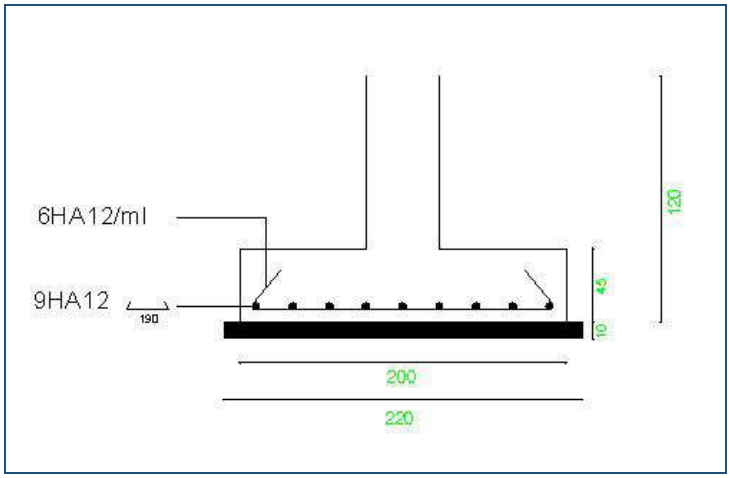


Figure VI.5 : ferraillage de la semelle filantes

VI.4. Radier Partiele :

Un radier Partiel est une dalle pleine réalisée sous une partie la surface de la construction.

Cette dalle peut être nervurée (le cas de notre projet) ou massive. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles qui les supportent

-dans ce projet L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux.

∑Nser =13411.077 (kN)

-LA SURFACE Du Bâtiment occupée :

S=(4.7*6.3)+(3.04*4.25)+(4.7*6.3)+(2.77*4.25)+8.73425+17.8164+10.1475+11.9734

= 132.584*(m²)*.

Détermination de la surface nécessaire :

$$S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{13411.077.10^3}{0{,}183}.10^{-6} = 73.28m^2$$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

La surface occupée par l'ouvrage = 132.584 m² ⪢ S nec.

Débord de *50 cm* pour chaque côté.

La section totale du radier est de : =158.699 *(m²)*

VI.4.1. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier

a) Condition forfaitaire :

La hauteur h du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{Lmax}{20} = \frac{475}{20} = 23.75cm$$

On adopte : h=25*cm*

Avec:

L_{max}: La plus grande portée de la dalle.

b) Condition de cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b} = 1.17MPa \quad ; \quad T_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u}{s_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

L'effort normal ultime revenant au radier est : N_u=22650.394*(KN)*

La surface totale du radier est S=158.699 *(m²)*

L_{max}=4.75*m ;* b=1*m*

Donc : $T_u = \frac{22650.394}{158.699} \times \frac{4.75}{2} = 338.97\ KN/m$

et $d \geq \frac{T_u}{b.\overline{\tau}_u} = 0.289m$ Donc : $h \geq \frac{d}{0.9} = 0.321m$

Conclusion :

Nous prenons **h = 35 *cm*** avec un enrobage **e= 5 *cm***.

VI.4.2. DIMENSIONNEMENT DES NERVURES (Hauteur de la nervure) :

a. Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique définie par l'expression suivante :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \text{.....(*)}$$

Avec: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

E: Module de Young (*E=32100MPa*).

K: Coefficient de raideur du sol (*5.00N/cm ^{3}≤K≤120 N/cm^3*). *K=40 N/cm^3*

I: Inertie de la section transversale $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

A partir de la formule (*) on calcule la valeur de *h*:

$$h \geq 3\sqrt{\frac{0.5.\ L_{max}{}^4.K}{E}} = 68{,}20c$$

Conclusion :

Nous prenons : **h = 70 *cm*** ; **b=45 *cm***.

