REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE «Dr. YAHIA FARES» MEDEA



FACULTE DES SCIENCES ET LA TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE DE LA MATIERE
FILIERE DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE

MASTER EN GENIE CIVIL

OPTION : STRUCTURES

Étude D'un bâtiment (R+6+S.SOL) à usage d'habitation contreventé par des voiles

Réalisé par :

Mr. TALAICHE MANSOUR

Mr. DJEMAI KHALED

Dirigé par :

M^ME.HARNOUNE

PROMOTION 2014

Remerciements

Tout la gratitude et le merci au dieu le tout puissant qui a fait que ce travail soit mené et terminé.

Nous adressons nos vifs remerciements à notre promotrice Mem . HERNOUN qui nous avoir diligenté tout au long de ce travail, Pour sa Compréhension, sa patience, sa compétence, et ses remarques qui nous ont été précieuses.
Merci madame.

Tenons à remercier également Mr SAFIDDINE Salim et Mr OULD TURKI Benaissa, et pour leur disponibilité et leurs orientations précieuses, tout le long de ce projet.

Nous tenons à remercier aussi les honorables membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions aussi vivement notre amés de promotion, pour leur soutien, leurs encouragements leurs conseils et leurs remarques qui nous ont orienté

Nous remercions l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation master en Génie Civil.

On leur dit merci de tout notre cœur

Mansour et Khaled

DEDICACE

Je dédié ce modeste travail :

- *A ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination*

- *A 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 ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents Que dieu vous protège*

- *A mes très chères frères et mes sœures :*

ABDELHAK ,DOUNIA ZED ,AFFAF ,et speciallement
mon petit frere MOHAMED BADRE

- *A toute la famille (DJEMAI ET BENAOULA)*
Sans exception.
- *A mon binôme mansour et sa famille (TALAICHE).*
- *A tous mes amis , yaakobe,ramdane,youcef,messaoud,madjid,yassine mansour .bilal hamza et mohamed*
- *A ceux qui se sont sacrifiés et qui se sont donnés pour les études et dont je rends un vibrant hommage.*
- *A mes amies et surtouts de la promotion structures-2014*
- *A tous ceux qui m'ont soutenu de près on de loin en pensées et prière,*

Merci.

Djemai khaled

DEDICACE

Une chance m'a été offerte aujourd'hui pour vous parler des personnes qui me sont chers et a qui je leurs doit tout.
Avec ce dédicace, j'espère pouvoir leurs exprimer toutes mes remerciement et ma profonde gratitudes.

Tout d'abords, je commence par ma très cher mère qui m'a toujours tout donné que dieu la protège et la garde en bonne santé.

Je dédie aussi à :

- *Mes très chers frères.*
- *Mes très chères sœurs.*
- *A mon binôme et te sa famille (DJEMAI).*
- *A tout ma famille sans exception du plus grand au plus petit*
- *A mes amies et surtouts de la promotion Gini civil-2013*
- *A tous ceux qui m'ont soutenu de près on de loin en pensées et prière,*

Et en dernier je dirais que j'ai beaucoup de chance d'avoir des personnes qui m'aiment et qui sont toujours présentes pour moi.

Merci.

TALAICHE MANSOUR

Sommaire

Remerciements
Dédicaces
Résumé
Sommaire
Liste des figures
Liste des tableaux
Liste des symboles
Introduction générale……..1

Chapitre I

I.1.Introduction: 2
I.2. Présentation de l'ouvrage: 2
I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment 3
I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment 3
I.2.3. Le système structural : 3
I.2.4. Les plancher : 3
I.2.5. Maçonnerie : 3
I.2.6. Le revêtement : 3
I.2.7. L'acrotère: 3
I.2.8. Les escalier: 3
I.2.9. Ascenseur : 3
I.2.10. infrastructure: 4
I.3.caractéristiques mécaniques des matériaux : 4
I.3.1. BÉTON 4
I.3.2. ACIERS 8
I.4. HYPOTHESES DE CALCUL 10

Chapitre II

II. Dimensionnement de l'ouvrage……15
II.1.1. Hypothèses de base 15
II.1.2Détermination des charges et sur charges 15
II.2. Dimensionnement 16
II.2.1. Les planchers 16
II.2.2. La dalle plein 17
II.2.3. Les escaliers : 18

II.2.4. Les balcons 19
II.3. Evaluation des charges permanentes 19
II.3.1. Charges de planchers, balcons et escaliers 20
II.4. Les poutres 22
II.5. Les poteaux 22
détermination du poteau le plus sollicité : 23
détermination de la surface reprise par ce poteau : 23
Evaluation des charges : 23
II.6. Pré dimensionnement des voiles 26
II.6.1. Recommandations du [RPA.V2003]…….....26

Chapitre III

III.1. Introduction 27
III.2.Acrotère……..……27
III.2.1. Charges et surcharges: 27
III.2.2. Calcul des efforts: 27
III.2.3. Calcul du ferraillage: 28
III.2.4.Vérification à l'E.L.S 29
III.2.5. Vérification de l'effort tranchant: 30
III.2.6. Vérification de l'acrotère au séisme ……31
III.3. Plancher à corps creux 32
III.3.1. Les poutrelles 32
III.3.1.1. Avant coulage 32
III.3.1.2. Après coulage 35
Méthodes de calcul : 35
a) La méthode forfaitaire : 35
b)Ferraillage des poutrelles : 42
c)freraillage de la dalle de compression……46

III.4. L'escalier : 48
III.4.1 Caractéristiques techniques : 48
III.4.1.1 : Détermination de n, g, h : 48
III.4.1.2 : Schéma statique de l'escalier : 49
III.4.1.3 : Combinaison des charges : 49
III.4.2 : Ferraillage des escaliers : 50

III.4.2 .1 : Condition de non fragilité : 50
III.4.2.2 : Les armatures de répartition : 51
III.4.2 .3 : Vérification de l'espacement : 51
III.4.2 .4 : Vérification à l'E.L.S : 51
III.4.2 .5 : Vérification de l'effort tranchant : 52
III.4.2 .6 : Vérification de la flèche : 52
III.4.3 : Calcul de la poutre palière: 53
III.4.3.1 : Pré dimensionnement: 53
III.4.3.2 : Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003: 54
III.4.3.3 : Charges revenants à la poutre:……..……. 54
III.4.3.4 : ferraillage de la poutre palière :..... 54
III.4.3.4.1 : Calcul des efforts:..... 54
III.4.3.4.2 : RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.1] ◄◄..... 55
III.4.3.4.3 : Vérification de l'effort tranchant : 55
a).Vérification des armatures longitudinales : 55
. b) Vérification de compression dans la bielle de béton:……55
III.4.3.4.5 : Vérification de la flèche: 56

III.5 Calcul des dalles pleines:..... 57
III.5.1. Définition:..... 57
III.5.2. Méthode de calcul:..... 57
III.5.2.1. Principe de calcul: 57
a) travail externe : 57
b) Travail interne : 57
III.5.2.2 Expose de la méthode 58
III.5.2.3. Position des lignes de rupture: 58
III.5.2.4. Calcul des actions : 59
III.5. 2.5. Calcul de ferraillage 59
III.5.2.6. Vérification à l'état limite de service..... 59
III.5.2.7. Condition d'espacement..... 60
III.5.2.8 Vérification au cisaillement 60
III.5.2.9. Vérifications préliminaires de la flèche……61

III.6.3. étude de la dalle machine 62
III.6.3.1.Introduction 62
III.6.3.2. Pré dimensionnement..... 62

III.6.3.3. Détermination des charges et sur charges 63
III.6.3.4. Combinaison des charges 63
III.6.3.5. Calcule des efforts 63
III.6.3.6. Ferraillage de la dalle 63
III.6.3.7. Ferraillage en travée 64
III.6.3.9.Calcule des armatures transversales 64
III.6.3.10. Vérification À L'E.L.S……64

Chapitre IV

IV.1.Introduction : 68
IV.2.Caractéristiques dynamiques de la structure : 68
IV.2.1.Centre de masse : 68
Vue 3D : 69
IV.2.2.Centre de torsion : 70
IV.2.3.Excentricité : 72
IV.2.3.A. Excentricité statique : 72
IV.2.3.B. Excentricité accidentelle : [1] ►► [Art 4.2.7] ◄◄ 72
IV.2.3.C. Effets de la torsion accidentelle [1]: ►► [Art 4.3.7] ◄◄ : 73

IV.3.Choix de la méthode de calcul : 74
IV.3.1.Introduction : 74
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : 74

IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique : 78
IV.4.1.Vérification de Nombre de modes à considérer [1] ►► [Art 4.3.4] ◄◄ 78
IV.4.2.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 78
IV.4.3.Vérification de la stabilité au renversement : 81
IV.4.3.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : 82
a.Moment de renversement : 82
b. Moment stabilisant : 83
IV.4.4.Vérification des déplacements : 83
IV.4.5.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [1] ►► [Art.5.9] ◄◄ 85
IV. 4.6. Vérification de cisaillement des éléments : 86
IV. 4.6.1. Poutre principal : sous combinaison 1.35G+1.5Q 86

IV. 4.6.2. Poutre secondaire : sous combinaison 1.35G+1.5Q..... 86

IV. 4.6.3. Poutre palière : sous combinaison G+Q+E_{dx} 86

IV. 4.6.4. Longrine : sous combinaison 1.35G+1.5Q..... 87

IV.4.7.Vérification des sollicitations normales : [1] ►► [Art.7.4.3.1] ◄◄:……87

Chapitre V

V.2.Ferraillage des poutres : 89

V.2.1.Introduction :..... 89

V.2.2. Recommandation du RPA99 : 90

V.2.2.a. Armatures longitudinales [1] ►► Art [7.5.2.1] ◄◄ :…… ……..90

V.2.2.b. Armatures transversales [1] ►► Art [7.5.2.2] ◄◄ :..... 90

V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 : 91

V.2.4.Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 ...92

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants :[1]…… .93

V.2.6.Calcul des armatures transversales :…… ……94

V.2.7.Vérification de la flèche :..... 95

V.3.Ferraillage des poteaux : 96

V.3.1.Détermination des armatures longitudinales : 96

V.3.1.a. Recommandations des règlements : 96

V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage : 97

V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme par CBA93 : 98

V.3.1.d. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 :..... 100

V.3.2.Détermination des armatures transversales :..... 102

V.4.Ferraillage des voiles : 105

V.4.1.Introduction :..... 105

A. Combinaison :..... 105

A.1.Prescriptions imposées par RPA99 Version2003 :..... 105

A.2.Aciers horizontaux : [1] ►► [Art 7.7.4.2] ◄◄..... 105

A.3.Armatures transversales : CBA93..... 106

B. Calcul du ferraillage vertical : 106

Ferraillage de la cage machine : 111

C. Vérification à E.L.S : 111

D. Armatures transversales : 114

Chapitre VI

VI.1. Introduction..... 121
VI.1.1. Classification des fondations..... 121
VI.1.2. Etude préliminaire du choix de type de semelle..... 121
VI.2. Calcul des fondations : 122
VI. 2.1. Calcul des semelles isolées :..... 122
VI.2.2. Calcul des semelles filantes : 123
VI.2.3. Calcul La poutre de libage 128
a. Dimensionnement :..... 128
b. Ferraillage : 128
VI.3. Calcul Le Radier partielle :..... 131
VI.3.1. Dimensionnement du radier : 131
VI.3.2. Ferraillage du radier : 131
VI.3.2.a. Calcul des Charges du radier : 132
VI.3.2.b. Vérification de la surface du radier :..... 132
VI.3.2.c. Calcul des moments : 132
VI.4. Etude du voile périphérique [1] ►► [Art 10.1.2] ◄◄: 134
VI.4.1. Ferraillage des voiles périphériques : 134
1-Les armatures verticales: 134
2-Les armatures horizontales:..... 135
VI.5. Les longrines : 135
VI.5.1. Pré dimensionnement : [1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄:..... 135
VI.5.2. Sollicitations : [1] ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄: 135
VI.5.3. Ferraillage : 136
VI.5.3.1. Armatures longitudinales : 136
VI.5.3.2. Armatures transversales :…… ……136

Conclusion générale.....138

BIBLIOGRAFIQUE

Liste des figures

Figure I.1 : Emplacement géographique de l'ouvrage……..2

Figure I.2.Diagramme contrainte-déformation à l'ELU…….....7

Figure I.3.Diagramme contrainte-déformation de béton à l'ELS……..9

Figure 1.4.Diagramme contrainte-déformations de l'acier à l' ELU……..9

Figure 1.5.Vue iso paramétrique de l'ouvrage……11

Figure 1.6.Vue en plane de sous sole……12

Figure 1.7.Vue en plane des étages courants……13

Figure 1.8 .Vue en élévation de la coupe A-A……...14

Figure II.1.Sens porteur des planchers à corps creux……17

Figure II.2.Vue en plan et coupe des escaliers……..19

Figure II.3.Coupe de plancher [terrasse est courant]……..19

Figure II.4.Coupe de voile en élévation et en plan……...26

Figure III.1.L'acrotère……27

Figure. III.2.Ferraillage de l'acrotère…….....…31

Figure III.3. Dimensions des poutrelles……....33

Figure III.4. Travée avec un seul étai au milieu……..33

Figure III.5. Travée avec deux étais……..34

Figure III.6. Travée avec trois étais……..34

Figure III.7 : Poutrelles à deux travées……37

Figure III.8 : Diagramme des moments et des efforts tranchants du 1ertypes des poutrelles…….……38

Figure III.9 : Poutrelles à trois travées…….…38

Figure III.10.Diagramme des moments et des efforts tranchants du 2emetypes des poutrelles 39

Figure III.11.Poutrelles à quatre travées 39

Figure III.12.Diagramme des moments et des efforts tranchants du 3emetypes des poutrelles 40

Figure III.13.Poutrelles à six travées 41

Figure III.14. Diagramme des moments et des efforts tranchants du 4emetypes 42

des poutrelles 42

Figure III.15. Schéma de la poutrelle……..42
Figure III.16. Disposition constructive des armatures des poutrelles……..44
Figure III.17. Schéma de la Table de compression…….47
Figure III.18.Coupe de ferraillage de plancher à corps creux……..48
Figure III.19. Dimensions de l'escalier…….48
Figure III.20.Schéma statique de l'escalier……..49
Figure III.21.Diagramme des moments……50
Figure III.22.Diagramme des efforts tranchants…….50
Figure III.23.Schéma statique de la poutre palière……...54
Figure III.24.La dalle pleine sous l'escalier principal……..58
Figure III.26.Dimensions de la dalle rectangulaire……..…62
Figure III.27.Ferraillage de la dalle machine……...…67
Figures IV.1.Disposition des voiles (vue an plan) 69
Figures IV.2.Disposition des voiles aux entre sol, RDC et étages 70
Figure IV.3.dimension des voiles et poteaux 71
Figure IV.4.Position du centre de masse 74
Figure IV.5.Spectres de réponse 78
Figure IV.6.Le comportement des trois premiers modes 80
Figure V.1. Disposition des armatures pour les poutres 93
Figure V.2. Ferraillages des poutres principales de la terrasse+étage courant……..…..96
Figure V.3.Ferraillages des poutres secondaires de la terrasse+étage courant 96
Figure V.4.Définition de la zone nodale dans les poteaux 97
Figure V.5.Disposition des armatures dans les poteaux 104
Figure V.6.Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire 104
Figure V.7.Disposition des voiles 106
Figure V.8.Section entièrement tendue 107
Figure V.9.Section entièrement comprimée 107
Figure V.10.Section partiellement comprimée 108
Figure V.11.Les armatures transversales et les épingles 115
Figure V.12.La zone de recouvrement des voiles 115
Figure V.13.Disposition des armatures dans les voiles (voile 20cm) 120
Figure VI.1.représentation des semelles isolées sous poteaux carrés 122

Figure VI.2. Disposition des semelles isolées..... 122
Figure VI.3.Représentation initiale des semelles……...123
Figure VI.4.Représentation initiale des semelles filantes……..125
Figure VI.5.disposition du ferraillage de la poutre de libage……131
Figure VI.6. Schéma des dimensions du voilepériphériqu……....134
Figure VI.7.Ferraillage des longrines…….....136

Liste des tableaux

Tableau I.1.Caractéristiques des Aciers…….……..…8

Tableau II.1.Hypothèse de base de dimensionnement……15

Tableau II.2.Différents Charges permanents utilisé…….....15

Tableau II.3.Différents Charges d'exploitation utilisé……..…15

Tableau II.4.Charge permanent et d'exploitation de chaque élément…….21

Tableau II.5.Dimensionnement des poutres principales et secondaires…….22

Tableau II.6.les charges supporté par le poteau le plus sollicité……..…..23

Tableau II.7.descente de charge avec dégression……....24

Tableau II.8. Détermination de l'effort normal ultime…….....…..24

Tableau II.9.Dimensionnement des poteaux avec vérification…….....…....25

Tableau II .10.Dimensionnement des poteaux avec vérification……..….26

Tableau III.1.Vérification de l'acrotère au séisme……...…....31

Tableau III.2.Charge permanente G……..…32

Tableau III.3. Moment en travée et l'effort tranchant……..……..33

Tableau III.4. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées 37

Tableau III.5. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées..... 38

Tableau III.6. Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées 39

Tableau III.7. Différentes sollicitations dans la poutrelle à six travées..... 41

Tableau III.8 : Vérification à l'E.L.S aux appuis 44

Tableau III.9 : Récapitulation des résultats de la flèche. 46

Tableau III.9.10.Charge à l'ELU et l'ELS..... 49

Tableau III.11.Les données 50

Tableau III.12.Calcul des sections d'acier de l'escalier 50

Tableau III.13.Les armatures de répartition..... 50

Tableau III.14.Vérification de l'espacement des armatures..... 51

Tableau III.15.Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S 51

Tableau III.16.Vérification de la flèche de l'escalier 53

Tableau III.17.Ferraillage de la poutre palière……..55

Tableau III.18.Vérification à l'ELS de la poutre palière……..…….55

Tableau III.19.Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière.……..55

Tableau III.20.les actions sur la dalle..... 55

Tableau III.21.ferraillage de la dalle pleine..... 59

Tableau III.22.Vérification à l'état limite de service..... 60

Tableau III.23.Vérification au cisaillement 60

Tableau III.24.Vérifications préliminaires de la flèche 61

Tableau III.25.Les résultats de ferraillage de la dallemachine……..……64

Tableau III.26².Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens…….……65

Tableau IV.1.Calcul de centre de masse 70

Tableau IV.2.Centre de torsion..... 71

Tableau IV.3.Calcul de l'excentricité statique..... 72

Tableau IV.4.Calcul d'excentricité accidentelle 73

Tableau IV. 5. Calcul de l'excentricité totale..... 74

Tableau IV. 6. Coefficient d'accélération de A..... 75

Tableau IV.7.vérification des sollicitations suivant x..... 76

Tableau IV.8.vérification des sollicitations suivant y..... 76

Tableau IV.9.détermination du facteur de qualité Q..... 77

Tableau IV.10.Coefficient de participation massique **80**

Tableau IV.11.Calcul de la force sismique **81**

Tableau IV.12.Vérification de la résultante des forces sismiques **81**

Tableau IV.13.calcul du moment de renversement **82**

Tableau IV.14.calcul du moment stabilisant **83**

Tableau IV.15.Vérification de stabilisation **83**

Tableau IV.16.Vérification des déplacements inter-étage sens X **84**

Tableau IV.17.Vérification des déplacements inter-étage sens Y **84**

Tableau IV.18.Vérification l'effet P-Δsens X **85**

Tableau IV.19.Vérification l'effet P-Δsens Y **86**

Tableau IV.20. Vérification de cisaillement des éléments **87**

Tableau V.1.Les données de calcule **89**

Tableau V.2.Ferraillage longitudinal des poutres principales **91**

Tableau V.3.Ferraillage longitudinal des poutres secondaires **91**

Tableau V.4.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales **91**

Tableau V.5.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires…….....**91**

Tableau V.6.Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA **92**

Tableau V.7. Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA **92**

Tableau V.8. Calcul de $\overline{\tau_u}$ **93**

Tableau V.9.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales **94**

Tableau V.10.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires **94**

Tableau V.11.Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement **95**

Tableau V.12. Vérification de la flèche des poutres **95**

Tableau V.13.Les moments dans les poteaux à l'ELU 100

Tableaux V.14.Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux à l'ELU 100

Tableau V.15.Vérification des armatures à ELS des poteaux..... 102

Tableau V.16.Les armatures transversales et leurs espacements 103

Tableau V.17.Vérification de la quantité d'armatures transversales 104

Tableau V.18.Les armatures verticales des voiles suivant x 109

Tableau V.19.Les armatures verticales des voiles suivant y 111

Tableau V.20.Les armatures verticales des voiles de la cage machine. 111

Tableau V.21.Vérification des armatures a ELS des voiles suivant x 112

Tableau V.22.Vérification des armatures a ELS des voiles suivant y 114

Tableau V.23.Vérification des armatures à ELS des voiles de la cage machine 114

Tableau V.24.Vérification des armatures a ELS des voiles suivant x 117

Tableau V.25.Vérification des armatures a ELS des voiles suivant y 119

Tableau V.26.Vérification des armatures a ELS des de la cage machine 119

Tableau VI.1. Le pré dimensionnement des semelles isolées..... 123

Tableau VI.2.dimensionnement des semelles filantes SF à l'ELS..... 124

Tableau VI.3.dimensionnement des semelles filantes SF1 et SF2 à l'ELS..... 124

Tableau VI.4. Vérification des contraintes 126

Tableau VI.5. Armatures principales des semelles filantes..... 127

Tableau VI.6.Armatures de répartition des semelles filantes 127

Tableau VI.7. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes..... 127

Tableau VI.8. Détermination des valeurs de q de la poutre de libage..... 129

Tableau VI.9.Ferraillage la poutre de libage à l'ELU 129

Tableau VI.10.Vérification des contraintes la poutre de libage à l'ELS..... 129

Tableau VI.11.Calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement ..... .130

Tableau VI.12. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier 133

Tableau V.13. Vérification des armatures du radier à l'ELS 133

Tableau VI.14. Valeurs de α 136

LISTE DES SYMBOLES

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale

At : Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

Evj : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei j: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mo : Moment isostatique.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

Nser : Effort normal à l'E.L.S.