Résumé :

Epaisseur de la dalle du radier h=35*cm*

Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h = 70cm \\ b = 45cm \end{cases}$

VI.4.3. Caractéristiques géométriques du radier :

a. Le centre de gravité :

La surface totale du radier est S=158.699*(m^2)* Les longueurs maximales dans les deux directions sont $L_{x\,max}$=15.72 *(m)* ; $L_{y\,max}$=15.22*(m)*

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum X_i.\ A_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum Y_i.\ A_i}{\sum A_i} \end{cases} \rightarrow \quad \begin{cases} X_{Gradier} = 10.49\ m \\ Y_{Gradier} = 10.28\ m \end{cases}$$

b. Les moments d'inertie :

Les moments d'inerties du radier par rapport à son centre de gravité sont :

$I_{xx} = \sum [I_{ix} + S_i (d_y)^2] m^4$ $I_{YY} = \sum [I_{iy} + S_i (d_y)^2] m^4$

$$\begin{cases} I_{XG} = I_{XO} - y_G^2 \\ I_{yG} = I_{yo} - X_G^2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} I_{XG} = 7965.24 \ \ m^4 \\ I_{yG} = 8452.03 \ \ m^4 \end{cases}$$

VI.5. Vérifications nécessaires :

1. *Vérification de la stabilité du radier :*

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité *1,5* $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1{,}5\right)$

Avec:

M_s: Moment stabilisant sous l'effet du poids de l'ouvrage.

M_R: Moment de renversement dû aux forces sismique.

- Sens x-x:

$M_R = \sum F_i . Z_i = 14565.979\ KN.m$

et: $M_s = N. X_G$

Avec: $N = N_1 + N_2$

N_1: Poids de la superstructure.

N_2: Poids propre du radier.

X_G: le center de gravity du raider general .

Donc :

$N_1 = N_G + N_Q = 14472.678 KN$

$N_2 = \rho_b.S.h = 25x158.699x0{,}35 = 1388{,}61\ KN$

Donc: $N = 15861.29 kN$

$M_s = N. X_G = 166384.97.m$

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{166384.97}{14565.979} = 11.42 > 1{,}5 \text{.....} Vérifiée$$

-Sens y-y:

$M_R = 14614.175\ KN.m$

$M_s = N. Y_G = 163054.06\ kN.m$

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{163054.06}{14614.175} = 11.15 > 1{,}5 \text{.....} Vérifiée$$

Conclusion :

Le rapport du moment stabilisant et du moment de renversement est supérieur

à *1.5,* donc notre structure est stable dans les deux sens.

. Vérification des contraintes dans le sol :

On doit vérifier la contrainte du sol

$$\underline{\text{À l'ELS}} : \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{13411{,}077.10^3}{158.699.10^6} = 0{,}084MPa$$

$$\sigma_{ser} = 0{,}084MPa < \sigma_{sol} = 0{,}18 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Vérifiée$$

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VI.6. Ferraillage du radier :

La dalle du radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les nervures et les Poteaux. Nous avons utilisé pour le ferraillage du panneau, la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que l'état d'agressivité dû au pourcentage en Sulfates est nul.

Le panneau constituant le radier est uniformément chargé et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires μ x ,μ y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

VI.6.1. Détermination des efforts :

Ona: L_x=3.20 *m* ; Ly=4.75 *m*

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.20}{4.75} = 0.67 > 0.4 \Rightarrow panneau\ travaillant\ suivant\ les\ deux\ direction$$

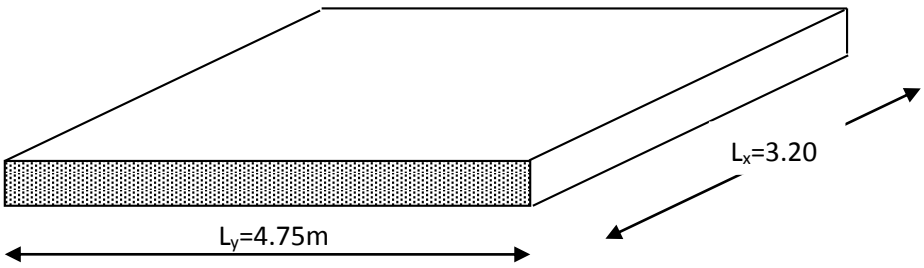


Figure.VI.6 : Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires (BAEL91).

ELU :

$$v=0; \Rightarrow \begin{cases} \mu x = 0.0723 \\ \mu y = 0.3895 \end{cases}$$

ELS :

$$v=2; \Rightarrow \begin{cases} \mu x = 0.0780 \\ \mu y = 0.5469 \end{cases}$$

VI.6.2. Calcul des Charges du radier :

$Q_{rad}=\frac{PP+p_{remblai}+Pstru}{S_{rad}}$

ELU : Q_{rad}=222.66KN/m².

ELS : Q_{rad}=148.440 KN/m².

Vérification de la surface du radier :

$\sigma_{rad} = Q_{rad}=\frac{Q_{ser}}{1\,m^2}=\frac{170,02}{1}$=0,148MPa

Cette contrainte est inférieure à la contrainte admissible du sol :

σ_{rad}=0,148MPa < σ_{adm}=0,18 MPa.

Donc le surface du radier est suffisante.

VI.6.3. Calcul des moments :

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

Détermination des moments à l'ELU :

$M_x = \mu_x . q_u . l_x^2$=164.846 KN.m

$M_y = \mu_y M_x$=64.21 KN.m

En travée	En appuis
M_{tx} = 0.85*Mx=140.119 KN.m	M_{ax} = -0.5*Mx=-82.423 KN.m
M_{ty} = 0.85*My=54.57 KN.m	M_{ay} = -0,3*Mx=-49.45 KN.m

Détermination des moments à l'ELS :

$M_x = \mu_x . q_s . l_x^2$=118.56 KN.m

$M_y = \mu_y M_x$=64.84KN.m

En travée	En appuis
M_{tx} = 0.85*Mx=100.776 KN.m	M_{ax} = -0.5*Mx=-59.28 KN.m
M_{ty} = 0.85*My=55.114 KN.m	M_{ay} = -0,3*Mx=-35.57 KN.m

Tableau VI.5: ferraillage des panneaux.

Sens	position	M_u *(kN.m)*	A_{min} *(cm²)*	A_{cal} *(cm²)*	A_{choisi} *(cm²)*	Esp *(cm)*
Sens x-x	En travée	140.119	6.00	14.3	8HA16=16.0	13
	Sur	82.423	6.00	8,2	6HA14=9,24	16
Sens y-y	En travée	54.57	6.00	5.3	4HA14=6.16	20
	Sur	49.45	6.00	4.8	4HA14=6.16	20

VI.6.4. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité : [1]

On vérifie que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = 3.5(cm^2)$

2. Vérification de l'espacement :

-En travées :

$$S_t = 16cm < Min[3h = 180cm ; 33\,cm] = 33\,cm \ldots\ldots \quad (cv).$$

- Aux appuis :

$$S_t = 20cm < Min[3h = 150cm ; 33\,cm] = 33\,cm \ldots\ldots \quad (cv).$$

Vérification de l'effort tranchant :

- Suivant L_x :

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \leq \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b} \qquad V_{ux} = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 266.49KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{266.49 \times 10^3}{1000 \times 292} = 0{,}91\,MPa < \overline{\tau}_u = 1{,}17\,MPa \ldots\ldots \quad (cv).$$

- Suivant L_y : $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \leq \overline{\tau}_u = 1{,}17MPa$

$$V_{uy} = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 237.55KN$$

$$\tau_u = \frac{237.55 \times 10^3}{1000 \times 292} = 0{,}81\,MPa < \overline{\tau}_u = 1{,}17\,MPa \ldots\ldots \text{ (cv).}$$

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

Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est préjudiciable Il faut vérifier que :

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15\,MPa$

$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ = min ((2/3) xfe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 *MPa*

Tableau VI.6 : vérification des contraintes de L'ELS.