Nu : Effort normal ultime.

Tu : Vu : Effort tranchant ultime.

Tw : Effort tranchant à gauche.

Te : Effort tranchant à droite.

Tser : Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

Ra : réaction à gauche.

Rb: réaction à droite.

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.

b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c1, c2 ,c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

a : épaisseur du voile.

fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement d'armature transversale.

Srep : Espacement de répartition.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

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 :

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : rez-de-chaussée.

SF : semelle filante.

ملخص :

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى دراسة بناية ذات استعمال سكني من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق تحت أرض+طابق أرضي+ ستة طوابق) والمقرر بنائها في ولاية البليدة (اولاد عيش) المصنفة ضمن المنطقة القوية زلزاليا.3

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة .قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر:

- القواعد الجزائرية المضادة للزلازل
- قانون الخرسانة المسلحة .

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج «SAP2000 Version 16» .

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

Résumé :

Ce projet consiste à étudier un bloc contient (Sous sol+RDC + 6 étages) en béton armé à usage d'habitation dans la willaya de BLIDA (Oulad aiche), cette région est classée selon le **RPA99 (version 2003)** comme étant une zone de forte sismicité III.

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

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

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel **« SAP2000 version 16»**.

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

Abstract:

This project involves study a block contain (under ground+ground+6 stories) reinforced in BLIDA (Oulad aiche) , the region is classified as a fort seismicity area III.

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

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

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program **« SAP2000 version 16»**.

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

INTRODUCTION GENERALE

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La Construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.
Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les volcans…etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "***RPA99 version 2003***"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.
Concernant notre travail on a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation de master. Après une introduction générale, cette étude se décompose en six chapitres :

Le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans le deuxième chapitre on a fait un pré dimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment. Ensuite dans le troisième chapitre on a présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela on a fait une étude sismique .En Ce qui concerne le cinquième chapitre on a exposé le ferraillage des éléments résistants. Dans le dernier chapitre s'attache à étudier l'infrastructure. Nous clôturons ce travail par une conclusion générale.

I.1.Introduction:

Ce premier chapitre permet de donner une idée générale sur le projet qui va t être l'objet de notre étude (présentation de l'ouvrage, dimensions en plan, dimensions en élévation, système structural…).

I.2. Présentation de l'ouvrage:

Le projet qui nous a été confie par le bureau d'études d'architecture et d'urbanisme, «B.E.T. HADJI AMER» consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un ouvrage en béton armé comportant six (06) niveaux sur un rez-de-chaussée et un sous sol avec terrasse inaccessible (R+6) a usage d'habitation et le (SS) utiliser comme un magazine de stockage (cave).

Situation : L'ouvrage en question sera implanté à «OULAD AICHE» WILAYA de BLIDA, classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de forte sismicité (zone III).

Notre étude sera menée conformément aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 et aux règles parasismiques RPA99 version 2003.

Notre objectif consiste à faire la conception et le calcul des éléments résistants et Secondaires de la structure et de l'infrastructure.

En effet pour bien concevoir notre structure nous sommes basés sur les critères suivants :

- Respecter les plans architecturaux pour conserver l'aspect architectural et esthétique du bâtiment.
- Assurer la stabilité et la rigidité adéquate de la structure.
- Assurer une bonne fonctionnalité du bâtiment.
- Optimiser les couts de construction

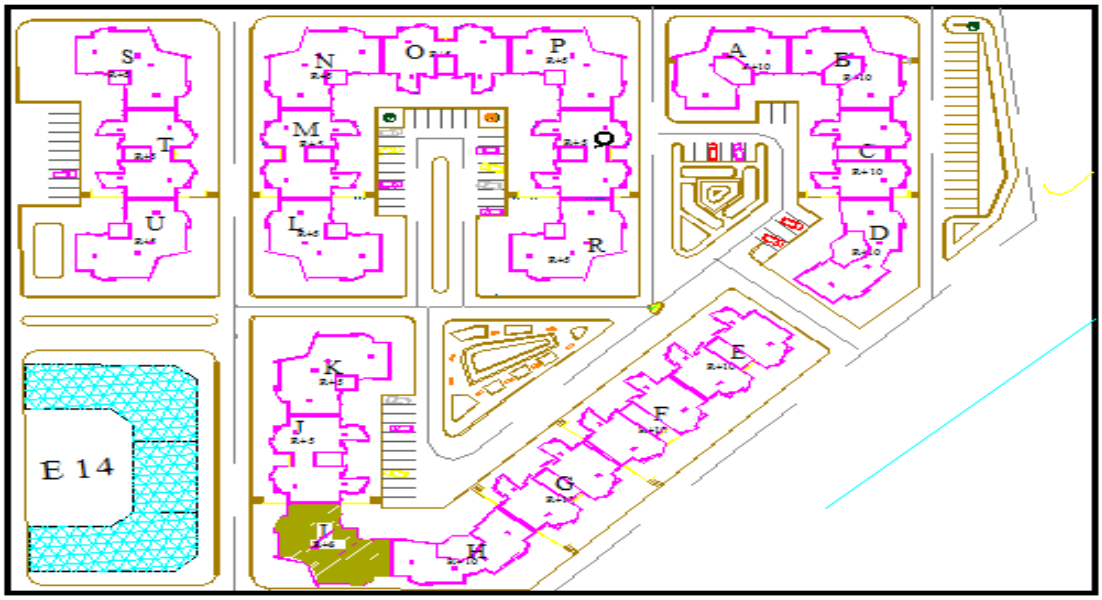


Figure I.1 : Emplacement de l'ouvrage

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment

– longueur totale de bâtiment : 19.75m.
– largeur totale du bâtiment : 19.75m

} De forme irrégulière

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment

– Hauteur des étages : 2.88m
– Hauteur de rez-de-chaussée :2.88m
– Hauteur de sous sol : 4.10m
– Hauteur totale du bâtiment : 25.12m

I.2.3. Le système structural :

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 11m, donc selon le RPA99 Version 2003(Art 3.5.1a) il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un système mixte on contreventé par des voiles.

I.2.4. Les plancher :

Les planchers sont les éléments sensés recevoir, répartir et transmettre les charges qui leur sont appliquées.

Assurer l'isolation thermique et phonique entre les étages

Dans notre cas on aura deux types de planchers :

- Planchers en corps creux.
- Planchers en dalle pleine.

I.2.5. Maçonnerie :

La maçonnerie est le plus souvent réalisée en brique creuse à 8 tous et de 10 cm d'épaisseur .Notre construction comporte deux types de murs :

- Murs extérieurs : en double cloison séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Murs intérieurs : cloison de séparation.

I.2.6. Le revêtement :

- Du carrelage pour le sol.

- De la céramique pour les salles d'eau.

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

I.2.7. L'acrotère:

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I.2.8. Les escalier:

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par des escaliers de quatre volets avec trois paliers de repos.

I.2.9. Ascenseur :

La structure comporte une seule cage d'ascenseur, fondé au sous sol, elle s'arrête au dernier étage.

I.2.10. infrastructure:

C'est la partie d'interaction structure sol, qui forme un ensemble rigide assure l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet les fondations seront choisies conformément au rapport du sol.

I.3.caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé "**BAELL91 mod99**" [2] et tous les règlements applicables en Algérie "**RPA 99 version2003**"] et "**CBA93**"

I.3.1. BÉTON

a. Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau. Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à s'avoir :

1- Une résistance mécanique élevée.
2- Un retrait minimum.
3- Une bonne tenue dans le temps

b. Résistance du béton :

b.1. Résistance du béton à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression «J» jour, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais des éprouvettes cylindriques de 200,96 cm^2 de section et de 32 cm de hauteur.

$$j \le 28 jours \rightarrow f_{cj} = 0{,}685 f_{c28} \log(j+1)$$
$$j = 28 jours \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$
$$j > 28 jours \rightarrow f_{cj} = 1{,}1 f_{c28}$$

Pour notre étude on a : $f_{c28} = 25$ MPa.

b.2. Résistance du béton à la traction

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais; parmi ces essais on peut citer :

-Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.

-Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les poteaux d'une presse (essai Brésilien).

-Traction-flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de coté " a " et longueur " 4a " reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

La résistance à la traction est notée par " f_{tj} ", elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \quad (Mpa)$$

Pour notre étude on a : f_{tj} = 2,1 MPa.

c. Module de déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de "Young ou module déformation longitudinal", il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

c.1. Module d'élasticité instantané " E_{ij} " :

Il est mesuré à partir de la courbe (σ – ξ) d'un teste de courte durée, il représente

le module d'élasticité sous chargement accidentel

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (Mpa) \quad \textbf{CBA 93 Art [A.2.1.2.1]}$$

D'ou : E_{i28} = 32164,20 Mpa.

c.2. Module d'élasticité différé " E_{vj} " :

Il est mesuré à partir de la courbe (σ – ξ) d'un teste de longue durée, il représenté le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \quad (Mpa) \quad \textbf{CBA 93 Art [A.2.1.2.2]}$$

D'ou : E_{v28} = 10818,87 Mpa.

d. coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$v = \frac{\Delta a / a}{\Delta L / L}$$

E.L.U : v = 0,0 (béton fissuré)

E.L.S : v = 0,2 (béton non fissuré)

e. Poids volumique :

b. On adopte la valeur $\rho = 25\ KN/m^3$

f. Les contraintes limites de calcul :

f.1 : Contraintes limites à l'état ultime (E.L.U) :

L'état limite ultime est défini généralement par limite de résistance mécanique au-delà de la quelle il y a ruine de l'ouvrage.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0{,}85 \times f_{c28}}{\gamma_b}.$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité

Tel que :

γ_b = 1,5 cas des situations durable ou transitoires..... f_{bu} = 14,17MPa
γ_b = 1,15 cas des situation accidentelles..... f_{bu} = 18,48MPa

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.
0,85 : Coefficient de minoration qui à pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton

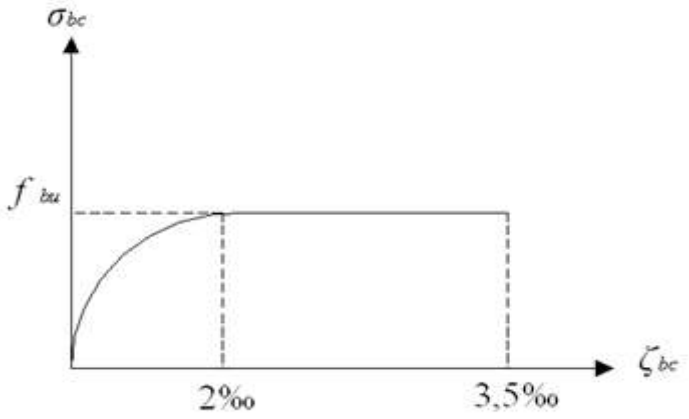


Figure I.2.Diagramme contrainte-déformation à l'ELU

f.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue; on distingue :

*L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton

*L'état limite de service d'ouverture des fissures.

*L'état limite de service de déformation.

*La contrainte limite de service est :

$$\sigma_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28}$$

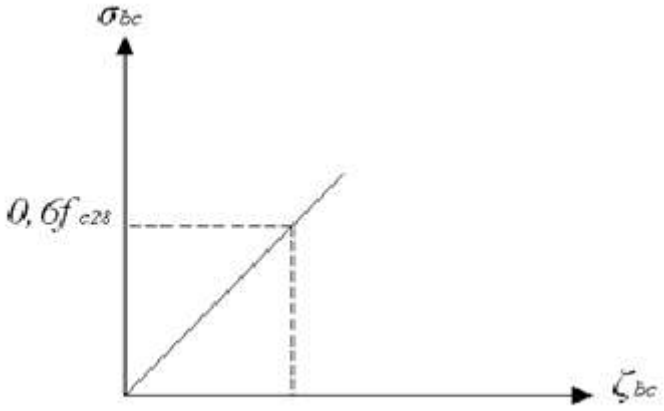


Figure I.3.Diagramme contrainte-déformation de béton à l'ELS

I.3.2. ACIERS

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses à haute adhérence).

a. Les limites élastiques :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e), cette valeur est donnée selon le "**BAELL91 mod99**" [2] dans le tableau suivant :

Type	Désignation	Limite élastique (Mpa)	Allongement	Contrainte de Rupture (Mpa)
Rond Lisse	FeE22 FeE24	215 235	22 25	380 – 390 410 – 490
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils très filés lisse	Ø>6mm	500	14	580

Tableau I.1.Caractéristiques des Aciers

b. Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module longitudinal sa valeur est fixée quelque soit la nuance de l'acier.

$E_s = 2{,}1.10^5$ MPa

c.Les contraintes limite de calcul :

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci après :

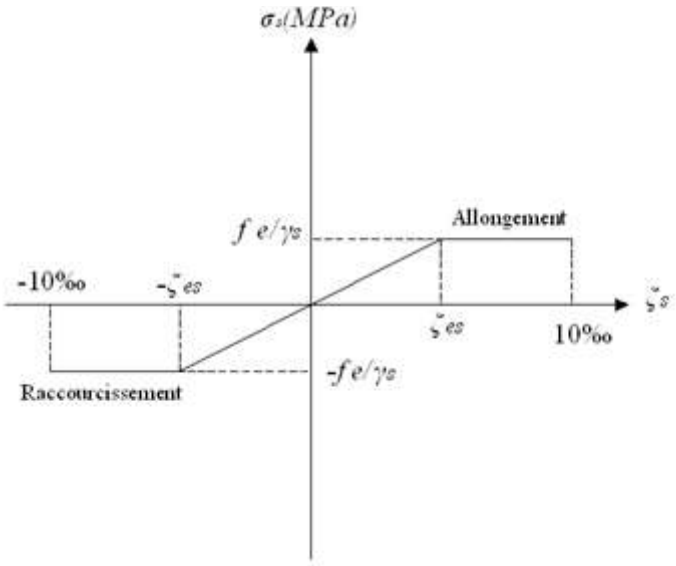


Figure 1.4.Diagramme contrainte-déformations de l'acier à l' ELU

Avec :

-σ_S : Contrainte de l'Acier

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante : $\sigma_S = \frac{f_e}{\gamma_S}$

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1{,}15 & Cas\ des\ situations\ durables\ ou\ transitoires \\ 1{,}00 & Cas\ des\ situation\ accidentelles \end{cases}$$

- f_e : Contrainte limite élastique

ζs : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\zeta_s = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

Pour les aciers FeE400 on a : $\zeta_s = \frac{400}{1{,}15x2.10^5} = 1{,}74‰$

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

C'est l'état où on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

* Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

* Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta\right)$ (MPa)

* Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \left(\frac{1}{2} f_e ; 110\eta\right)$ (*MPa*)

η : Coefficient de fissuration

η =1,00 pour les aciers ronds lisse.

η =1,60 pour les aciers à haute adhérence.

d. Le coefficient d'équivalence :

b. Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ de :

Avec :

n : Coefficient d'équivalence

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.4. HYPOTHESES DE CALCUL

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de son faible Résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou Composée et à 2‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

  - ✓ Acier rond lisse $\begin{cases} \sigma_s = 204{,}34MPa & Situation durable \\ \sigma_s = 235MPa & Situation accidentelle \end{cases}$
  - ✓ Acier à haute adhérence $\begin{cases} \sigma_s = 348MPa & Situation durable \\ \sigma_s = 400MPa & Situation accidentelle \end{cases}$

1. Description générale de l'ouvrage



Figure I.5.Vue iso paramétrique de l'ouvrage.

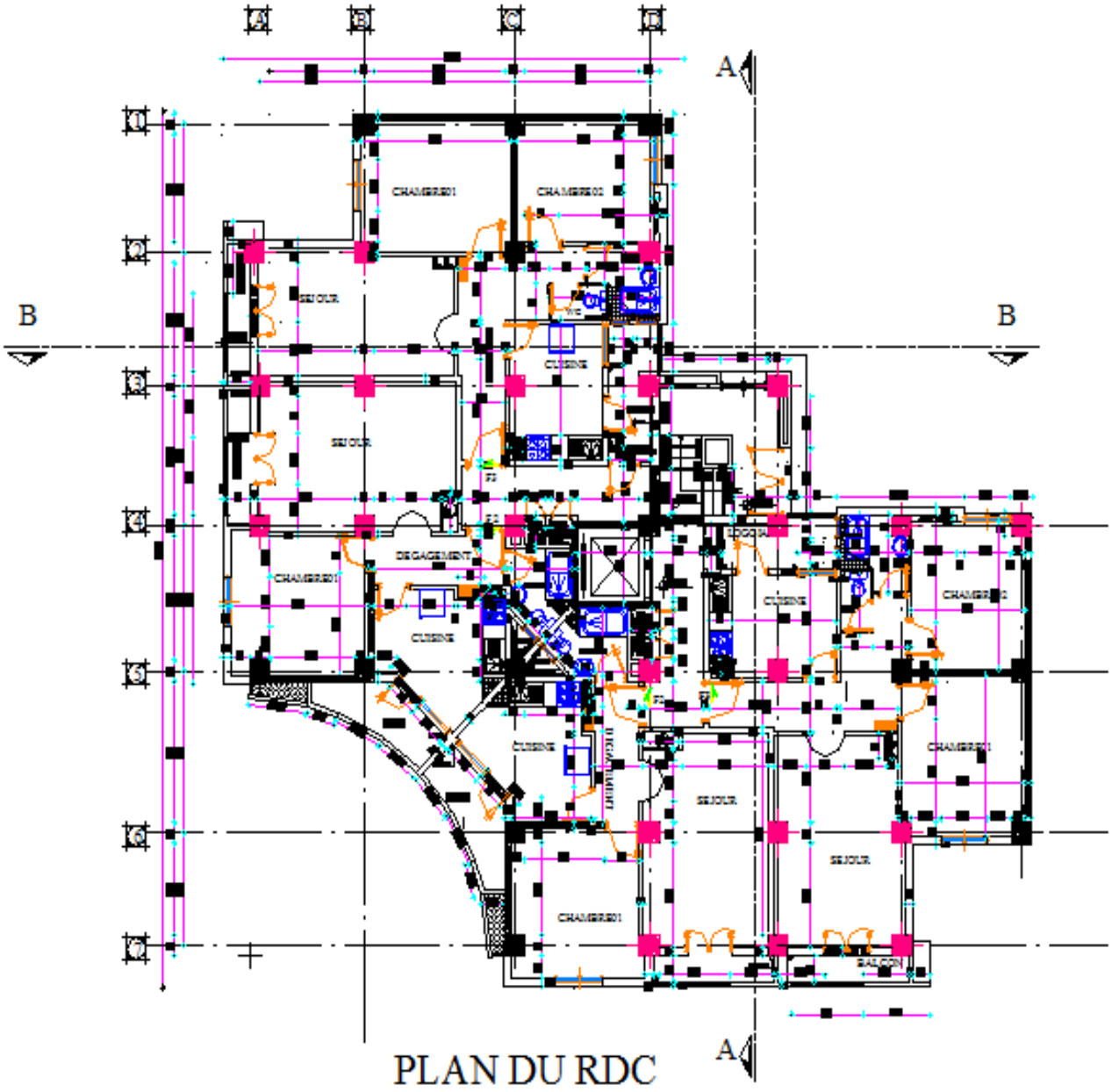


Figure I.6.Vue en plane de sous sole.

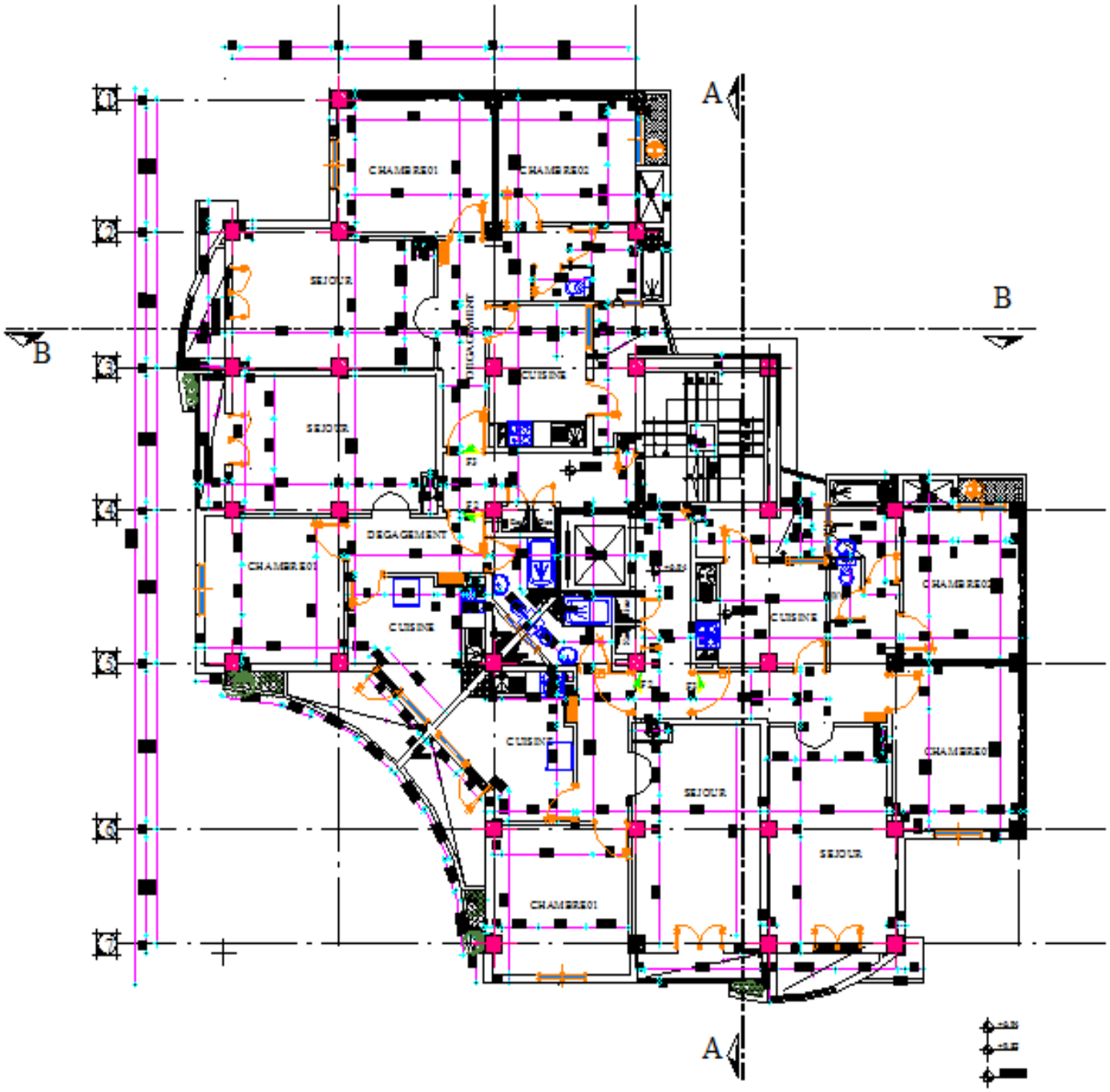


Figure I.7.Vue en plane des étages courants.

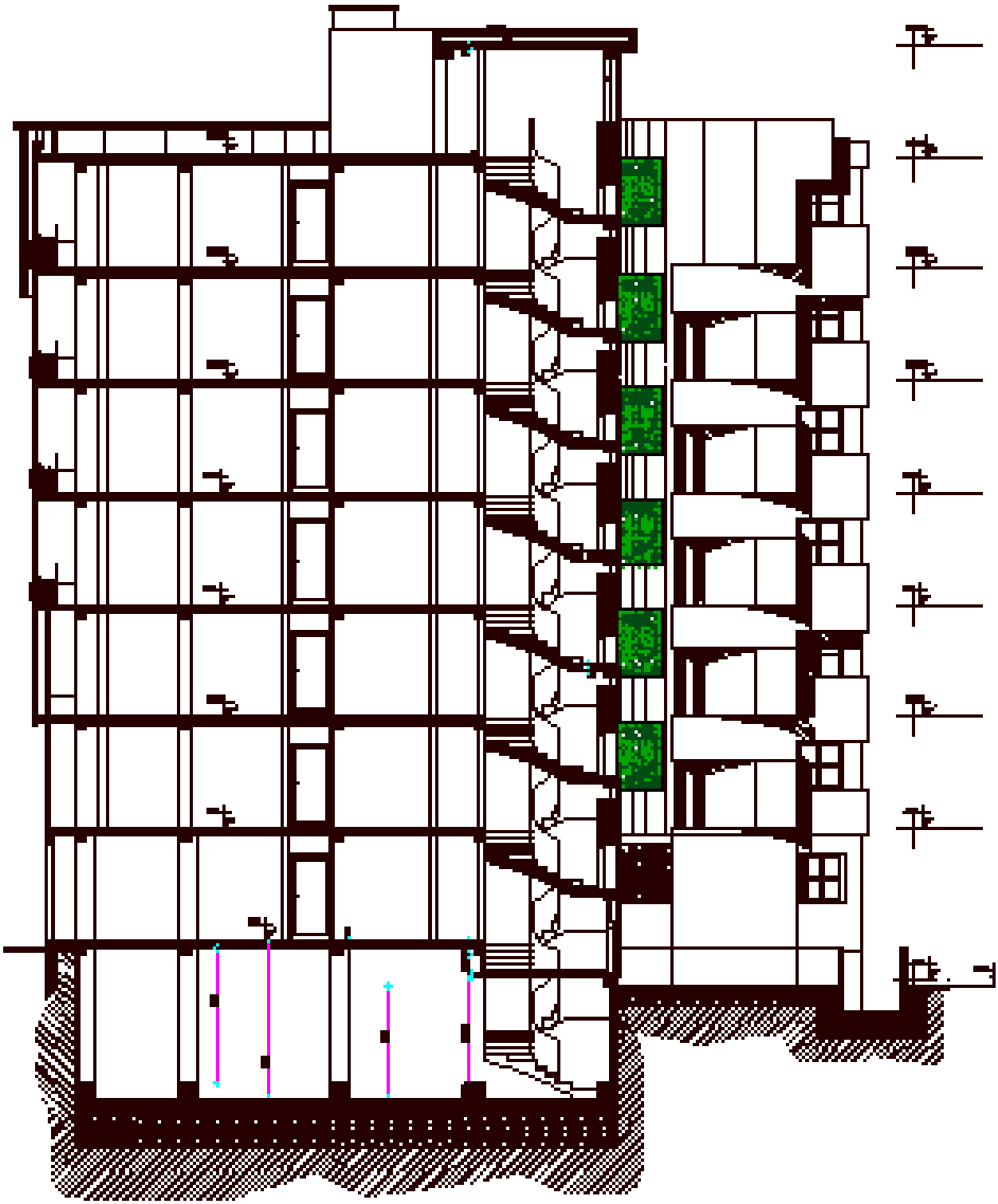


Figure I.8 .Vue en élévation de la coupe A-A.

II. Dimensionnement de l'ouvrage

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience, cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet ver la base.

II.1.1. Hypothèses de base

Règlements de calcul	
Béton armé	BAEL 99
CBA93	DTR- B.C.2.41
Charges et surcharges	DTR-B.C. 2.2
Action sismique	DTR-B.C.2.48 RPA 99 Version 2003

Tableau II.1.Hypothèse de base de dimensionnement.

II.1.2Détermination des charges et sur charges

a. Charges permanentes :

Charges permanentes	**Poids volumique [kN/m^3]**	**Epaisseurs [m]**	**Charges [kN/m^2]**
Béton armé	25	Variable	-
Chape de mortier	20	-	-
Plâtre	10	-	-
Carrelage	0.22	0.02	0.44
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Façade légère	-	-	1.80

Tableau II.2.Différents Charges permanents utilisé.

b. Charges d'exploitation :

Locaux	**Surcharges**
▪ Planchers terrasse.	1.00 [kN/m²]
▪ Plancher à usage d'habitation.	1.50 [kN/m²]
▪ Plancher magasin de stockage (cave)	2.50 [kN/m²]
▪ Balcon.	3.50 [kN/m²]
▪ Escalier.	2.50 [kN/m²]
▪ Acrotère.	1.00 [kN/ml]
▪ Dalle de machine d'ascenseur.	1.00 [KN/m²]

Tableau II.3.Différents Charges d'exploitation utilisé.

II.2. Dimensionnement

Avant de procéder à la descente de charge permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment :

- Les planchers ;
- Dalle plein ;
- Les escaliers et balcons ;
- Les poutres ;
- Les poteaux ;
- Les voiles ;

Ces dimensionnements sont effectués au stade de l'avant projet, corrigés éventuellement au moment des études d'exécution.

II.2.1. Les planchers

Notre choix s'est porté sur le plancher à corps creux. Couramment utilisé dans la construction des structures à usage d'habitation,

D'après le **[C.B.A.93] :**

L'épaisseur du plancher e est déterminée à partir de la condition de flèche :

$h \geq \frac{L\max}{22.5}$ Avec L : la portée la plus grande dans le sens des poutrelles.

$h \geq \frac{390}{22.5} = 17.33[cm]$ soit un plancher de [16+4][cm].

Elle est constituée :

- De poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement et espacées de 0,65mètres.
- Corps creux.
- D'une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm à 6 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles - Corps creux qui tient lieu de coffrage.

Les principaux avantages de ce type de plancher sont :

- La facilité de mise en œuvre, sans moyen de manutention, puisque manuel,
- La couverture dense sur tout le territoire national des fabricants ou distributeurs,
- La compétitivité économique de ce procédé,
- Une bonne isolation thermique.

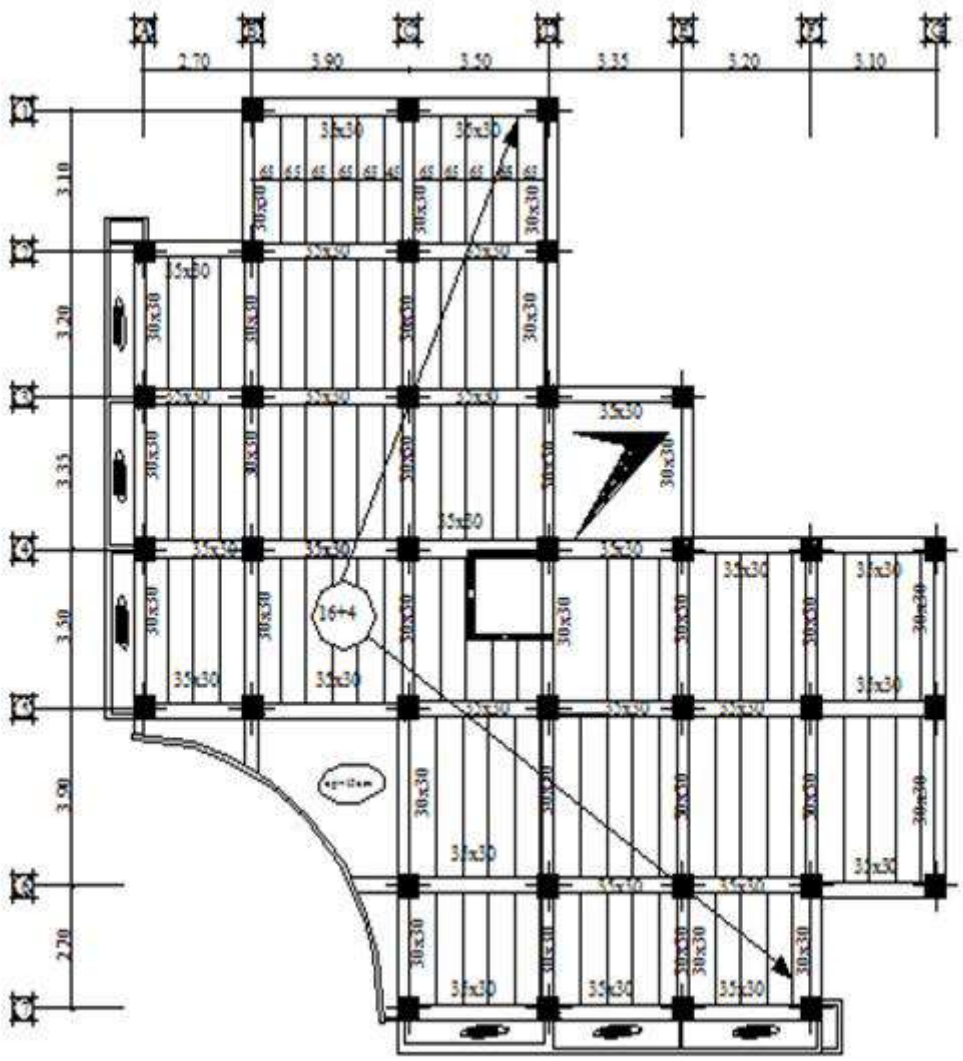


Figure II.1.Sens porteur des planchers à corps creux.

II.2.2. La dalle plein

$$\frac{L_x}{50} \le e \le \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{390}{50} \le e \le \frac{390}{40}$$

$$7.80cm \le e \le 9.75cm$$

- **Condition de sécurité en matière d'incendie:**

Les règlements préconisent les épaisseurs minimales suivantes:

E = 7 [cm] pour assurer une heure de coupe feu.

E = 11 [cm] pour assurer deux heures de coupe feu.

- **Condition d'isolation acoustique:**

La loi de masse exige pour une bonne isolation acoustique une épaisseur [e ≥ 15 cm].

D'après ces conditions on prendre une hauteur de 15 [cm].

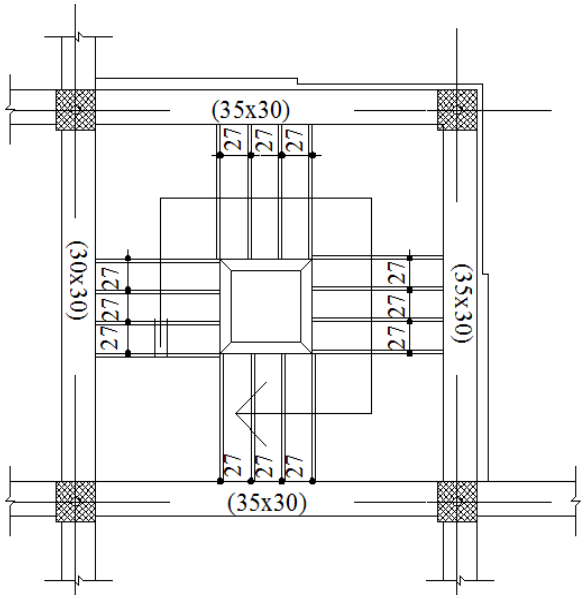
II.2.3. Les escaliers :

L'escalier est constitué d'une suite de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. Pour des raisons de surface, de confort et de simplicité d'exécution le choix de l'architecte s'est porté sur un escalier à triples quartiers tournants. Les dimensions de la montée, de giron [marche] et de la contre marche figurent déjà sur les plans d'architectures. Seule l'épaisseur de la paillasse reste à déterminer. Elle sera calculée à partir de l'inégalité suivante :

$$\frac{L}{30} \le e \le \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{335}{30} \le e \le \frac{335}{20} \Rightarrow 11.16\,[\text{cm}] \le e \le 16.15\,[\text{cm}]$$

$$e = \frac{11.16+16.15}{2} = 13.65\,[\text{cm}] \Rightarrow e = 15\,[\text{cm}]\,.$$

Avec : L : la portée de la paillasse.



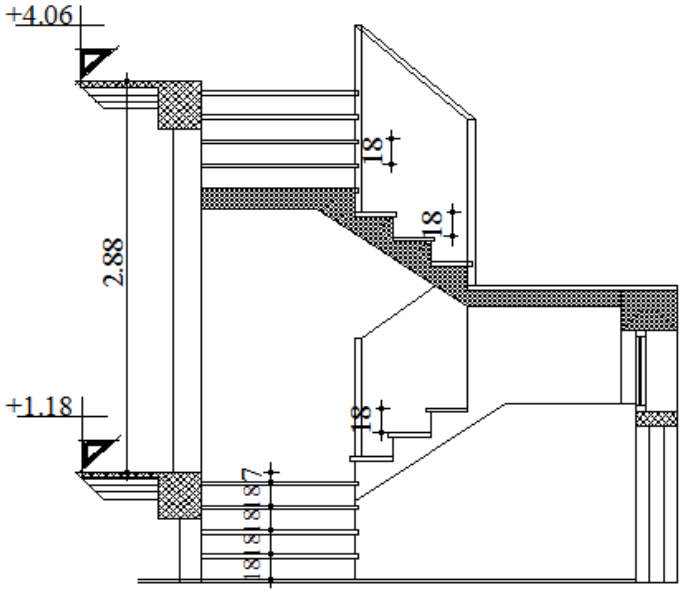


Figure II.2.Vue en plan et coupe des escaliers.

II.2.4. Les balcons

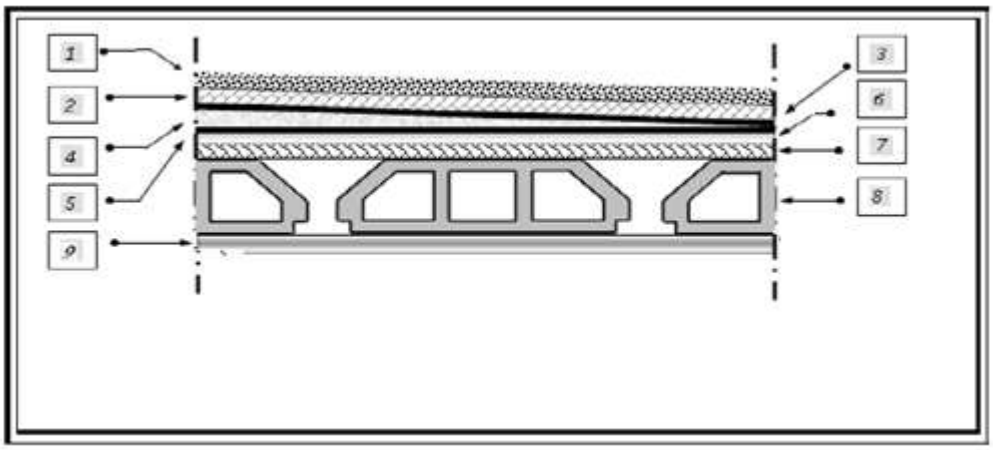
Le balcon est une saillie ou console pratiquée sur la façade du bâtiment et entourée d'une balustrade (garde-corps). L'épaisseur de ces éléments est fonction de leurs portées. Elle est déterminée par la relation suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \Rightarrow e \geq \frac{1.20}{10} = 0.12 \text{ [m]} \Rightarrow \text{ on prend } e = 15 \text{ [cm]}$$

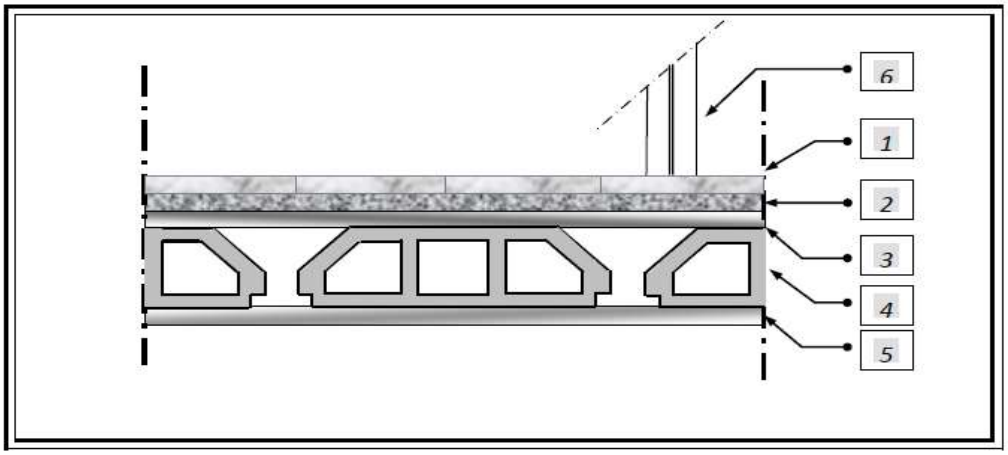
Avec : L : la portée la plus grande d'un balcon.

II.3. Evaluation des charges permanentes

Elle résulte des poids surfaciques est volumique des matériaux mis en œuvre



Constituants d'un plancher terrasse



Constituants d'un plancher courant

Figure II.3.Coupe de plancher [terrasse est courant].