Sens	position	M_{ser} *(kN.m)*	A_s *(cm^2)*	σ_s *(Mpa)*	σ_b *(Mpa)*	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Sens x-x	En travée	100.776	16.08	201,6	7,7	Oui	Oui
	Sur appuis	59.28	9,24	201,6	5.5	Oui	Oui
Sens y-y	En travée	55.114	6.16	201,6	6.0	Oui	Oui
	Sur appuis	35.57	6.16	17.5	1.7	Oui	Oui

VI.6.5. Ferraillage de débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

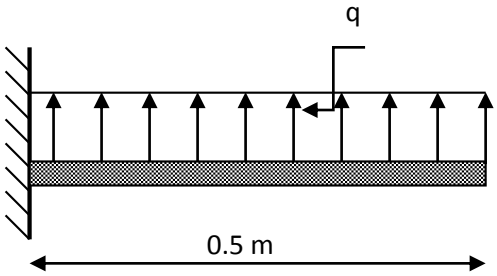


Figure.VI.7 : Schéma statique du débord

Evaluation des charges et surcharges :

E.L.U : q_u = 222.66 *kN/ml* ⟶ Pour une bande de 1m.

E.L.S : q_{ser} =148.44 kN/*ml* ⟶ Pour une bande de 1m.

Calcul des efforts

- **E.L.U** $M_u = \frac{q_u.L^2}{2} = 27.83\ kN.m$ $T_u = q_u.L = 111.33\ kN$

- **E.L.S :** $M_{ser} = \frac{q_{ser}.L^2}{2} = 18.56\ kN.m$

VI.6.6. Ferraillage :

Armatures longitudinales :

Le ferraillage se fait en flexion simple pour 1m de largeur.

Avec : M_u=114,77 *KN.m,* b = 100 *cm,* h = 35 *cm,* d=29.2 *cm*

Donc : $$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 0{,}019 \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta.d.\overline{\sigma_s}} = 11.87 cm^2$$

-On adopte **As=6HA16=12.06 cm²**.

Avec un espacement : esp **= 16 *cm***.

Armature de répartition :

$$\frac{A_S}{4} \le A_r \le \frac{A_S}{2} \quad \Rightarrow \quad 3.01\,cm^2 \le A_r \le 6.03\,cm^2$$

$$A_r = 3.93\,cm^2 = 5HA10; esp = 20cm.$$

VI.6.7. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_S = 12.06\,cm^2 > A_S^{Min} = \frac{B}{1000} = 3.5\,cm^2 .....(C.V).$$

2. Vérification de l'espacement :

- ***Armatures longitudinales :***

$$S_t = 20cm < Min[3h = 180cm ; 33\,cm] = 33\,cm ..... \text{ (c.v).}$$

- ***Armatures de répartitions :***

$$S_t = 20cm < Min[4h = 240cm ; 45\,cm] = 45\,cm ..... \text{ (c.v).}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.38MPa \le \tau_{adm} = \min(0{,}1f_{c28}, 4\,MPa) = 2.5\,MPa \text{ .... (C.V).}$$

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

VI.6.8. Vérification des contraintes à l'ELS :

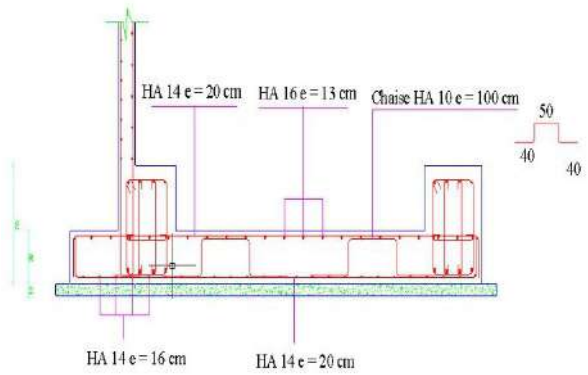
-La fissuration est préjudiciable Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} \le \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\,f_{c28} = 15\,MPa$$

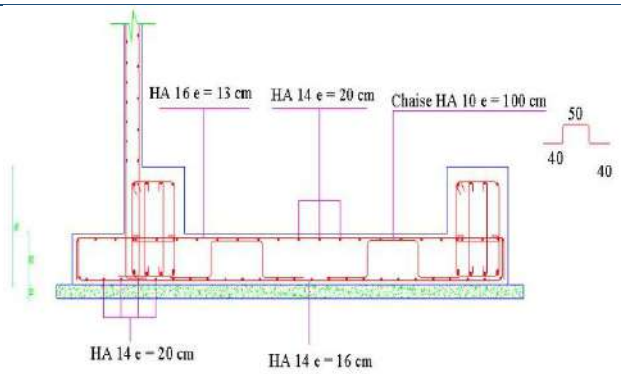
$$\sigma_s \le \overline{\sigma_s} = \min((2/3) \text{ x fe} ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}) = 202\,MPa$$