II.3.1. Charges de planchers, balcons et escaliers

Nature	Description	Epaisseur [m]	Poids volumique	Poids [kN/m^2]
Plancher Terrasse	**1-** Gravillons roulé (8/15)	0.04	20	0.80
	2- Etanchéité multicouche.	0.02	6	0.12
	3- Papier kraft.	-	-	0.05
	4- Forme de pente	0.01	-	2.20
	5- Film polyane	-	-	0.01
	6- Liège (isolant)	0.04	4	0.16
	7- Pare vapeur	0.01	-	0.06
	8- Plancher en corps creux.	(16+4)	-	2.80
	9- Enduit en plâtre.	0.02	10	0.20
			Total =	**6.40**
Plancher Courant	**1-** Carrelage.	0.02	22	0.44
	2- Mortier de pose.	0.02	20	0.40
	3- Lit de sable.	0.03	18	0.54
	4- Plancher en corps creux.	(16+4)	-	2.80
	5- Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
	6- Cloison de séparation.	-	-	1.62
			Total =	**6.00**
Balcon Ep 15cm	**1-** Carrelage.	0.02		
	2- Chape en mortier de ciment.	0.02	22	0.44
	3- Lit de sable.	0.03	20	0.40
	4- Dalle en béton armé.	0.15	18	0.54
	5- Enduit en ciment.	0.02	25	3.75
			18	0.36
			Total =	**5.49**
Dalle Ep 15cm	**1-** Carrelage.	0.02	22	0.44
	2- mortier de pose.	0.02	20	0.40
	3- Lit de sable.	0.03	18	0.54
	4- Dalle en béton armé.	0.15	25	3.75
	5- Enduit en ciment.	0.02	18	0.36
	6- cloison de séparation	/	/	1.62
			Total =	**7.11**
Mur extérieur	**1-** Revêtement en ciment.	0.02	18	0.36
	2- Brique creuse extérieure	0.1	9	0.90
	3- ame d'aire	-	-	-
	4- Brique creuse intérieure.	0.1	9	0.90
	5- Enduit en ciment.	0.02	18	0.36
			Total =	**2,52**

Mur intérieur		**1-** Revêtement en ciment. **2-** Brique creuse intérieure. **3-** Enduit en ciment.	0.02 0.1 0.02	18 9 18	0.36 0.90 0.36
				Total =	**1,62**
Escalier	**Paillasse**	**1-** Carrelage. **2-** Mortier de pose. **3-** Lit de sable. **4-** Dalle en béton armé **5-** Enduit en ciment.	 0.02 0.02 0.03 - 0.02	 22 20 18 25 18	 0.44 0.40 0.54 6.00 0.36
				Total =	**7.74**
	Palier	**1-** Carrelage. **2-** Mortier de pose. **3-** Lit de sable. **4-** Dalle en béton armé. **5-** Enduit en ciment.	0.02 0.02 0.03 0.15 0.02	 0.22 20 0.18 25 18	 0.44 0.40 0.54 3.75 0.36
				Total =	**5.49**

Tableau II.5.Charge permanent et de chaque élément.

II.4. Les poutres

Les poutres sont des éléments structuraux chargés de la transmission des charges verticales aux poteaux et appareils d'attache pour ces derniers.

	Dimensionnement des poutres	
	Poutres principales	**Poutres secondaires**
	$L = L_{max} = 3.90$ [m]	$L = L_{max} = 3.90$ [m]
Hauteur totale h $\begin{cases} \frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10} \\ h \ge 30 \text{ cm} \\ b \ge 20 \text{ cm} \\ h/b \le 4 \\ b_{max} \le 1.50h + b_1 \end{cases}$	h=35[cm]	h=30[cm]
Largeur b $\begin{cases} 0.3h \le b \le 0.7h \\ h \ge 30 \text{ cm} \\ b \ge 20 \text{ cm} \\ h/b \le 4 \\ b_{max} \le 1.50h + b_1 \end{cases}$	b=30[cm]	b=30[cm]

Tableau II.6.Dimensionnement des poutres principales et secondaires.

II.5. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux charges de transmettre les charges verticales aux fondations et du contreventement total ou partiel du bâtiment.

Le pré dimensionnement des poteaux, se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 0.10% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximale.

- **Etape de calcul :**

Les étapes de pré dimensionnement sont :

1. le choix du poteau le plus sollicité :
2. calcul de la surface reprise par ce poteau
3. calcul des charges qui lui reviennent.
4. détermination de la section du poteau le plus sollicité à L'ELU.

1. détermination du poteau le plus sollicité :

D'après notre plan le poteau le plus sollicité
C'est le poteau (C-3)

2. détermination de la surface reprise par ce poteau :

La surface totale (plancher+poutres) = **12.11 m²**
La surface de plancher = **10.11 m²**

3. Evaluation des charges :

- **Charge permanente :**

	Poutres (kn)	Poteaux (kn)	Plancher (kn)	Poids total (kn)
terrasse	15.61	6,48	64,73	86,83
5	15.61	6,48	60,6	82,78
4,3	15.61	8,82	61,19	85,63
2,1	15.61	11,52	61,19	88,33
RDC	15.61	14,58	61,19	91,39
SS	15.61	20,75	61,19	97,57

Tableau II.7.Les charges supporté par le poteau le plus sollicité

- **Surcharge d'exploitation:**

Base sur la descente des charges, en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation et selon le **[CBA93],**
La descente des charges s'effectuée à partir du plancher terrasse jusqu'au sous sol.

Sous toit ou terrasse	Q_0
Sous dernier étage (Étage 1)	$Q_0+ Q_1$
Sous étage immédiatement inférieur :	
(Étage 2)	$Q_0+ 0,95 (Q_1+ Q_2)$
(Étage 3).	$Q_0+ 0,90 (Q_1+ Q_2+ Q_3)$
(Étage 4)	$Q_0+ 0,85 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4)$
(Étage n)	$Q_0+ \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3+.....Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour **[n≥5]**. Avec la hauteur n si la hauteur d'étage,

Niveau	Dégression	$\underline{Q}_{cumulé}$ [Kn]
terrasse	Q_0	12.11
05eme	$Q_0 + Q_1$	30.29
04eme	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	46.65
03eme	$Q_0 + 0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$	61.19
02eme	$Q_0 + 0.85 (Q_1+ Q_2+ Q_3+Q_4)$	73.91
01ere	$Q_0 + 0.80 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+Q_5)$	84.81
RDC	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+Q_6)$	93.91
sous sole	$Q_0 + 0.71 (Q_{1+} Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+Q_{ss})$	111.05

Tableau II.8.Descente de charge avec dégression.

- **Détermination de l'effort normal ultime :**

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

$$\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \overline{N}_u = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u \end{cases}$$

	G_{cum} (Kn)	Q_{cum} (Kn)	Nu (Kn)	1,1Nu (Kn)
terrasse	88,93	12,12	138,23	152,06
5	174,06	30,29	280,42	308,46
4	259,19	46,65	419,88	461,87
3	344,32	61,19	556,61	612,28
2	432,15	73,91	694,27	763,69
1	519,97	84,82	829,19	912,11
RDC	607,80	93,91	961,39	1057,53
SS	700,51	111.05	1163,89	1280,28

Tableau II.9.Détermination de l'effort normal ultime

4. détermination de la section du poteau le plus sollicité à L'ELU.

✓ Vérifier : $$\mathbf{N_{ultime} \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha} \quad \textbf{[1]}$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul $\mathbf{A = \frac{B}{1000}}$

B_r : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \quad \textbf{[1]}$$

Avec: $\lambda = \frac{L_f}{i}$ **:** C'est l'élancement mécanique L_f**=0.7** L_0 **:** C'est la longueur de flambement.

i$= \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où:

$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \frac{h.b^3}{12}$ (Poteau carré).

	a (mm)	Br (mm²)	L0 (mm)	λ	α	AS (mm²)	Ne (KN)	1.1Nultime (KN)	1.1Nultime ≤ Ne
terrasse	350	108900	2880	19,95	0,80	122,50	1652,15	152,06	cv
5eme	350	108900	2880	19,95	0,80	122,50	1652,15	308,46	cv
4eme	350	108900	2880	19,95	0,80	122,50	1652,15	461,87	cv
3eme	350	108900	2880	19,95	0,80	122,50	1652,15	612,28	cv
2eme	400	144400	2880	17,46	0,81	160,00	2220,86	763,69	cv
1er	400	144400	2880	17,46	0,81	160,00	2220,86	912,11	cv
RDC	400	144400	2880	17,46	0,81	160,00	2220,86	1057,53	cv
SS	400	144400	4100	24,85	0,77	160,00	2120,37	1280,28	cv

Tableau II .10.Dimensionnement des poteaux avec vérification.

II.6. Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments résistance de type plan dont la capacité de reprendre les efforts horizontaux est très importante vu la grande inertie de leur section horizontale.

D'après [RPA.V2003] ne sont considérés comme voiles de contreventement que les éléments satisfaisant à la condition : $L \geq 4 \times e$

L : longueur du voile.
e : épaisseur du voile.
h_e : Hauteur libre d'étage.

II.6.1. Recommandations du [RPA.V2003]

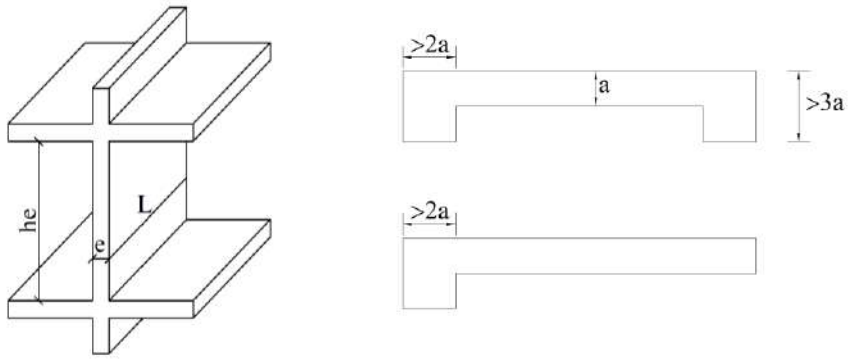


Figure II.4.Coupe de voile en élévation et en plan.

L'épaisseur minimale est de 15 [cm]. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage « h_e » et de condition de rigidité aux extrémités comme indiqué ci-dessous : e≥ max (0.15, he/20 , he/22 , he/25) [m]

Dans notre cas : h_e = 2,88 – 0,20 = 2,68 [m] $\Rightarrow$ $e \geq \frac{2,68}{20} \Rightarrow e \geq 0,134$ [m].

hess= 4.10 -0.20=3.90 [m] $\Rightarrow$ $e \geq \frac{390}{20} \Rightarrow e \geq 0.195[m]$

- **Conclusion**

On prend **e = 20 [cm]** pour tous les voiles et suivant [x,y]. Dans toute la hauteur de la structure.

III.1.Introduction :

Les éléments secondaires sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement ; se sont éléments en maçonnerie comme les murs de façade ou autre comme les balcons.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation, cependant, certains doivent être vérifies sous l'action de la charge sismique [la composante verticale ou horizontale] comme ils doivent rependre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

III.2. L'acrotère

L'acrotère est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse, soumis à son poids propre et une surcharge de **1 kN/m** due à la main courante.

Le calcul se fait par une bande de 1m.

III.2.1. Charges et surcharges:

- Poids propre : 0,1 x 0,6 x 25 = 1,50 kN/ml.
- Revêtement : 2(0,015x0,6x18) = 0,324 kN/ml.

G = 1,824 kN/ml

- Main courante **: Q = 1kN/m**

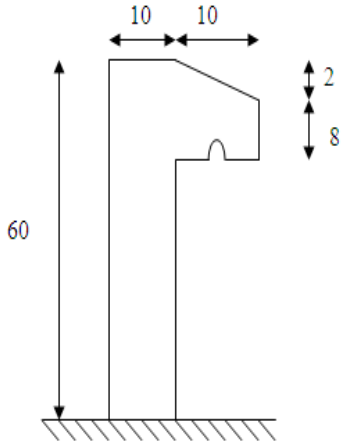


Figure III.1.L'acrotère

III.2.2. Calcul des efforts:

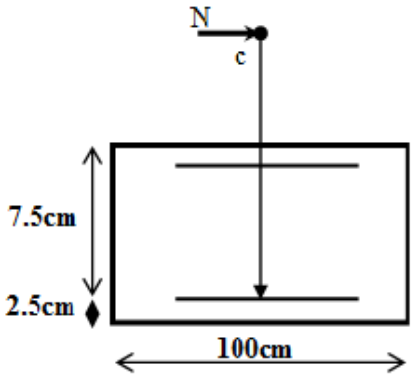
- A l'E.L.U:

- Effort normal : Nu = 1,35 x 1,824 = 2,46 kN.
- Moment d'encastrement : Mu = 1,5xQxh =0,90 kN.m
- Effort tranchant : Tu = 1,5xQ = 1,5 kN.

- A l'E.L.S:

- Effort normal : Ns = G = 1,82 kN.
- Moment d'encastrement Ms = Q x h = 0,60 kN.m

III.2.3. Calcul du ferraillage:



Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée.

A l'E.L.U: Données : f_{c28} = 25 MPa , f_{t28} = 2,1 MPa

fe = 400 MPa , σ_b = 14,2 MPa , σ_s = 348MPa .
b = 100 cm , h = 10cm , d = 7,5cm et c = c' = 2.5 mm

Calcul de l'excentricité:

$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,46} \Rightarrow$,e_0 = 36,60cm

Où l'enrobage est: c= c_1 = 2,5 cm

On a e_0=36.60 cm > $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$

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

Calcul du moment de flexion :

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

e = e_0 + (h/2-c) $\Rightarrow$ **e** = 0,391 m.

M_1 = N x **e** $\Rightarrow$ M_1 = 0,962 kN.m

Calcul des armatures verticales:

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{Mf}{b.d^2\sigma_{bc}} \Rightarrow$ μ = 0,012 < μ_l= 0,392 $\Rightarrow$ A_1 = 0.

Donc : ß = 0,994

$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow$ A_1 = 0,371 cm²

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow$ A = 0.30 cm²

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

Donc: $\begin{cases} A = 0.30cm^2 \\ A' = 0 \end{cases}$

Condition de non fragilité:

$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1cm^2 > A = 0.30cm^2$

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

On adoptera : A_1 = 5 HA 8 = 2.31 cm².

Armatures de répartition:

On a : $\frac{A}{4} \le A_r \le \frac{A}{2} \Rightarrow 0.58 \le A_r \le 1.16$ Donc, on prendra : A_r = 4 HA 6 = 1.13 cm

Espacement:

$S_t = 20\,cm \le S_{min} = \min[3h = 36\,cm; 33\,cm] = 33\,cm$

$S_{tr} = 15\,cm \le S_{minr} = \min[4h = 48\,cm; 45\,cm] = 45\,cm.$

III.2.4.Vérification à l'E.L.S:

Données: N_{ser} = 1.82 kN ; M_{ser} = 0.6 kN.m.

Calcul de l'excentricité:

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6\times10^2}{1.82} = 32.97cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,cm < e_0 = 32.97\,cm$

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \ge \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où : $B_o = b.h + 15\,(A + A')$ $\Rightarrow$ **B_o = 1034,65 cm².**

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + A_s d)\right] \Rightarrow$ **υ_1 = 5,084 cm.**

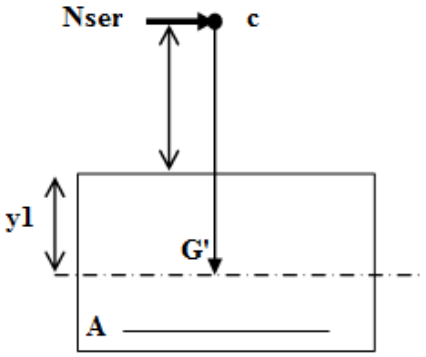
$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow$ **υ_2 = 4,916 cm.**

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow$ **I = 8542.60 cm².**

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ = **1,680 cm.** Donc :

e_0= **32,89 cm.** $\ge \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ **=1,680 cm** $\Rightarrow$Alors, on a une section partiellement comprimée.

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



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

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

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*" Tels que:

$p = -3c^2 + \frac{90A}{b}(d - c) \Rightarrow$ **p = -2259.98 cm²**

Et $q = -2c^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 \Rightarrow$ **q = 40784.74 cm².**

Où: **c**: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression donc " **c = h/2 – e = - 27.89 cm < 0**".

D'où l'équation "*" devient : $\mathbf{y_2^3 + (-2259.98)\, y_2 + 40784.74 = 0}$

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante :

$0 < y_1 = y_2 + c < h$

$\mathbf{y_1}$: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Finalement, on trouve :

$y_{2,,}^{'} = 30.04$ cm

$y_{2,,,} = 24.70$ cm rejetée comme valeur ($y_2+c < 0$)

$y_2^{''} = -54.30$ cm rejetée comme valeur (< 0)

D'où alors : $\mathbf{0} < \mathbf{y_1} = 30.04 + (-27.89) = \mathbf{2.15\ cm} < \mathbf{h} = 10$ cm

Donc on prend : $\mathbf{y_2 = 30{,}04\ cm.}$

En revanche on a : $k = \frac{N}{Sxx}$

Avec ; $S_{xx} = \frac{by_1^2}{2} + 15\,[A'_s\,(y1 - c') - A_s\,(d - y_1)]$. $\Rightarrow \mathbf{S_{xx}=45.75\ cm^3}$

D'où alors : $k = 1820/45750 \Rightarrow \mathbf{k=39.78 \times 10^{-3}\ N/mm^3}$

Donc : $\sigma_b = ky_1 = (39.78 \times 10^{-3}) \times 21.5 \Rightarrow \mathbf{\sigma_b = 0.85\ MPa}$

Et : $\sigma_s = 15\,k\,(d - y_1) = 15 \times 39.78 \times 10^{-3}(75 - 21.5) \Rightarrow \mathbf{\sigma_s = 31.92\ MPa}$

Donc, on obtient :

$\sigma_b = 0.85\ MPa \le \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15\ MPa$ **(cv).**

$\sigma_s = 31.92 MPa \le \overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 333.33 MPa;\ 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633 MPa\right] = 201.633 MPa$ **(cv)**

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

III.2.5. Vérification de l'effort tranchant:

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

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

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

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

On doit vérifier que: $\boldsymbol{\tau_u} \le \overline{\tau}$ telles que:.

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

Et : $\overline{\tau} = \min\left[0{,}15\ \frac{fc28}{\gamma b};\ 4\ \text{Mpa}\right] = 2{,}5\ \text{Mpa}$ (la fissuration est préjudiciable**)**

D'où alors : $\tau_u = 0.02 MPa < \overline{\tau}_u = 2.5 MPa$

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

III.2.6. Vérification de l'acrotère au séisme :

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces, suivant la formule: $\mathbf{F_p = 4.A.C_p.W_p}$. (*Art.6.2.3*)

A: coefficient d'accélération; **A = 0.25** *[Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2 , zone III)]*

$\mathbf{C_p}$: facteur de force horizontal; $\mathbf{C_p = 0.8}$ (*R.P.A 99 page 43 tab. 6.1*)

$\mathbf{W_p}$: poids propre de l'élément $\mathbf{W_p = 1.824\ kN.}$

D'où alors : $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.824 \Rightarrow \mathbf{F_p = 1.46\ kN < Q = 1.5kN}$**……(C.V)**

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

F_p (KN)	A	C_p	W_p (KN)	Q (KN)	F_p<Q
1.46	**0.25**	**0.8**	**1.824**	**1.5**	**CV**

Tableau.III.1 Vérification de l'acrotère au séisme

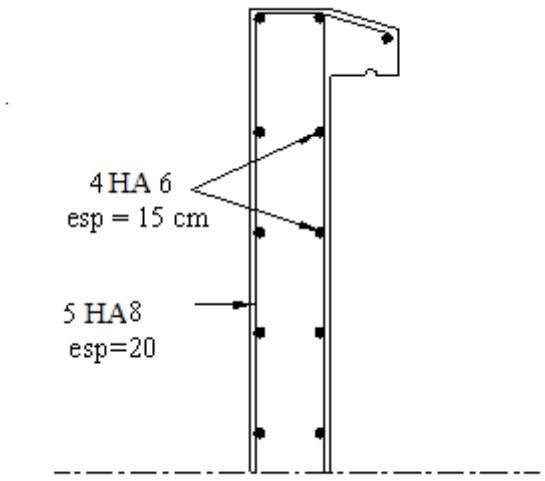


Figure. III.2.Ferraillage de l'acrotère

III.3. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments à usage d'habitation. Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les plancher à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- Les poutrelles ;
- La table de compression

III.3.1. Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armes, disposées parallèlement l'une par rapport au autres, dans le sens de la petite portée et distanciées par la largeur d'un Corp. creux (hourdi). Le rôle des poutrelles dans le plancher est la fonction est la transmission des charges verticales directement applique sur ce dernier aux poutres principales.

Le dimensionnement des poutrelles passe par deux étapes :

- Calcul avant coulage.
- Calcul après coulage

III.3.1.1. Avant coulage

Les poutrelles sont considérées comme des poutres isostatiques soumises à leur poids propre au poids des entrevous et une surcharge concentrée Q appliquée au milieu de la travée due à la présence d'un ouvrier sur le plancher

Q = max (1[KN] (au milieu de la poutrelle) ; 0.5 [KN/ml] (de portée)…. 3.90).

Q = max (1[KN] ; 0.50 x 3.90) = 1.95 [KN].

			G [KN/ml]
Poutrelle	0,12x0.04x25		0,12
Entrevous	0,65x1		0,65
		Totale	0,77

Tableau III.1.La charge G

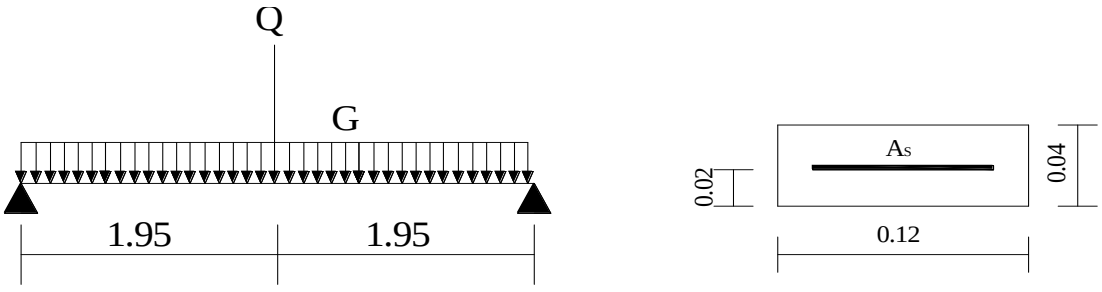


Figure III.3. Dimensions des poutrelles.

a. Sollicitations de calcul :

$$\begin{cases} Mult = 1.5\left[Q \times \frac{L}{4}\right] + 1.35\left[G \times \frac{L^2}{8}\right] \\ Mser = \left[Q \times \frac{L}{4}\right] + \left[G \times \frac{L^2}{8}\right] \end{cases}$$

Moment max En travée [KN.m]	
ELU	**ELS**
4.83	3.36

Tableau III.3. Moment en travée et l'effort tranchant.

La section est sollicitée en pivot B avec nécessité d'armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ELU}}{b \times d^2 \times F_{bu}} = \frac{4.83 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.02^2 \times 14.2} = 7.10$$

$$\left[\mu = 7.10 > \mu_{lim} = 0.31\right]$$

b. Calcul de l'étayement :

L'étayement doit nous ramener à une porté qui nous donnera un moment qui vérifier :

$$\mu = \frac{M_{ELU}}{b \times d^2 \times F_{bu}} \prec \mu_{lim}$$

- Pour un seul étai au milieu

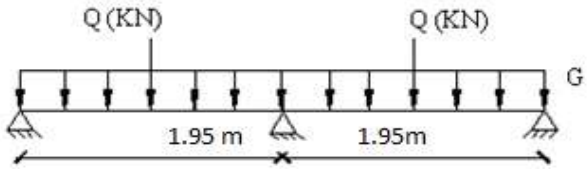


Figure III.4. Travée avec un seul étai au milieu

G = 0.77 KN /ml

Q = Max [1 KN ; 500 x1.95] → Q = 1KN.

A l'E.L.U, on a

Mu= 1.35 MG+ 1.5 MQ

MG= G·L²/8 = 0.77×(1.95)²/8=0.365 KN.m

MQ= Q·L/4 = 1 ×(1.95)/4=0.487 KN.m

⇒ Mu = 1.224 kN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} => 0.798 \succ \mu_1 = 0.392$$

$\Rightarrow$ (c n v)

On ajoute un autre étaiement.

- Pour deus étais

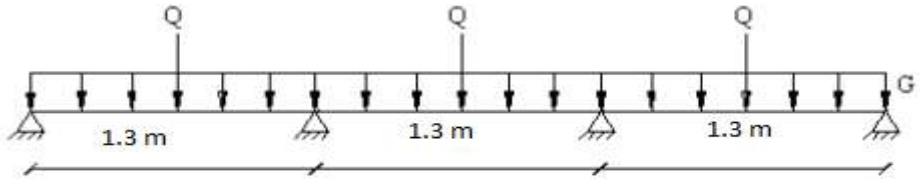


Figure III.5. Travée avec deux étais

G = 0.77 KN /ml

Q = Max [1 KN ; 500 x1.3] → Q = 1KN.

A l'E.L.U, on a

Mu= 1.35 MG+ 1.5 MQ

MG= G·L²/8 = 0.77×(1.3)²/8=0.162 KN.m

MQ= Q·L/4 = 1 ×(1.3)/4=0.325 KN.m

⇒ Mu = 0.706 kN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} => 0.460 \succ \mu_1 = 0.392$$

$\Rightarrow$ (c n v)

On ajoute un autre étaiement.

-Pour trois étais

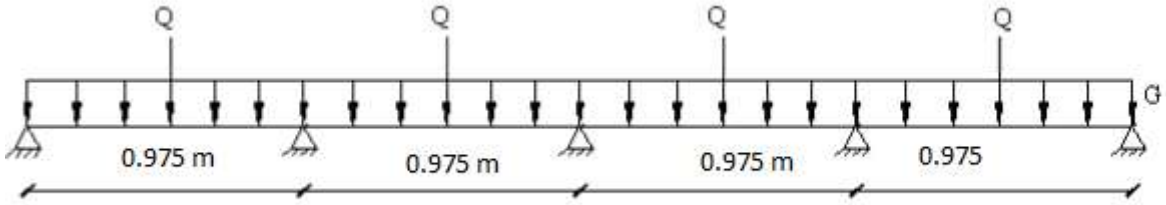


Figure III.6. Travée avec trois étais

G = 0.77 KN /ml

Q = Max [1 KN ; 500 x0.975] → Q = 1KN.

A l'E.L.U, on a

Mu= 1.35 MG+ 1.5 MQ

MG= G·L²/8 = 0.77×(0.975)²/8=0.091 KN.m

MQ= Q·L/4 = 1 ×(0.975)/4=0.243 KN.m

⇒ Mu = 0.487 kN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} => 0.317 \succ \mu_1 = 0.392$$

$\Rightarrow$ (cv)

Conclusion:
Il faut prévoir trois étaiements pour toute la longueur de travée espacés de 0.975 m (1m) pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

III.3.1.2. Après coulage

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

- **Méthodes de calcul :**

a) La méthode forfaitaire :

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm².

$$Q \quad \leq \begin{cases} 2G \\ 5000 N/mm^2 \end{cases}$$

- 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
- La fissuration est peu nuisible.

- **Exposé de la méthode :**

On désigne chaque travée par :

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

:

$$1) M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max} \begin{cases} 1.05 M_0 \\ (1+0.3\alpha) M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{Max} \begin{cases} \frac{(1,2+0.3\alpha)}{2} M_0 \text{ Si la travée est de rive} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

3) Pour les appuis:

$$\begin{cases} M_a \geq 0.6 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0.5 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0.4 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermédiaires.} \\ M_a \geq 0.2 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuid de rive} \end{cases}$$

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droit.

M_a : Moment à l'appui.

M_0 : Moment isostatique= $\frac{PL^2}{8}$ (kN.m)

$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$

$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$

Avec :

T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

- **Remarque :**

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot.

b) Méthode de Caquot : (pour les poutres):

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée

- **Exposé de la méthode :**

A/ portée fictive:

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} L \text{ pour une travée de rive avec appui simple de rive.} \\ 0.8 \cdot L \text{ pour une travée intermediaire} \end{cases}$$

B/ Coefficient de rigidité

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

$$k_e = \frac{I_e}{l'_e} \quad k_w = \frac{I_w}{l'_w} \quad \text{et Où} \quad \frac{k_w}{k_e} = \gamma$$

$$\text{Donc : } \gamma = \frac{I_w \, l'_e}{I_e \, l'_w}$$

Cas particulier:

Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas d'absence de charge concentrée; on a :

Le coefficient de rigidité:

$$\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$$

Le moment aux appuis:

$$M_{app} = \frac{q_w \, l'^{3}_{w} + q_e \, l'^{3}_{e}}{8.5 \, (l'_w + l'_e)}$$

Le moment en travée:

La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi-travée (**x =L/2**) comme moment maximum en travée:

$$M_t = M_o - \frac{M_e + M_w}{2}$$

- **Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression :**

$G = 6.00\ kN/m^2$, $Q = 1.5\ kN/m^2$

$P_u = (1.35G+1.5Q) \times 0.65 = 6.73\ kN/ml$

$P_s = (G+Q) \times 0.65 = 4.88\ kN/ml$

a) Calcul des sollicitations :

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

$$Q = 1.5 kN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 12.00 \ \ kN/m^2 \\ 5 \ \ kN/m^2 \end{cases} \qquad \textbf{(C.V)}$$

- l'inertie est constante pour toutes les travées. On a quatre types de poutrelles à calculer :

1er Type : Poutrelles à deux travées :

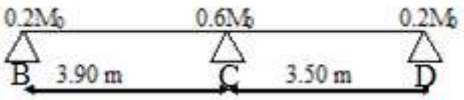


Figure III.7 : Poutrelles à deux travées

- $0.8 < L_{AB} / L_{BC} = 1.11 < 1.25$ **(C.V)**

- La fissuration est peu nuisible

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

	Travée	M_0(kN.m)	M_t(kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
ELU	B-C	12.80	9.00	2.56	7.70	10.82	12.47
	C-D	10.30	6.49	7.70	2.06	12.50	9.93
ELS	B-C	9.28	6.84	1.86	4.64	11.27	9.04
	C-D	7.47	5.00	4.64	1.5	11.92	7.11

Tableau III.4. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées

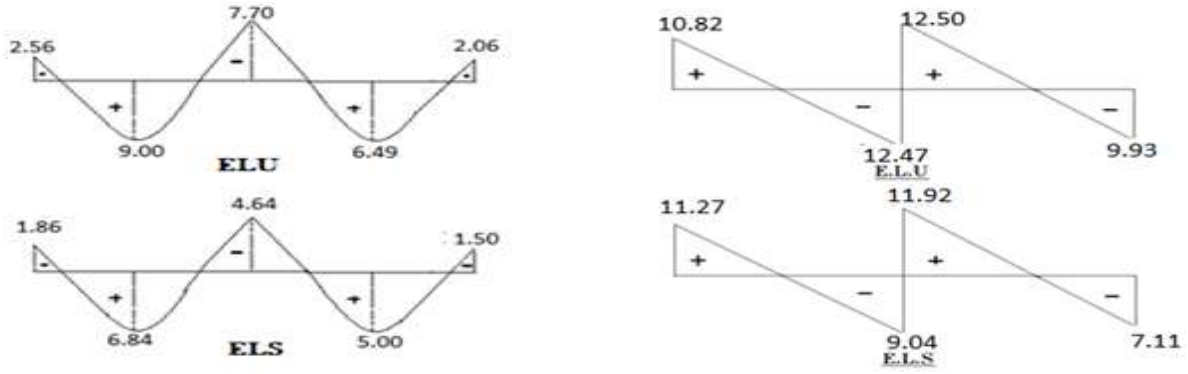


Figure III.8 : Diagramme des moments et des efforts tranchants du 1ertypes des poutrelles

2emeType : Poutrelles à trois travées :



Figure III.9 : Poutrelles à trois travées

- $0.8 < L_i / L_{i+1} < 1.25$ **(C.N.V)**

On utilise la méthode Caquot et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Travée	M_0(kN.m)	M_t(kN.m)	M_ω(kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
ELU	A-B	6.13	1.25	3.69	6.07	8.62	-10.94
	B-C	12.80	6.26	6.07	7.00	11.84	-12.47
	C-D	10.31	3.70	7.00	6.21	12.51	-10.72
ELS	A-B	4.45	0.91	2.68	4.40	6.25	-7.93
	B-C	9.28	4.54	4.40	5.07	8.58	-9.04
	C-D	7.47	2.68	5.07	4.50	9.07	-7.77

Tableau III.5. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées

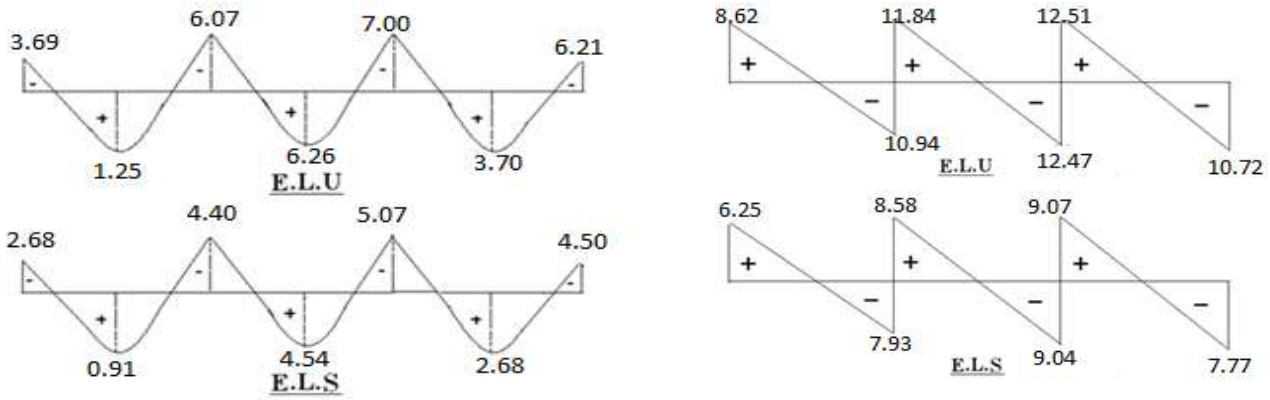


Figure III.10.Diagramme des moments et des efforts tranchants du 2eme types des poutrelles

3eme Type : Poutrelles à quatre travées :

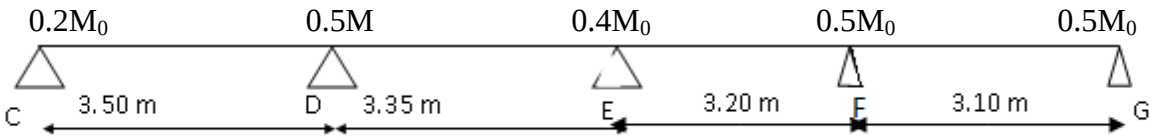


Figure III.11.Poutrelles à quatre travées

- $0.8 < L_i / L_{i+1} < 1.25$ **(C.V)**
- La fissuration est peu nuisible

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

	Travée	M_0(kN.m)	M_t(kN.m)	M_ω(kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
ELU	C-D	10.31	8.00	2.06	5.16	9.49	-11.19
	D-E	9.44	5.94	5.16	3.78	11.89	-11.12
	E-F	8.61	5.42	3.78	4.31	10.93	-10.95
	F-G	8.08	6.00	4.31	1.62	10.24	-8.50
ELS	C-D	7.47	5.70	1.49	3.74	6.91	-8.15
	D-E	6.85	4.32	3.74	2.74	8.59	-8.17
	E-F	6.25	4.30	2.74	3.13	7.81	-7.79
	F-G	5.86	4.25	3.13	1.17	7.58	-6.19

Tableau III.6. Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées

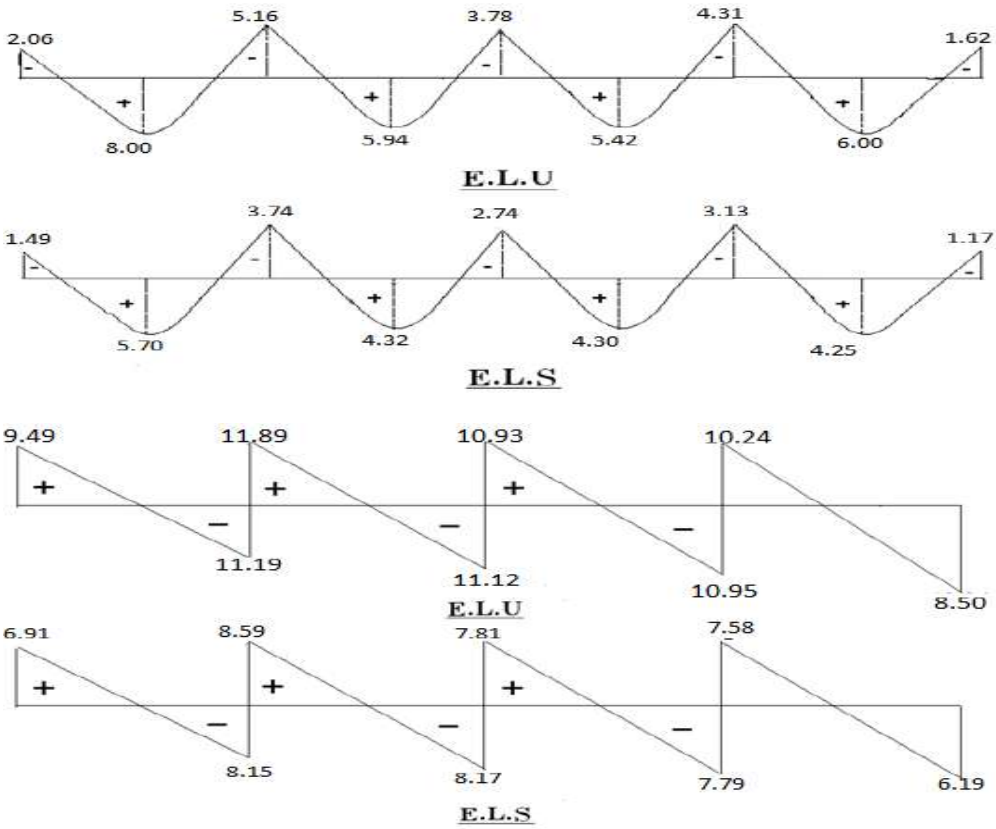


Figure III.12.Diagramme des moments et des efforts tranchants du 3emetypes des poutrelles

3emeType : Poutrelles à six travées :

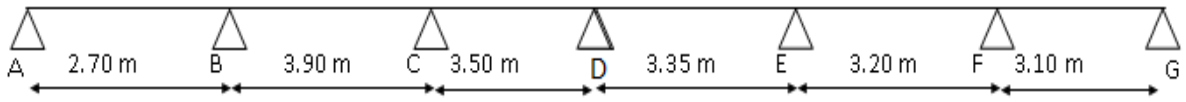


Figure III.13.Poutrelles à six travées

- $0.8 < L_i / L_{i+1} < 1.25$ **(C.N.V)**

On utilise la méthode Caquot et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Travée	M_0(kN.m)	M_t(kN.m)	M_ω(kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
ELU	A-B	6.13	1.25	3.69	6.07	8.62	-10.94
	B-C	12.80	6.26	6.07	7.00	11.84	-12.50
	C-D	10.31	3.83	7.00	5.95	12.47	-11.75
	D-E	9.44	3.74	5.95	5.44	11.30	-11.16
	E-F	8.61	3.38	5.44	5.03	10.88	-10.69
	F-G	8.08	3.13	5.03	4.87	10.51	-9.42
ELS	A-B	4.45	0.91	2.68	4.40	6.25	-7.93
	B-C	9.28	4.54	4.40	5.07	8.58	-9.06
	C-D	7.47	2.78	5.07	4.32	9.04	-8.52
	D-E	6.85	2.71	4.32	3.95	8.19	-8.09
	E-F	6.25	2.45	3.95	3.65	7.89	-7.75
	F-G	5.86	2.27	3.65	3.53	7.62	-6.83

Tableau III.7. Différentes sollicitations dans la poutrelle à six travées

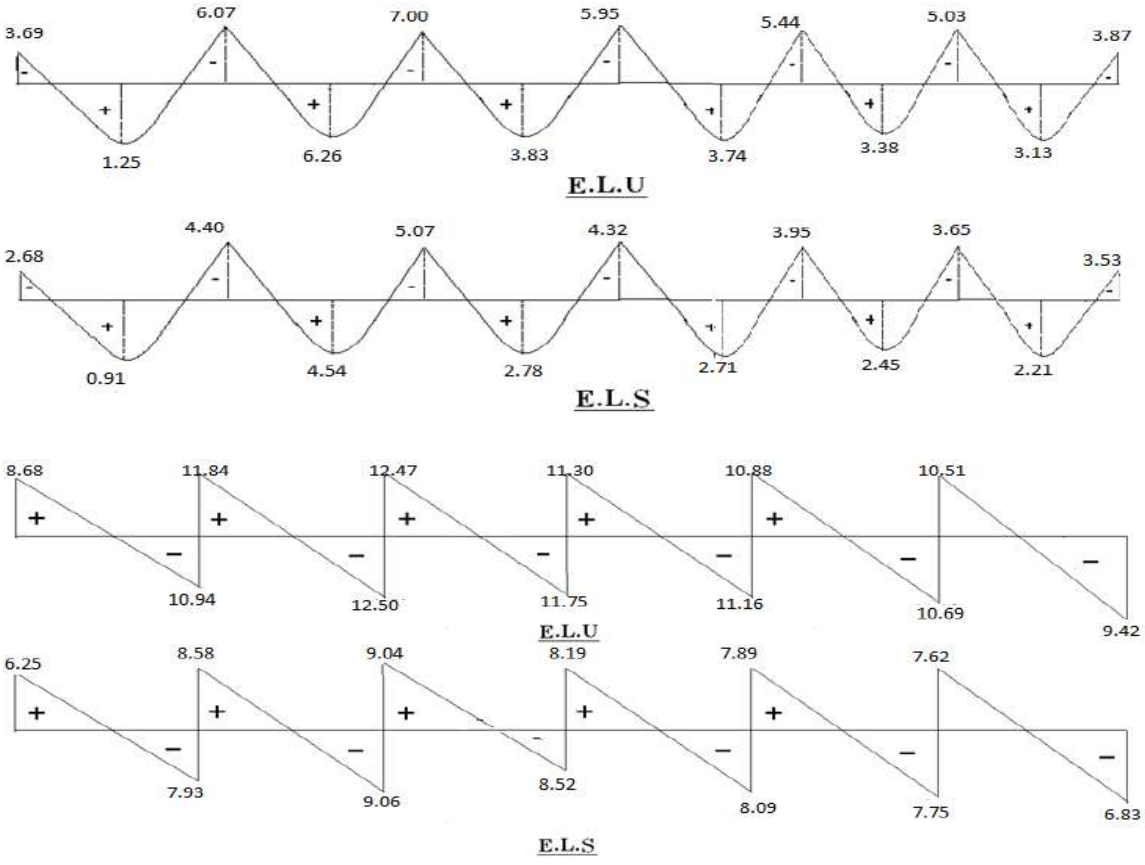


Figure III.14. Diagramme des moments et des efforts tranchants du 4emetypes

des poutrelles

b)Ferraillage des poutrelles :

Le ferraillage se fait pour le **1ere type** des poutrelles, c'est le cas le plus défavorable.