Tableau VI.7 :Vérification des contraintes de L'ELS

M_{ser} *(KN.m)*	A_s *(cm^2)*	σ_{bc}*(MPa)*	σ_s*(MPa)*	Vérification
18.56	12.06	0.9	8.6	OK



Sens X



Sens Y

Figure VI.8 : ferraillage de dalle (radier)

VI.6.9. Ferraillage des nervures:

a. Evaluation des charges :

- ***A l'ELU***

Qu= $\frac{\sum Nu\ poteau}{L}$=143.07 KN/m

- ***A l'ELS***

Qser= $\frac{\sum Nser\ poteau}{L}$=104.65 KN/m

b. calcul des moments :

A l'ELU	***A l'ELS***
Ma=$-\frac{qs\ l^2}{12}$ = -196.76 KN.m	Ma=$-\frac{qu\ l^2}{12}$ = -264 KN.m
Mt=$\frac{qu\ l^2}{24}$ = 134.50 KN.m	Mt= $\frac{qs\ l^2}{24}$ = 98.38 KN.m

c. Calcul du ferraillage

Les nervures travaillent en flexion simple.

d=h-e- ϕ/2=0.9h et c=c'=h-d

Tableau VI.8 : calcul le ferraillage

	M_u *(KNm)*	A_s^{cal} *(cm²)*	A_s^{adop} *(cm²)*
Travée	134.50	6.1	4HA14=6.16
Appuis	-264	12.2	8HA14=12.32

VI.6.10. Vérification des contraintes normale à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Tableau VI.9 : vérification des contraintes de L'ELS

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	98.38	6.16	5	15	201.6	202	OK
Appuis	-196.76	12.32	4.7	15	201,6	202	OK

Vérifications nécessaires :

a. Contrainte tangentielle

$Tu = -\frac{qu\ l}{2}$ = -339.79 KN.m

b. calcul de la contrainte de cisaillement :

$\tau u = \frac{Vu}{b_0 x d}$ = 1,17 Mpa < [τ]=2,5 MPa

c. Détermination des armatures transversales

Selon le RPA 99V2003

$$\begin{cases} S_t \le \dfrac{A_t}{0.003.b} \\ S_t \le Min\left(\dfrac{h}{4};\ 12\varphi\right) & \text{zone nodale} \\ S_t \le \dfrac{h}{2} & \text{zone courante} \end{cases}$$

Tableau VI.10 : calcul des armatures transversales.

		RPA 99V2003			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (ZN) (cm)	S_t (ZC)	At (cm^2)	S_t (ZN) (cm)	S_t (ZC)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
50x75	1.17	16.8	35	2.02	10	15	5HA10= 3.93

- ***Vérification au non poinçonnement***

D'après les règles CBA93, la vérification au poinçonnement doit se faire sous le poteau le plus sollicité.

On doit vérifier :

$$Nu \leq 0.045.\ \mu x\ .f_{c28}\ .\ \frac{h\ ner}{\gamma b}$$

Avec :

μ x : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

h : L'épaisseur du nervure.

N : La charge de calcul obtenue par la combinaison (G+Q+E).

μx =2 (2 b +2.h ner)

b : Dimensions de poteau.

μ_x =2 (2×0,45 +2×0.70) =4.6 m

$$0.045\ \mu_x\ x\ f_{c28}\ x\ \frac{h\ ner}{\gamma b} = 3150\ KN$$

N = 1271.35 KN

1271.35 ≤3150 KN ……..(C.V).

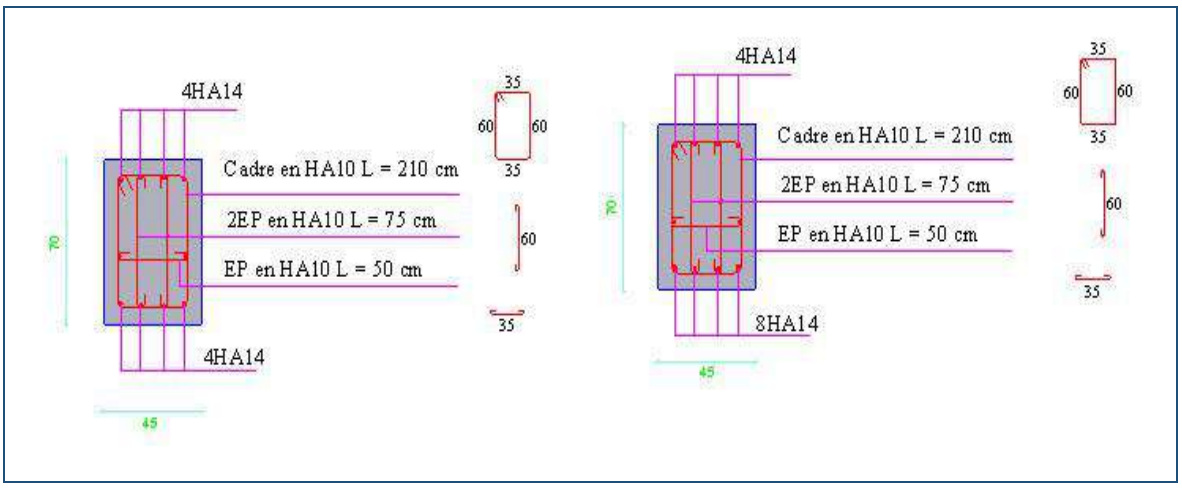


Figure VI.9 : ferraillage de la nervure.

VI.7. Etude du voile périphérique [1] [Art 10.1.2] :

Notre voile périphérique joue double rôle :

_ encastrement de la base de la structure.

_ mur de soutènement.

D'après RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

Epaisseur ≥ 15 cm.

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens horizontal et vertical.

Un recouvrement de 50 pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur e = 15 cm. La hauteur de voile périphérique = 2.24 m

VI.7.1. 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 couloir.

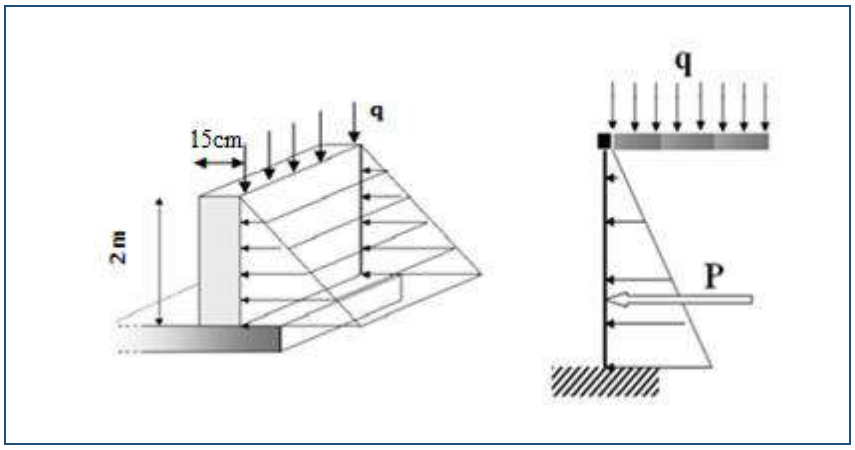


Figure.VI.10 : Schéma du chargement qui vient au voile périphérique.

❖ **Charge permanente :**

Nous avons pour notre bloc :

un terrain plat => $\beta=0$

mur droit => $\lambda=0$

le poids volumique du terrain : $\gamma=18,3$ (KN/m^3)

l'angle de frottement interne : $\varphi=20^o=0.34$ rad.