M_{tmax}= 9.00 kN.m

M_{amax}= 7.70 kN.m

T_{max}= 12.51 kN

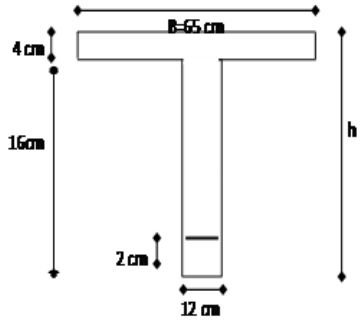


Figure III.15. Schéma de la poutrelle

Position de l'axe neutre :

Le moment équilibré par la table : $M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$

avec :b=65 cm ; h_0=4 cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ; d=18 cm ; σ_s=348 MPa ; F_eE400 MPa;

b_0=12 cm ;c= 2 cm;

$M_0 = 65 \cdot 4 \cdot 14.2\left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_0$ = 59.07 kN.m

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)=(65×20) cm² en flexion simple.

1°/ A L'ELU :

- **En travée :**

$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{9.00 \cdot 10^6}{14.2 \cdot 650 \cdot 180^2} \Rightarrow \mu = 0.03 < \mu_l = 0.392$ Donc A' = 0

Tableau : ß=0.985$\Rightarrow$ $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 1.45 cm².

On adopte: **A=2T10=1.57 cm²**

Conditions de non fragilité : (CBA93)

$A = 1.57\ cm^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = 1.30\ cm^2$ **(C.V)**

Donc, on adopte la section suivante : A = 1.57 cm².

- **Aux appuis :**

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur;

Le ferraillage se fait pour une section rectangulaire (b_0×h) = (12×20) cm²

M_{app}=7.70 kN.m

Le calcul se fait à la flexion simple :

$\mu = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{7.70 \cdot 10^6}{120 \cdot 180^2 \cdot 14.2} = 0.140 < \mu_l = 0.392$

Donc A'=0

Tableau : ß=0.924 $\Rightarrow$ A= $\frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 1.33 cm².

On adopte: **A = 2T10 = 1.57 cm²**

Conditions de non fragilité :

A=1.57 cm² > $A_{min=}\frac{B}{1000}$ =0.24 cm² **(C.V)**

Armatures transversales :

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

$V_{u\,max}$=12.51 kN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{12.51x10^3}{120\times180} = 0.58 \text{ MPa} \quad ;$$

La fissuration est peu nuisible :

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

Donc : τ_u =0.58 MPa <3.33 MPa **(C.V)**

- **Espacements S_t:**

$$S_t \le \text{Min}\begin{cases}0.9d\\40\text{cm}\end{cases} = (16.2;40 \text{ cm})$$

Donc: S_t=15 cm;

- **Diamètre des armatures transversales ϕ_t :**

$$\phi_t \le \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.7;16;12\}(\text{mm})$$

On adopte $\phi_t \le 5.71$, on prend : ϕ_t=6 mm $\Rightarrow$ $\frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =28.27 mm²

a_t : section d'une barre; n_t: nombre des barres

a_t = 0.28 cm² et n_t=2 => A_t=a_t n_t=0.56 cm².

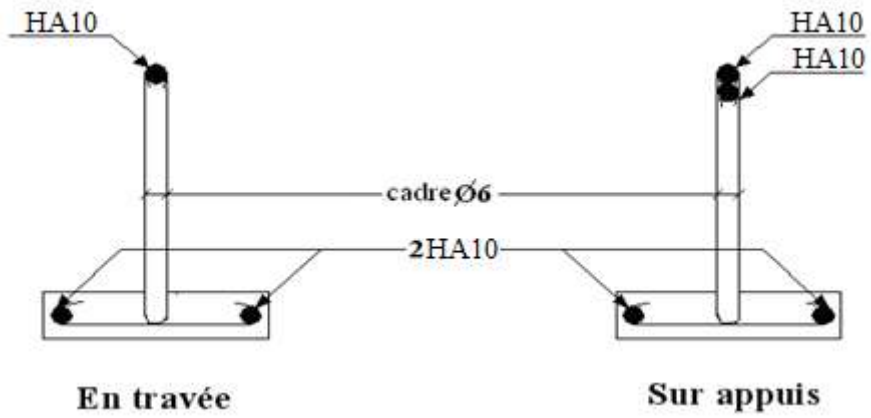


Figure III.16. Disposition constructive des armatures des poutrelles

- **Vérifications nécessaires :** **[1]**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\text{MPa.} \Rightarrow \frac{56\times 400}{120\times 150} = 1.24 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.003 > 0.001 \textbf{ (C.V)}$$

Avec: K=1 $\rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

2°/ Vérification à l'ELS :

- **En travée :**

M_{ser}=6.84 kN.m

Position de l'axe neutre :

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

on a : b=65 cm ; d=18 cm ; h_0=4 cm ; A=1.57 cm².

$$S_{xx'} = \frac{65 \cdot 4^2}{2} - 15 \cdot 1.57 \cdot (18 - 4) = 190.3 > 0$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la nervure, et leur position déterminée par l'équation suivante : $B y_1^{2+}(A'+A)y_1-30*A'*C'+A*D=0$ avec : $0 \leq y_1 \leq d$

$650y_1^2+4710y_1+8.48\times10^5$

$\Delta=b^2-4\times a\times c=2.22\times 10^9$

$$y_1 = 32.67$$
$$y_2 = -32.92$$

On prend y_1=32.67 $I_{xx}^{'}$=5.86 $10^7 mm^4$ $k = \frac{Mser}{Ixx} = 0.11$ N/mm^3

σ_b =k×y_1=3.59MPa

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

- **Aux appuis:**

M_{ser} kN.m	A_u cm^2	y_1 mm	I_G mm^4	K N/mm^3	σ_b MPa	$\overline{\sigma}_b$ MPa	Observation
5.07	1.57	66.67	5.81 10^7	0.08	5.33	15.00	**(CV)**

Tableau III.8 : Vérification à l'E.L.S aux appuis

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

3°/ Etat limite de déformation :

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{390} = 0.05 < 0.0625 & \textbf{(C.N.V)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0408 > \frac{9}{10 \cdot 59.07} = 0.015 & \textbf{(C.V)} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0013 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 & \textbf{(C.V)} \end{cases}$$

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

Calcul de la flèche:

M_{ser} =6.84 kN.m

$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{1.57}{12.18}$ =0.0073. ρ = 0.73 % $\Rightarrow \beta_1$ = 0.876 (Tableau).

$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$ =276.29MPa

$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{c28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \cdot 25}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.0073}$ =67.05

λ_v=2/5 λ_i=26.82.

$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 25}{4 \cdot 0.0073 \cdot 180.36 + 2.1} \Rightarrow$ μ=0.77

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b - b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b - b_0).h_0 + 15A} = 7.83\text{cm}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_o)h_0^3}{12} + h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2 = 19054.2001\text{cm}^4$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i\mu} \Rightarrow I_{fi} = 398.26\text{cm}^4$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v\mu} = 968.05\text{cm}^4$$

E_i=11000 $\sqrt[3]{f_{c28}}$ =32164.2MPa ; E_v=1/3 E_i=10819MPa

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{6.84 \times 3.90^2}{10.(32164.2x398.26)} \Rightarrow f_i = 8.12\text{mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{6.84 \times 3.90^2}{10(10819 x 968.05)} \Rightarrow f_v = 9.93 \text{ mm.}$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 9.93 - 8.12 = 1.81$ mm

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = \bar{f}$

Avec: $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{390}{500} = 7.80$ mm.

Donc: $\Delta f_t = 1.81$ mm $< f_{Limite} = 7.80$ mm

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement, (**e=16+4cm**) du plancher à corps creux.

M(kN.m)	A(cm²)	y (cm)	ρ	ß1	σs (MPa)	μ	λi	λv
6.84	1.57	7.83	0.0073	0.876	180.36	0.77	67.05	26.82
I (cm⁴)	**Ifi (cm⁴)**	**Ifv (cm⁴)**	**L(m)**	**fi (mm)**	**fv (mm)**	**Δf (mm)**	**fadm(mm)**	**Δf <fadm**
19054.200	398.26	968.05	3.90	8.12	9.93	1.81	7.80	**C.V**

Tableau III.9 : Récapitulation des résultats de la flèche.

c) Ferraillage de la dalle de compression :

Le ferraillage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 20cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80cm \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{fe} & (L_1 en cm) \\ L_1 \leq 50cm \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles (L_1=65cm)

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

Fe=520MPa (quadrillage de TS.TIE520→Ø≤6mm)

On a : L=65cm

Donc on obtient : A_1=0,5cm^2/ml On prend : 5T6=1,41cm^2 $S_t = \frac{100}{5} = 20cm$

Armatures de répartitions :

$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0{,}71cm^2$

Soit : 5T6=1,41cm^2→S_t=20cm

Conclusion :

Pour le ferraillage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

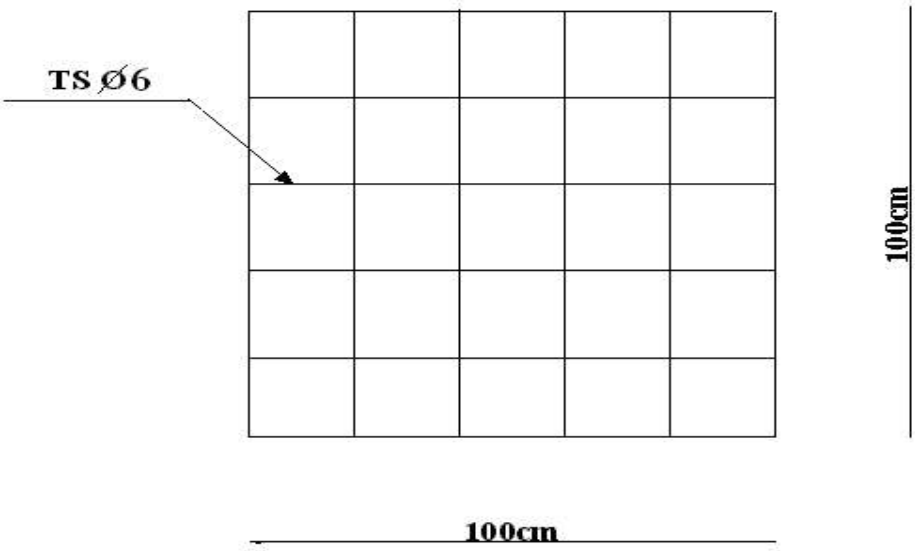


Figure III.17. Schéma de la Table de compression

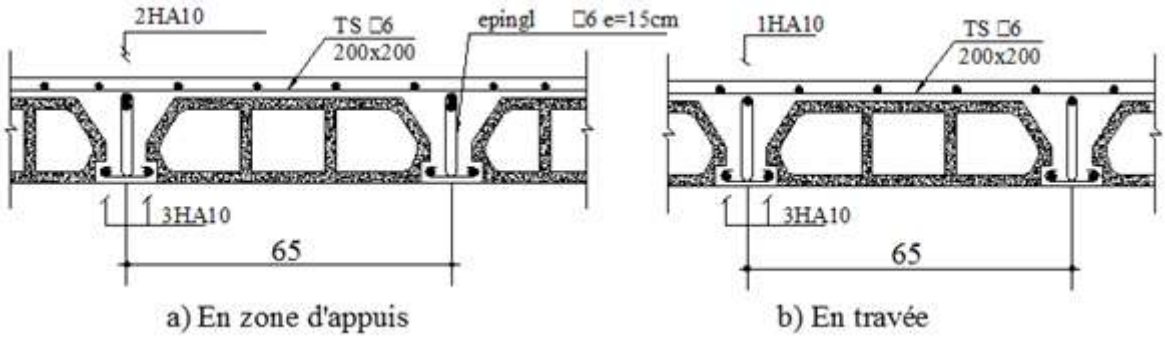


Figure III.18.Coupe de ferraillage de plancher à corps creux

III.4. L'escalier :

III.4.1 Caractéristiques techniques :

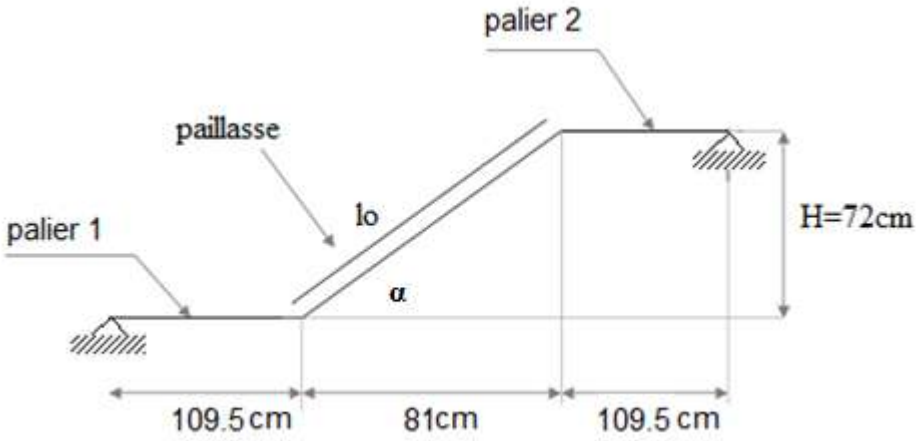


Figure III.19. Dimensions de l'escalier

III.4.1.1 : Détermination de n, g, h :

On utilisant la formule de **Blondel** [4] ►► **[Art 4.1.3]** ◄◄ pour déterminer g, h, n, l, α

59cm ≤g+2h≤ 66cm,

h =H/n g=L/n-1

$$\begin{cases} -66n^2+(66+2.H+L)n-2.H\leq 0 \\ -59n^2+(59+2.H+L)n-2.H\leq 0 \end{cases}$$

- Hauteur de la marche : **h = 18 cm**
- Largeur de la marche : **g = 27 cm**
- Nombre de contremarche : **n= 4**
- Nombre de marche : **3**
- $l=\sqrt{L^2+H^2}+109.5+109.5=\sqrt{(72)^2+(81)^2}+109.5+109,5=327.37cm$
- Angle d'inclinaison de la paillasse : $tg\alpha=\frac{H}{L}=\frac{72}{81}=0,89\Rightarrow\alpha=41,67°$

III.4.1.2 : Schéma statique de l'escalier :

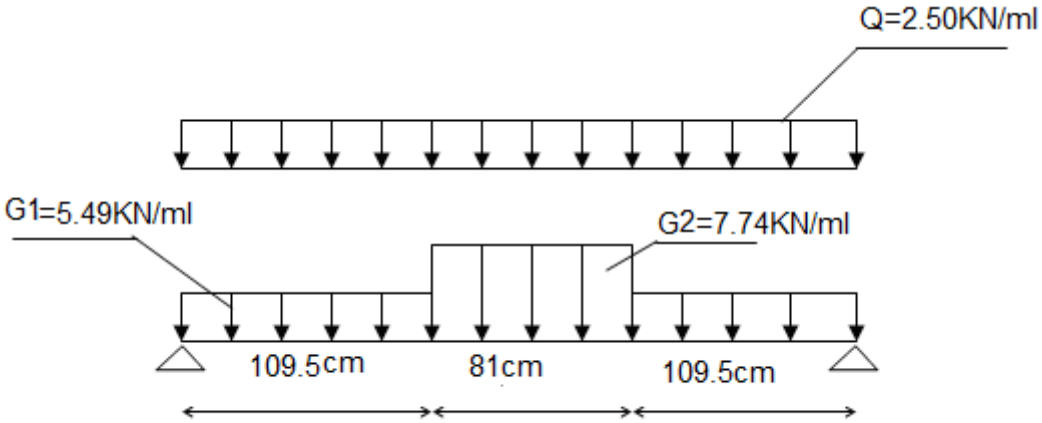


Figure III.20.Schéma statique de l'escalier

III.4.1.3 : Combinaison des charges :

E.L.U :

$q_{u1}=1,35G_1+1,5Q_1$

$q_{u2}=1,35G_2+1,5Q_2$

E.L.S :

$q_{ser1}=G_1+Q_1$

$q_{ser2}=G_2+Q_2$

Le chargement pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

	q_1 (KN/ml)	q_2 (KN/ml)
ELU	11.16	14.20
ELS	8	10.24

Tableau III.10 .Charge à l'ELU et l'ELS

Moment fléchissant :

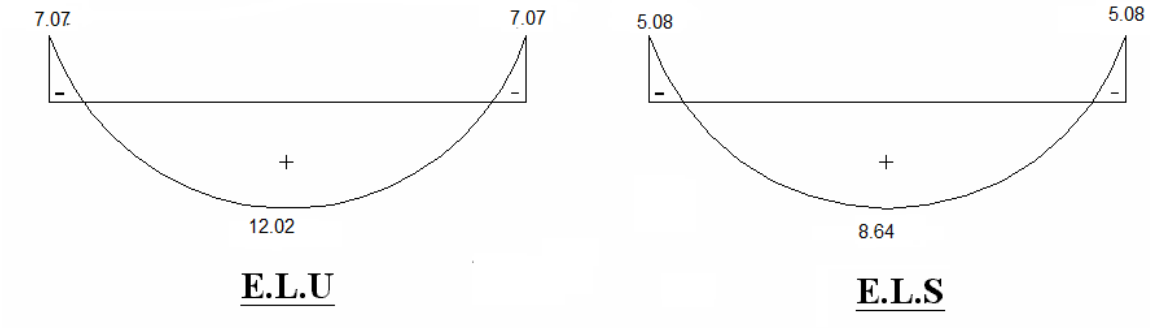


Figure III.21.Diagramme des moments

Effort tranchant :

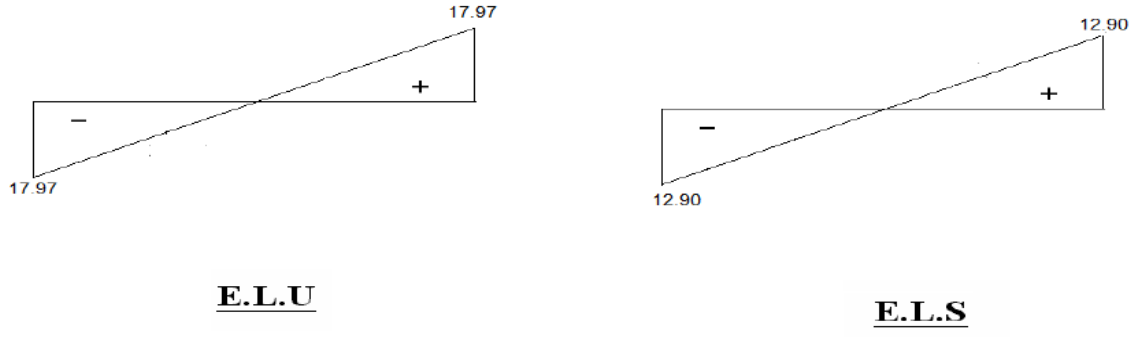


Figure III.22.Diagramme des efforts tranchants

III.4.2 : Ferraillage des escaliers :

Béton	fc28 = 25 MPa	γ_b = 1.5	σbc = 14.2 MPa	c = 2.5 cm
	ft28 = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	d=12.5 cm
Acier	FeE400	fe=400MPa	γs = 1.15	σs = 348 MPa

Tableau III.11.Les données

	Mu(kn.m)	μ	B	A(cm²)	A'(cm²)	A(cm²)
en travée	12,02	0,054	0,974	2,84	0	**4HA10=3,14**
en appuis	7,07	0,031	0,984	1,65	0	**4HA08=2,01**

Tableau III.12.Calcul des sections d'acier de l'escalier

III.4.2 .1 : Condition de non fragilité :

On vérifie que:$A \geq A_{min}=B/1000$

En travée : $A=3.14cm^2 \geq A_{min}=100*15/1000=1.5cm^2$ **(cv)**

En appuis : $A=2.01cm^2 \geq A_{min}=100*15/1000=1.5cm^2$ **(cv)**

III.4.2.2 : Les armatures de répartition :

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4}=\frac{3.14}{4}=0.785$	4 Ø 8 = 2.01 cm²
En appuis	$\frac{A}{4}=\frac{2.01}{4}=0.502$	4 Ø 6 = 1.13 cm²

Tableau III.13.Les armatures de répartition

III.4.2 .3 : Vérification de l'espacement :

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=25cm≤min[3h=45cm;33cm]=33cm	St=25cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm
En appuis	St=25cm≤min[4h=60cm;45cm]=45cm	St=25cm≤min[4h=60cm;45cm]=45cm

Tableau III.14.Vérification de l'espacement des armatures

III.4.2 .4 : Vérification à l'E.L.S :