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 : $k_{\gamma a}=0,48$

Alors :

$G= 0.48 \times 18,3 \times 2,24=19.68$ KN/m²

❖ **Charge d'exploitation :**

$Q=k_q .q$

$k_q= k_\gamma /\cos(\beta- \lambda)=0,48$

Alors : Q= 0,48 x 2,5=1.2 KN/m²

❖ **Combinaisons d'actions :**

q_u=1,35G+1,5Q=32.81 KN/m²

q_{ser}=G+Q=24,17 KN/m²

Pour une bande de 1m :

q_u =32,81 KN/mℓ q_{ser}=24,17 KN/mℓ

VI.7.2. Ferraillage des voiles périphériques :

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur un seul cotée et chargées par la poussée des terres et la surcharge d'exploitation.

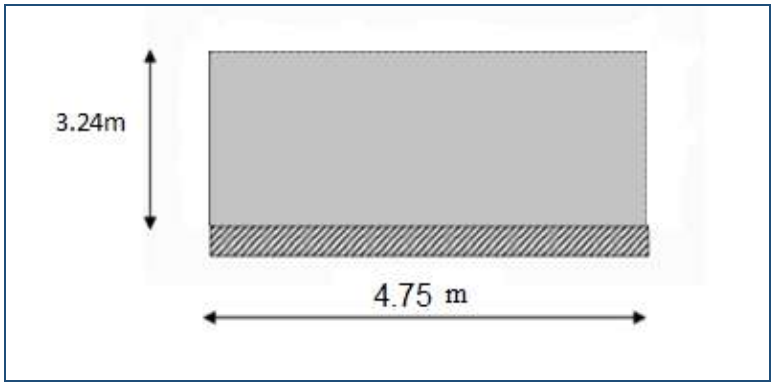


Figure.VI.11 : Schéma des dimensions du voile périphérique.

$\rho = \frac{2,24}{4,75}$=0,47 > 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.11 :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	$M_{tx} = 0,85M_x$	$M_{ty} = 0,85M_y$
Appui	$M_{ax1} = M_{ax2} = -0,3\ M_x$	$M_{ay1} = M_{ay2} = -0,3\ M_x$

Tableau.VI.12 :Détermination des moments de voile périphérique

Etat	ELU				ELS			
Position	X		Y		X		Y	
M_X,M_Y	0.1008×32.81×(2,24)² = 16.59 KN.m		0,2500×16.59 =4.15KN.m		0,1038×24,17×(2,24)² = 12.58 KN.m		0,3402×12.58 = 4.28 KN.m	
Direction	travée	appui	travée	appui	travée	appui	travée	appui
Moment	14.10	4.97	3.52	4.97	10.69	3.77	3.64	3.77

VI.7.3. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance en flexion simple :

Tableau.V.13 : Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU

	Sens	M (KN.m)	A_{calcul} (cm²)	$A_{min\ RPA}$ (cm²)	A_{final}/m (cm²)
Travée	X	14.10	1,50	1.5	**6HA10**=4.71
	Y	3.52	1.50	1.5	**6HA10**=4.71
Appui	X	4.97	1.50	1.5	**6HA10**=4.71
	Y	4.97	1.50	1.5	**6HA10**=4.71

a. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau.VI.14 : Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS.

	Sens	A_{ELU} (cm²)	M_{ser} (KN.m)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Travée	X	3.93	10.69	5.3	0.4	C.V	C.V
	Y	3.93	3.64	1.8	1,00	C.V	C.V
Appui	X	3.93	3.77	70,0	1,70	C.V	C.V
	Y	3.93	3.77	70,0	1,70	C.V	C.V