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

$\overline{\sigma_b}$ =0.6. f_{c28}= 0.6* 25= 15 MPa

	En travée	En appuis
A (cm^2)	3.14	2.01
M_{ser} (kN.m)	8,64	5.08
Y (cm)	$100y^2+ 30 A .y- 30A.d= 0 \Rightarrow y=2.99$	$100y^2+ 30 A .y - 30A.d= 0 \Rightarrow y=2.46$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^2 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I=5150.75$	$I=\frac{b}{3}y^2 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I=3535.39$
$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	15	
σ_b (MPa)	$\sigma_b = \frac{Mser}{I}.y = 5.02$	$\sigma_b = \frac{Mser}{I}.y = 3.54$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	C.V	C.V

Tableau III.15.Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S

III.4.2 .5 : Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau u = \frac{Vu}{bod} = \frac{17.97 * 10^3}{1000 * 12.5} = 1.44MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33; 5\text{ MPa}\right] = 3.33MPa$$

τ_u = 1.44 MPa < $\overline{\tau_u}$ = 3.33 MPa **CV**

III.4.2 .6 : Vérification de la flèche :

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

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{327.37} = 0.05 < 0.062 \qquad c.n.v$

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow \frac{15}{327.37} = 0.05 > 0.04 \qquad c.v$

$\frac{A}{b*d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100*12.5} = 0.002 \leq 0.005 \quad c.v$

On à une condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche par « la méthode exposée» dans les références du béton armé ; selon les règles de **BAEL 91.**

a) **Calcul de la flèche :**

Selon la méthode de BAEL 91 la flèche totale est donnée par :

$\Delta f = fgv - fji + fpi - fgi$

f_{gi} f_{gv} **:** les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} **:** la flèche due à l'ensemble de la charge appliquée au moment de la mise en ouvre des cloisons

f_{pi} **:** la flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré

b) **Calcul le moment d'inertie de la section homogène « I_0 » :**

$$I_0 = \frac{b.h^3}{12} + b.h\left[\frac{h}{2} - y\right]^2 + 15A_s(d-y)^2$$

$$y = \left[\frac{b.h^2}{2} + 15A_s.d\right]/[b.d + 15A_s]$$

$\lambda i = 0.05 \ \frac{f_{t28}}{2\rho} = 21$ Pour les déformations instantanées,

$\lambda v = \frac{2\lambda_i}{5} = 8.4$ pour les déformations de longue durée,

$\rho = \frac{As}{b.d} = 0.0025$ $\beta_1 = 0.920$ (Tableau)

E_{i28} = 32164,20MPa

E_{v28} = 10818,87MPa

c) **flèche instantanée due à G ; « f_{gi} » :**

. Calcul de la contrainte :

$$* \sigma_s = \frac{Ms}{\beta_1 dA} \qquad * \mu = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}\right]$$

$$* I_{fi} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i \mu} \qquad * f_{gi} = \frac{Ms.L^2}{10.Ei.I_{fj}}$$

d) **flèche diffère due à G : « f_{gv} » :**

$* I_{fv} = \frac{1.1 * Io}{1 + \lambda_v \mu}$ $* f_{gv} = \frac{Ms.L^2}{10.Ev.I_{fv}}$

A (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	ρ%	σ_s (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm^4)
3.14	8.64	2.5	239.26	0.182	9.13	32645.26
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	f_{gi} (mm)	f_{gv} (mm)	Δf(mm)	f_{adm}(mm)	Δf ≤ f_{adm}
7447.07	14200.32	3.86	6.03	2.17	6.55	cv

Tableau III.16.Vérification de la flèche de l'escalier

III.4.3 : Calcul de la poutre palière:

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier. On a une poutre brisé.

III.4.3.1 : Pré dimensionnement:

La longueur de la poutre: L =3.27 m

L = 3.27 m => 21.8 ≤ h ≤ 32.7 => h = 30 cm

L = 3.27 m => 9 ≤ b ≤ 21 => b = 30 cm

La section de notre poutre est : (b x h) = (30x 30) cm^2

III.4.3.2 : Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003:

b = 30cm ≥ 20cm. (C.V)

h = 30cm ≥ 30cm. (C.V)

h/b = 1 < 4 (C.V)

III.4.3.3 : Charges revenants à la poutre:

Ru = 21.503kN; Rser = 15.457kN

A → B

Poids propre de la poutre: 0,30 x 0,30 x 25 = 2.25 kN/ml.

Poids de la double cloison : 1.54 x 2,52 = 2.72 kN/ml

GT =6.15kN

Donc: Pu = 1.35 x GT + R = 1,35x 6.15+ 17.97 = 26.27 kN/ml

Pser = G + R= 6.15+12.90 = 19.05 kN/ml.

$B \rightarrow C$

$G_{BC} = G_T / \cos \alpha = 7.60$ kN $\alpha = 41.67°$

$P_U = 1.35 \text{ x } G_{BC} + R = 1{,}35\text{x } 7.60 + 17.97 = 28.23$ kN/ml

$P_{SER} = G + R = 7.60 + 12.90 = 20.50\ kN/ml$

$C \rightarrow D$

$P_U = 1.35\ x\ G_T + R = 1{,}35x\ 4.25 + 17.97 = 23.70\ kN/ml$

$P_{SER} = G + R = 4.25 + 12.90 = 17.15\ kN/ml$

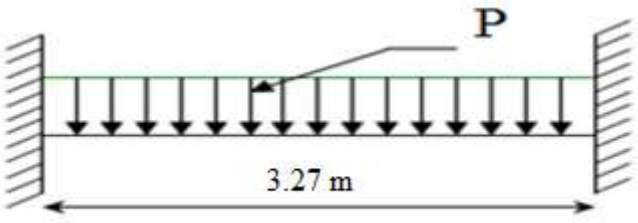


Figure III.22.Schéma statique de la poutre palière

- **Charge équivalente :**

$$P_{eq}=\frac{P1*L1+P2*L2+P3*L3}{L1+L2+L3}$$

Alors : $P_{eq\ U}$ **= 25.26 kN/ml**

$P_{eq\ SER}$ **=18.57 kN/ml**

III.4.3.4 : ferraillage de la poutre palière :

III.4.3.4.1 : Calcul des efforts:

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

On a une poutre brisé parfaitement encastrée, on calcul les réactions (R, RB) avec la méthode de RDM.

RA = RB = PL/2

Mmax (Appuis) = MA = MB = $PL^2/12$

Mmax (Travée) = $PL^2/24$

a) .L'ELU :

Réaction d'appuis : RA = RB = 41.30 kN

Effort tranchant : Tmax = RA = 41.30 kN

Moment fléchissant

Mmax (Appuis) = 22.52 kN.m

: Mmax (Travée) = 11.25 kN.m

b) . L'ELS :

Réaction d'appuis : $R_A = R_B$ = 30.36 Kn

Moment fléchissant

M_{max} (Appuis) = 16.54 kN.m

M_{max} (Travée) =8.26 kN.m

	M (kN.m)	μ	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)
En travée	11.25	0.0109	1.20	0.9	**3HA12=3.39**
En appuis	22.52	0.0218	2.42	0.9	**3HA12=3.39**

Tableau III.18.Ferraillage de la poutre palière

	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	I(cm^4)	Y(cm)	σ_b(MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
En travée	8.26	3.39	28746.30	4.75	1.37	Cv
En appuis	16.54	3.39	28746.30	4.75	2.74	cv

Tableau III.19.Vérification à l'ELS de la poutre palière

III.4.3.4.2 : RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.1] ◄◄

Amin = 0,5% bh

Amax = 4% bh zone courante

Amax = 6% bh zone de recouvrement

	A(cm^2)	Amin=4.5cm^2	correction
En travée	3.39+ 3.39 =6.78	c.v	**3HA12=3.39**
En appuis		c.v	**3HA12=3.39**

Tableau III.20.Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière

III.4.3.4.3 : Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_U}{bo * d} = \frac{40.3.* 10^3}{300 * 270} = 0.50MPa$$

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

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ **cv**

a) .Vérification des armatures longitudinales :

Al ≥ (γs .Vu/f e)⟹4.52 cm2≥1.15cm² **cv**

b) . Vérification de compression dans la bielle de béton:

$V_u \leq 0.4 \left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) bo * a$ **; a**=Min[b-c-2 ;0.9d]=24.3cm

Vu=40.30KN < 486KN **cv**

III.4.3.4.4 : Armatures transversales:

$$\boldsymbol{\varphi_t \leq Min\left[\frac{h}{35}=8.57;\frac{bo}{10}=30;\ \varphi_t=14\right]=8.57mm}$$

$$\boldsymbol{\varphi_t = 8mm,\qquad a_t=\pi*\frac{\varphi_t^2}{4}=0.5024cm^2}$$

At = at.nt (nt = 4).

At =2,009 cm2 ,At =4HA8=2.01 cm²

On doit vérifier:

$\boldsymbol{St \leq \overline{St}}$ **=Min[0.9d ;40cm]=24.3cm**

$$S_t=\frac{0.9A_t.\left(f_e/\gamma_s\right)}{30(\tau_u-0.3f_{t28})}=\frac{0.9*2.01*\left(235/1.15\right)}{30(0.50-0.3.2.1)}\Longrightarrow St\leq -98.57cm$$

Donc on prend : $S_t = S_t = 24.3$ cm

a) . Section minimale d'armatures transversales:

$$At=2.01cm^2\geq Amin=\frac{0.4*300*243}{235}=1.4cm^2 \qquad cv$$

b) .Vérification vis-à-vis RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.2] ◄◄

St ≤ [h/4; 12Øl]

St ≤ Min [7,5; 16,8] = 7,5cm en zone nodale

St ≤ h/2 = 15cm en zone courante

On adopte les valeurs suivantes:

- $S_t = 7$cm (zone nodale)
- $S_t = 15$cm (zone courante)

$A_{t\,min} = 0{,}003.S_t.b \leq A_t$

0, 003.15.30=1.35 cm2 <2.01 cm2 **(C.V)**

III.4.3.4.5 : Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{L}\geq\frac{1}{16}\Rightarrow\frac{30}{327.37}=0.091>0.062 \qquad c.v$$

$$\frac{h}{L}\geq\frac{M_t}{10M_0}\Rightarrow\frac{30}{327.37}=0.091>0.033 \qquad c.v$$

$$\frac{A}{b*d}\leq\frac{4{,}2}{f_e}\Rightarrow\frac{4.52}{30*27}=0.00558\leq 0.0105 \quad c.v$$

- ✓ La vérification de la flèche n'est pas nécessaire parce que toutes les conditions sont vérifiées

III.4. CALCUL DES DALLES PLEINES:

III.4.1. Définition:

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 plusieurs types de dalle pleine de formes régulière et irrégulière.

III.4.2. Méthode de calcul:

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

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

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

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

III.4.2.1. Principe de calcul:

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

a) travail externe :

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

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

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

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

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

$T_{int} = M \cdot L \cdot \theta$.

Avec :

M : Moment de flexion.

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

θ : Angle de rotation.

III.4.2.2 Expose de la méthode

On suppose que la dalle est semi encastrée niveau des appuis, ayant un renforcement isostatique (même ferraillage suivant les 2 axes). C'est-à-dire:

Max=May=0.6M.
Mtx=Mty=M

III.4.3. Position des lignes de rupture:

- **Dalle triangulaire :**

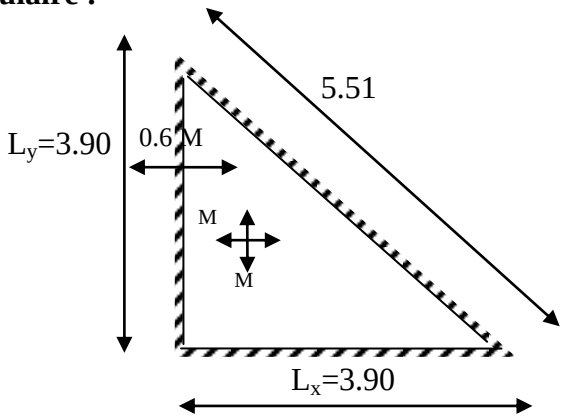


Figure III.23.La dalle pleine sous l'escalier principal

Travail externe:

$T_{ext}(1)=T_{ext}(2)= P_u \cdot \frac{L_x}{2} \cdot y \cdot \frac{f}{3}$.

$T_{ext}(3)= P_u \left[\frac{L_x L_y}{2} - \left(\frac{L_y x}{2} + \frac{L_x y}{2} \right) \right] \cdot \frac{f}{3}$.

$\sum T_{ext} = \frac{P_u \cdot f}{3} \left[\frac{L_x L_y}{2} \right] = = \frac{P_u \cdot f}{3} \left[\frac{L^2}{2} \right]$

Travail interne: (avec : $L_x = L_y = L$)

$T_{int}(1)= \frac{M \cdot f}{y} \cdot L$

$T_{int}(2)= \frac{M \cdot f}{y} \cdot L$

$T_{int}(3)= 2 \cdot M \cdot L \frac{f}{L - 2y}$

$\sum T_{int} = 2 \cdot M \cdot L \frac{f}{L-2y} + \frac{M \cdot f}{y} \cdot L + \frac{M \cdot f}{y} \cdot L$

$\sum T_{int} = M \cdot L \cdot \left(\frac{2}{y} + \frac{2}{L-2y} \right) \cdot f$

Principe de travail virtuel :

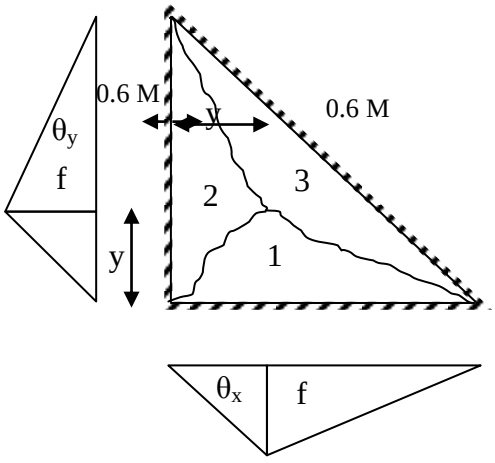


Figure III.24.Efforts et déplacements des zones rigides.

$\sum T_{ext} = \sum T_{int}$; où : L = L_x = L_y = 3.5 m.

On obtient: $P_u = \frac{12}{L}\left[\frac{L-y}{Ly-2y^2}\right]M$

$\frac{dp}{dy} = 0 \Rightarrow y = 0.298 \cdot L\ m \Rightarrow y = 1.16\ m$

Mt = 0.217 P (kn.m) **et** **Ma=0.6Mt**

III.4.2.4. Calcul des actions :

	G (Kn/m)	Q (Kn/m)	P (Kn/m)	Mt (kn.m)	Ma (kn.m)
ELU	6.95	3.50	14.63	3.175	1.905
ELS			10.45	2.268	1.360

Tableau III.21.les actions sur la dalle

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad \Rightarrow \quad \frac{3.9}{3.9} = 1 > 0.4$$

⇒ La dalle travaille suivant les deux directions.

III.4. 2.5. Calcul de ferraillage

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

	Sens	Mu (KN.m)	μ	β	Amin (cm²)	A calculé (cm²)	A adop (cm²)
En Travée	Suivent x et y	3.175	0.0143	0.922	1.5	0.79	**3HA10=3.14**
En appuis		1.905	0.0086	0.996	1.5	0.43	**3HA10=3.14**

Tableau III.22.ferraillage de la dalle pleine

III.4.2.6. Vérification à l'état limite de service

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ **Et** $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$\overline{\sigma_b}$ =0.6. f_{c28}= 0.6* 25= 15 MPa

$\bar{\sigma}_s = [\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}]$

η=1 pour les ronds lisses

η=1.6 pour les armatures à haute adhérence

f_{tj}=0.6+0.06f_{c28}=2.1MPa

	En travée	En appuis
A (cm²)	3.14	3.14
Mser (kN.m)	8,64	5.08
Y (cm)	$100y^2+ 30 A .y- 30A.d= 0 \Rightarrow y=2.99$	$100y^2+ 30 A .y - 30A.d= 0 \Rightarrow y=2.46$
I (cm4)	$I = \frac{b}{3}y^2 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I=5150.75$	$I = \frac{b}{3}y^2 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I=5150.75$
$\overline{\sigma_b}$ **(MPa)**	15	
$\boldsymbol{\sigma b}$ **(MPa)**	$\boldsymbol{\sigma b} = \frac{\text{Mser}}{\text{I}}.y = 1.32$	$\boldsymbol{\sigma b} = \frac{\text{Mser}}{\text{I}}.y = 0.79$
$\boldsymbol{\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}}$	C.V	C.V
$\boldsymbol{\sigma_s}$**(MPa)**	$\sigma_s = 15 * K(d-y) = 62.79$	$\sigma_s = 15 * K(d-y) = 37.65$
$\boldsymbol{\overline{\sigma}_s}$**(MPa)**	201.63	
$\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s}$	CV	CV

Tableau III.23.Vérification à l'état limite de service

III.4.2.7. Condition d'espacement

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

III.4.2.8 Vérification au cisaillement

	Suivent x	Suivent y
V	$\frac{P * Lx * Ly}{2 * Lx + Ly} = 14.26kn$	$\frac{P * Lx * Ly}{3 * Ly} = 14.26kn$
$\boldsymbol{\tau_U}$	$\frac{14.26 * 10^3}{1000 * 125} = 0.114MPa$	$\frac{14.26 * 10^3}{1000 * 125} = 0.114MPa$
$\boldsymbol{\overline{\tau}_U}$	$\frac{0.07 * f_{cj}}{\gamma_b} = 1.16MPa$	
$\boldsymbol{\tau_{U \leq \overline{\tau}_U}}$	CV	CV

Tableau III.24.Vérification au cisaillement

- Donc le béton seul peut équilibrer l'effort tranchant et par mesure d'économie, on ne prévoit pas d'armatures transversales.

III.4.2.9. Vérifications préliminaires de la flèche

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

Mo=Pu*Lx ² /8=27.81 (KN.m)

1ere condition			2eme condition		
h/Lx	**Mt/(20Mo)**	**h/l ≥ Mt/20(Mo)**	**ρ =At/(b_0*d)**	**2/f_e(MPa)**	**$\rho \leq$ 2/fe**
0.038	0.0057	CV	0.0025	0.0050	CV

Tableau III.25.Vérifications préliminaires de la flèche

III.5.3. étude de la dalle machine

III.5.3.1.Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.5.3.2. Pré dimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

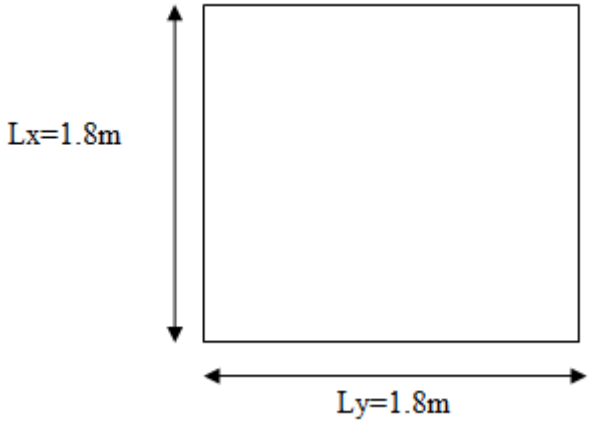


Figure III.25.Dimensions de la dalle rectangulaire

Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \le e \le \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{180}{50} \le e \le \frac{180}{40}$$

$$3{,}60cm \le e \le 4{,}50cm$$

b. Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs **(E.N.A)** préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \ge 25cm$

On prend : ***e=25cm***

III.5.3.3. Détermination des charges et sur charges

a. Charges permanentes :

G=59,78kN

b. Charge d'exploitation :

Q=1kN/m²

III.5.3.4. Combinaison des charges

E.L.U : q_u=1,35G+1,5Q=**82,203kN/m²**

E.L.S : q_{ser}=G+Q=**60,78kN/m²**

III.5.3.5. Calcule des efforts

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de " ρ " :

$0,4 \prec \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{1,80} = 1 \Rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens.

E.L.U :

$* M_x = \mu_x q_u L_x^2$

$* M_y = \mu_y M_x$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0368 \Rightarrow M_x = 9.80 kNm \\ \mu_y = 1.0000 \Rightarrow M_y = 9.80 kNm \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

- **Moments en travées :**
  M_{tx}= M_{ty}= 0.85M_x= 8.33kN.m
- **Moments aux appuis :**
  M_{ax}= M_{ay}= 0,3M_x=2.94kN.m

III.5.3.6. Ferraillage de la dalle

Le ferraillage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h)= (100x25) cm² qui travaille en flexion simple.