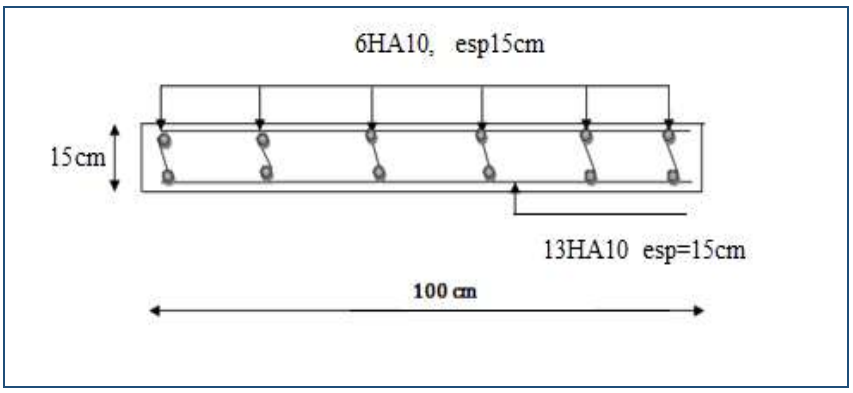


Figure.VI.12 : Disposition de ferraillage du voile périphérique

b. 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 :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 . d} = \frac{27{,}68 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0{,}21 MPa \ \leq \frac{0{,}07 . f_{c28}}{\gamma_b} = 1{,}16 MPa \qquad (c, v)$$

VI.8. Les longrines :

VI.8.1. Introduction :

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au-dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

a. 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.

b. Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale à :

$$\begin{cases} F_{ult} = \frac{N_u}{\alpha} \geq 20\ \ KN \\ F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} \geq 20\ \ KN \end{cases}$$

N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité : N_U = 1141.95 KN

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique

Dans notre cas : α = 15 (Zone II ; Site S_2)

=> $F_u = \frac{1141.95}{15} = 76.13\,KN.$

VI.8.2. Ferraillage :

a. Etat limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par : $A_U \geq \frac{F_u}{\sigma_S}$

Où F_u=76.13 KN,

Donc : A = 2.19 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 : $A \geq \frac{(35\times 30)\times 2{,}1}{400} = 5{,}51 cm^2$

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} = 55.31 KN

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{55.31\times 10^3}{679} = 81.46 MPa \leq \overline{\sigma_s} = 202 MPa. \qquad (C.V)$$

d. Section minimale donnée par le RPA99 Version2003 :

$$A_{RPA} \geq 0{,}6\% B$$

Alors : $A_{RPA} \geq \frac{0{,}6\times 35\times 30}{100}$

A_{RPA} = 6,30 cm^2

e. Résultat :

A = Max [A_{ult} ; A_{min} ; A_{RPA}] = 6,30 cm^2

On adopte : A = 6HA12 = 6.79 cm².

f. Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montage destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par le RPA qui doit être inférieur au Min (20 cm ; 15ϕ_ℓ).

❖ ***Section :***

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4, mm$$

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.

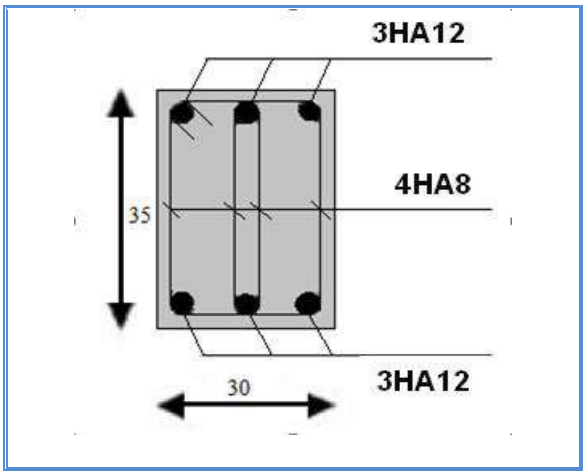


Figure.VI.13 :Ferraillage de la longrine.

BIBLIOGRAPHIE

[1] Règle parasismique Algérienne R.P.A 99

[2] Règle de conception et calcule des structures en béton armé CBA 93

[3] Règle technique de conception et calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91

[4] Charges permanentes et charges d'exploitation

[5] Calcul des ouvrages en béton armé (BELAZOUGI)

[6] Formulation en béton armé « VICTOR DAVIDOVITCI » tome I et II

[7] Règle parasismique Algérienne (DTRB C 2-2)

LOGECIELS :

[A] SAP2000 V17.1.1

[B] Autodesk robot structural analysais 2010

[C] AutoCAD 2013

CONCLUSION :

Dans ce projet, on a Essayé d'établir une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur *CBA 93* et *RPA 99 version 2003*.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

Pour la structure étudiée, une ossature mixte (voiles + portiques) a été exigée par le règlement parasismique algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout à fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction. Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la fonction, l'économie et l'esthétique.