III.5.3.7. Ferraillage en travée

a. Dans les deux sens " $L_x = L_y$ " :

On a : b=100cm ; h=25cm ; d=21,25cm ; c=3.75cm ; σ_{bc}=14,20MPa ; σ_s=348MPa

	M(kNm)	M	$A'_s(cm^2)$	α	$A^{cal}_s(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	Choix	$A^{adp}_s(cm^2)$
En travée	8.33	0.0124	0	0.0151	1.11	2.5	4HA10	3.14
En appuis	2.94	0.0044	0	0.005	0.0.39	2.5	4HA10	3.14

Tableau III.26.Les résultats de ferraillage de la dalle machine

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{4} = 25cm \prec Min(3h;33cm) = 33cm \ldots\ldots\ldots\ldots vérifée$$

III.5.3.9.Calcule des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0{,}05 f_{c28} = 1{,}25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 49.32kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 49.32kN$$

$$T_u^{max} = Max(T_x;T_y) = 49.32kN$$

$$\tau_u = \frac{49.32.10^3}{1000x250} = 0{,}20MPa \prec \bar{\tau}_u = 1{,}25MPa \ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

III.5.3.10. Vérification À L'E.L.S

a. Vérification des contraintes :

♦ **Béton :**

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

♦ **Acier :**

$$\sigma_s = K(d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\overline{\sigma}_s = Min\left(\frac{2}{3} fe; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right) = 201.63MPa$$

Avec :

$\eta=1,6$ pour HA ; $fe=400MPa$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \quad ; \quad q_{ser} = 60,78kN/m^2$$

$$* M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0368 \Rightarrow M_x = 7.24kNm \\ \mu_y = 1.0000 \Rightarrow M_y = 7,24kNm \end{cases}$$

- **Moments en travées :**

  $M_{tx}= M_{ty}= 0,85M_x=6.15kNm$

- **Moments aux appuis :**

  $M_a=0,3M_x =2,17kNm$

1- Détermination de la valeur de « *y* » :

$100y^2+ 30 A .y- 30A.d= 0$

2- Moment d'inertie :

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

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

	M(kNm)	***$A_s(cm^2)$***	***Y(cm)***	***$I(cm^4)$***	***σ_b(MPa)***	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	***σ_s(MPa)***	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
En travée	6.15	3.14	4.03	16148.18	1.53	Vérifiée	94.22	vérifiée
En appuis	2.17	3.14	4.03	16148.18	0.54		34.71	

Tableau III.27.Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens

3- Vérification de la condition de non fragilité :

h=25cm ; b=100cm

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \dfrac{(3-\rho)}{2} bh = 2{,}00 cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2{,}00 cm^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0{,}8‰ \quad pour les barres à haute adhérence \\ \rho = \dfrac{L_x}{L_y} = 1 \end{cases}$:

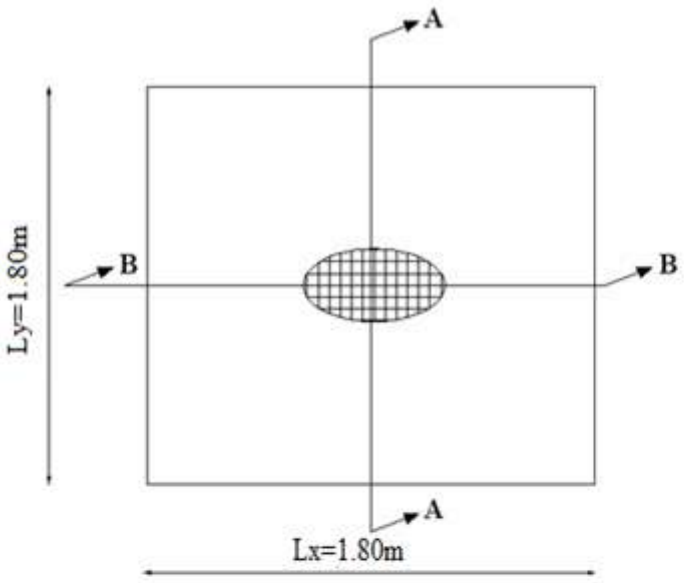
Sur appuis : A_x=3.14cm^2/ml>2,00cm^2……vérifiée
En travée : A_x=3.14cm^2/ml>2,00cm^2……vérifiée

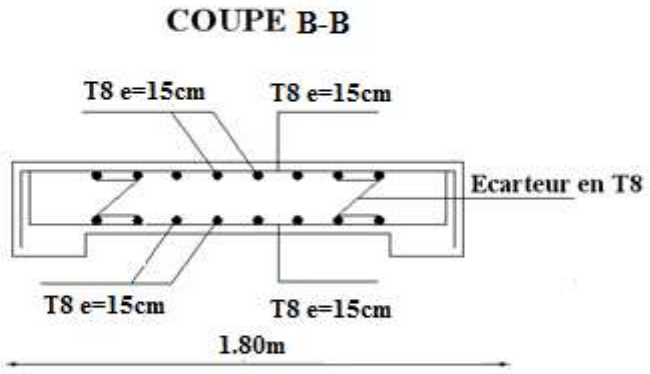
4- Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément [3] :

$$\begin{cases} * \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{M_t}{20 M_x} \\ * \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{1}{27} à \dfrac{1}{35} \\ * \dfrac{A_s}{bd} \leq \dfrac{2}{fe} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}13 \succ 0{,}042 \ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \\ 0{,}13 \succ 0{,}028 à 0{,}037 \ldots\ldots\ldots vérifiée \\ 1{,}48.10^{-3} \prec 5.10^{-3} \ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.





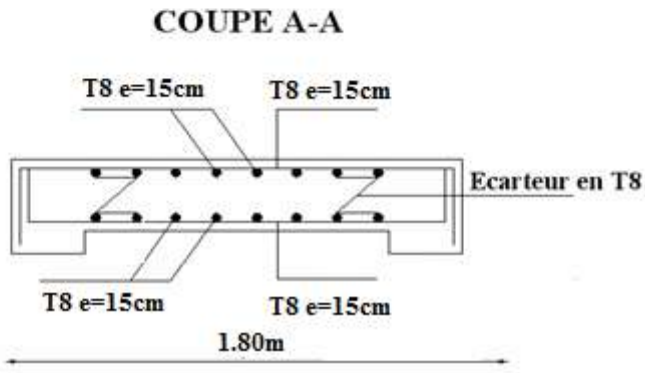


Figure III.26.Ferraillage de la dalle machine

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

✓ E.L.S : G + Q

❖ les combinaisons données par les règles RPA99 version 2003►► Art [5.2] ◄◄

✓ G +Q ± E

✓ 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2.Ferraillage des poutres :

V.2.1.Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1.5	γ_s=1.15	γ_b=1.15	γ_s=1.00
σ_b=25 MPA	FeE 400	σ_b=25 MPA	FeE 400
σ_b=14.2 MPA	σ_s=348 MPA	σ_b=18.50 MPA	σ_s= 400 MPA

Tableau V.1.Les données de calcule

V.2.2. Recommandation du RPA99 :

V.2.2.a. 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 50 ϕ en zone III
- ✓ A Travée et appui ≥ Amin CBA et Amin RPA
- ✓ A Travée et appui ≤ Amax RPA

V.2.2.b. Armatures transversales [1] ►► Art [7.5.2.2] ◄◄ :

- ➢ La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0,003. St .b

  b : largeur de la poutre.

  St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

  $\begin{cases} St \leq h/2 \text{ en} & \text{Zone courante} \\ St \leq \min(h/4 ; 12\phi l) & \text{Zone nodale} \end{cases}$

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les tableaux suivants :

- ➢ **Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires:**

	Niveau	position	Mu (kN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A calcul (cm^2)	A choisis (cm^2)
I	Terrasse	Travée	27.33	1,35.G+1,5.Q	0	2.50	**3HA12=3.39**
		Appui	-42.72	1,35.G+1,5.Q	0	4.00	**3HA14=4.62**
	Etages	Travée	27.03	1,35.G+1,5.Q	0	2.50	**3HA12=3.39**
		Appui	-46.79	G+Q+EdX	0	3.80	**3HA14=4.62**
R	Terrasse	Travée	12.94	1,35.G+1,5.Q	0	1.20	**3HA12=3.39**
		Appui	-24.51	G+Q+EdX	0	1.90	**3HA12=3.39**
	Etages	Travée	17.70	1,35.G+1,5.Q	0	1.40	**3HA12=3.39**
		Appui	-35.27	G+Q+EdX	0	2.80	**3HA12=3.39**

Tableau V.2.Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	position	Mu (kN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A calcul (cm^2)	A choisis (cm^2)
I	Terrasse	Appui	-26.95	G+Q+EdY	0	2.50	3HA12=3.39
	Etages	Appui	-31.36	G+Q+EdX	0	3.00	3HA12=3.39
R	Terrasse	Appui	-17.95	G+Q+EdX	0	1.70	3HA12=3.39
	Etages	Appui	-18.83	G+Q+EdX	0	1.80	3HA12=3.39

Tableau V.3.Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 :

	Niveau	position	Mser (kN.)	combinaison	Acal (cm^2)	σb (MPa)	σs (MPa)	σb≤ [σb]	σs≤ [σs]
I	Terrasse	Travée	19.85	G+Q	3.39	4.45	-	C.V	-
		Appui	-31.17	G+Q	4.62	6.99	-	C.V	-
	Etages	Travée	19.63	G+Q	3.39	4.40	-	C.V	-
		Appui	9.45	G+Q	4.62	7.01	-	C.V	-
R	Terrasse	Travée	-31.25	G+Q	3.39	2.12	52.37	C.V	C.V
		Appui	-12.59	G+Q	3.39	2.82	69.72	C.V	C.V
	Etages	Travée	8.48	G+Q	3.39	1.90	47.00	C.V	C.V
		Appui	-16.32	G+Q	3.39	3.66	90.45	C.V	C.V

Tableau V.4.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	M ser (kN.m)	combinaison	A cal (cm^2)	σb (MPa)	σs (MPa)	σb≤ [σb]	σs≤ [σs]
I	Terrasse	Appui	-18.28	G+Q	3.39	4.58	-	C.V	-
	Etages	Appui	-18.77	G+Q	3.39	4.70	-	C.V	-
R	Terrasse	Appui	-10.03	G+Q	3.39	2.51	81.58	C.V	C.V
	Etages	Appui	-10.12	G+Q	3.39	2.53	82.31	C.V	C.V

Tableau V.5.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

V.2.4.Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 :

Il faut vérifier que :

- $A_{Travée} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{Travée} \leq A_{max\ RPA}$
- $A_{appui} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{appui} \leq A_{max\ RPA}$

	Niveau	position	A calcul (cm^2)	A_{minCBA} = 1.05cm^2	A_{minRPA} = 5.25cm^2	$A_{max\ T\ RPA}$ =42cm^2	$A_{max\ A\ RPA}$ =63cm^2	A choisis
I	Terrasse	Travée	8.01	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA12=3.39
		Appui		C.V	C.V	C.V	C.V	3HA14=4.62
	Etages	Travée	8.01	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA12=3.39
		Appui		C.V	C.V	C.V	C.V	3HA14=4.62
R	Terrasse	Travée	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA12=3.39
		Appui		C.V	C.V	C.V	C.V	3HA12=3.39
	Etages	Travée	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA12=3.39
		Appui		C.V	C.V	C.V	C.V	3HA12=3.39

Tableau V.6.Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	position	A calcul (cm^2)	A_{minCBA} = 0.90cm^2	A_{minRPA} = 4.50cm^2	$A_{max\ T\ RPA}$ =36cm^2	$A_{max\ A\ RPA}$ =54cm^2	A choisis
I	Terrass	Appui	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA12=3.39
	Etages	Appui		C.V	C.V	C.V	C.V	3HA12=3.39
R	Terrass	Appui	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA12=3.39
	Etages	Appui		C.V	C.V	C.V	C.V	3HA12=3.39

Tableau V.7. Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA

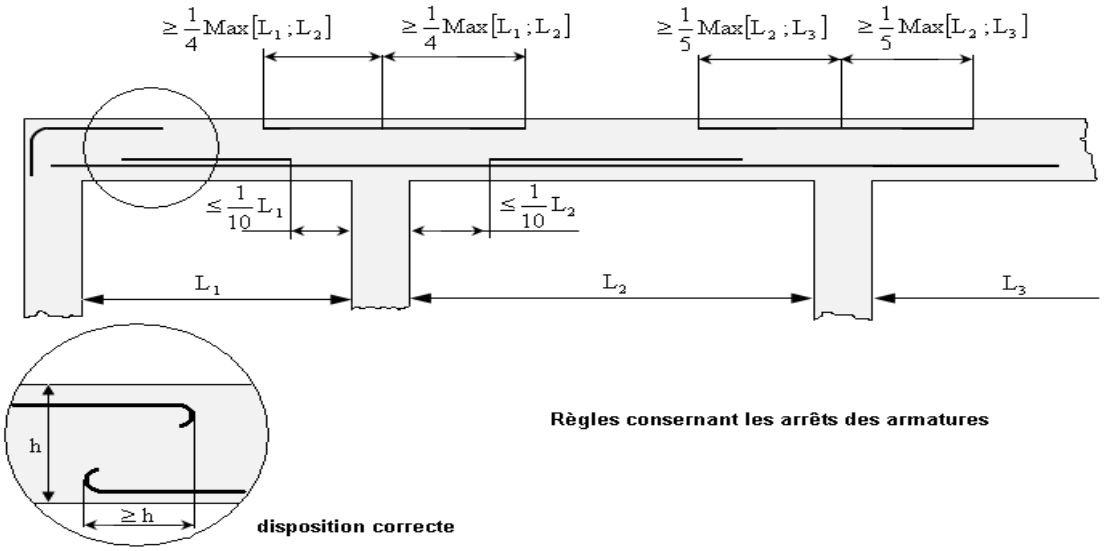


Figure V.1. Disposition des armatures pour les poutres

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

- T_u: effort tranchant

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	**la fissuration est préjudiciable**	**la fissuration est peu nuisible**
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u$ = 2.5 MPa	$\bar{\tau}_u$ = 3.33 MPa
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u$ = 3.26 MPa	$\bar{\tau}_u$ = 4.34 MPa

Tableau V.8. Calcul de $\bar{\tau}_u$

	Niveau	T_u	combinaison	τu(Mpa)	$\overline{\tau}_u$	τu≤ $\overline{\tau}_u$
I	Terrasse	70.98	1,35.G+1,5.Q	0.07	3.33	C.V
	Etages	71.53	1,35.G+1,5.Q	0.073	3.33	C.V
R	Terrasse	37.73	1,35.G+1,5.Q	0.039	2.50	C.V
	Etages	42.51	G+Q+Ex	0.044	3.26	C.V

Tableau V.9.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	T_u	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau}_u$	τu≤ $\overline{\tau}_u$
I	Terrasse	62.59	1,35.G+1,5.Q	0.075	4.34	C.V
	Etages	62.80	1,35.G+1,5.Q	0.076	4.34	C.V
R	Terrasse	20.93	1,35.G+1,5.Q	0.025	**3.26**	C.V
	Etages	21.01	1,35.G+1,5.Q	0.025	3.26	C.V

Tableau V.10.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

V.2.6.Calcul des armatures transversales :

D'après CBA 93 $\begin{cases} S_t = Min(0{,}9d;40cm) \\ \dfrac{A_t}{bS_t} \geq \dfrac{\tau_u - 0{,}3f_{t28}K}{0{,}8f_e} \quad (K=1: Pas de reprise de bétonnage) \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq Max\left(\dfrac{\tau_u}{2};0{,}4MPa\right) \end{cases}$

RPA99 : $\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003.b \\ S_t \leq \min\left(\dfrac{h}{4};12\varphi\right) \quad \text{(zonenodale)} \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \quad \text{(zonecourante)} \end{cases}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At) ainsi que leur espacement (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

		CBA 93		RPA 99			St adopte (cm)		
Section	τu (MPa)	St (cm)	At cm^2	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At choi (cm^2)
35x30	0.073	29.25	2.01	8.75	17.5	1.57	12	20	4Ø8
30x30	0.076	24.75	2.01	7.5	15	1.35	20	20	4Ø8

Tableau V.11.Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement

V.2.7.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K^* M_0$

- K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend $K = 0.85$.

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{K}{10}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{K}{10}$	$\frac{A}{b\,d}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\frac{A}{b\,d} \leq \frac{4.2}{fe}$
P.P	0.09	0.062	C.V	0.09	0.085	C.V	0.002	0.0105	C.V

Tableau V.12. Vérification de la flèche des poutres

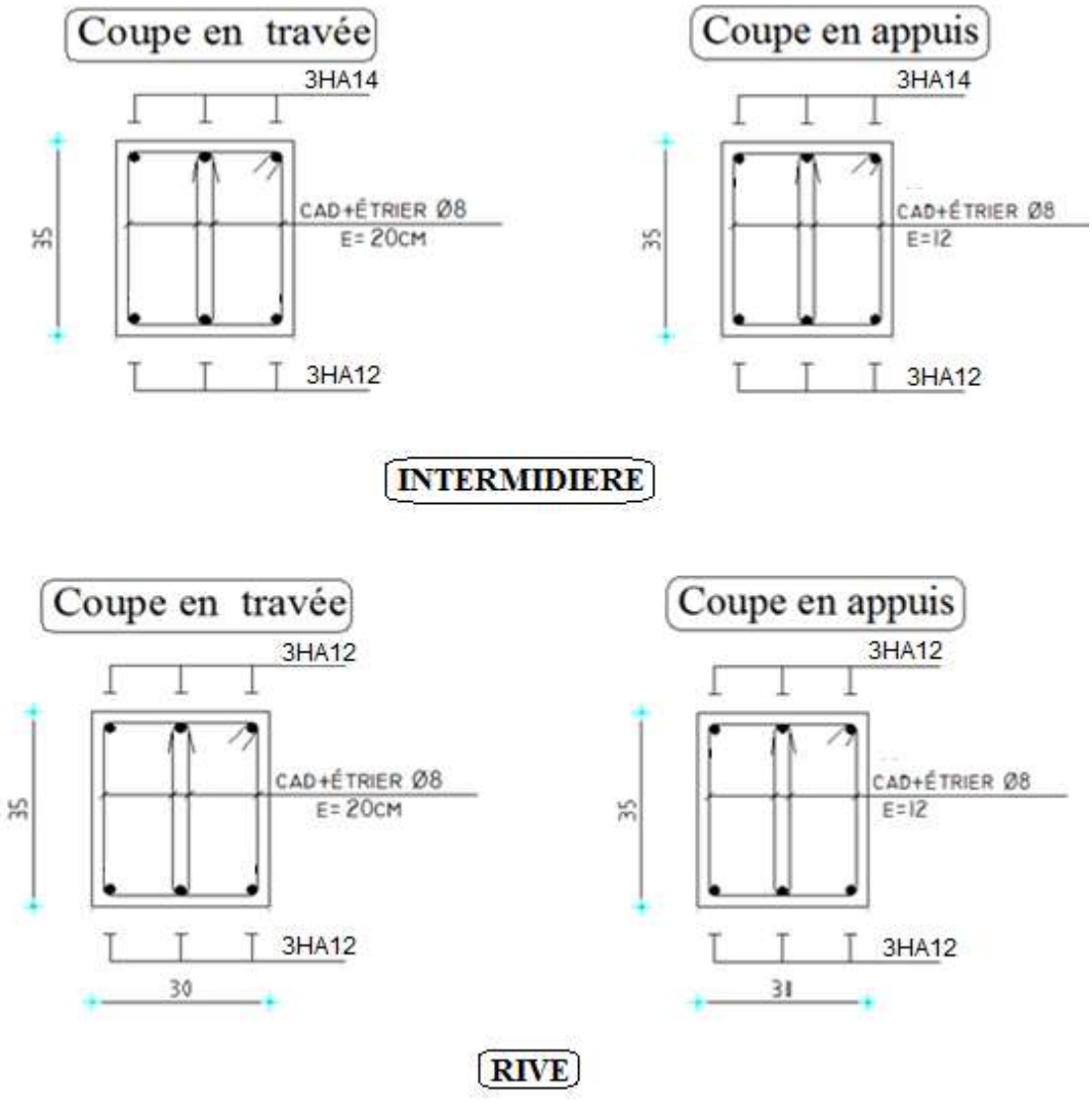


Figure V.2. Ferraillages des poutres principales de la terrasse+étage courant

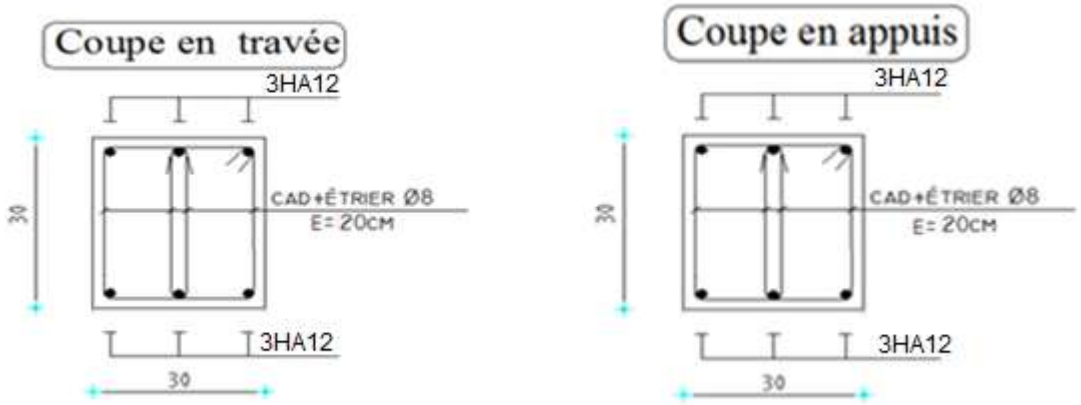


Figure V.3.Ferraillages des poutres secondaires de la terrasse+étage courant

V.3.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.1.Détermination des armatures longitudinales :

V.3.1.a. Recommandations des règlements :

- Selon le CBA :

$$A_t = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour un\ mètre de longueur de parement \\ 0.1\% \le \dfrac{A_t}{B} \le 5\%\ \ B : section de béton comprimé \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité : $A_{min} = \frac{B}{1000}$

- Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.4.2.1] ◄◄:

La Zone nodale est ornée par la face supérieur du plancher et h'.

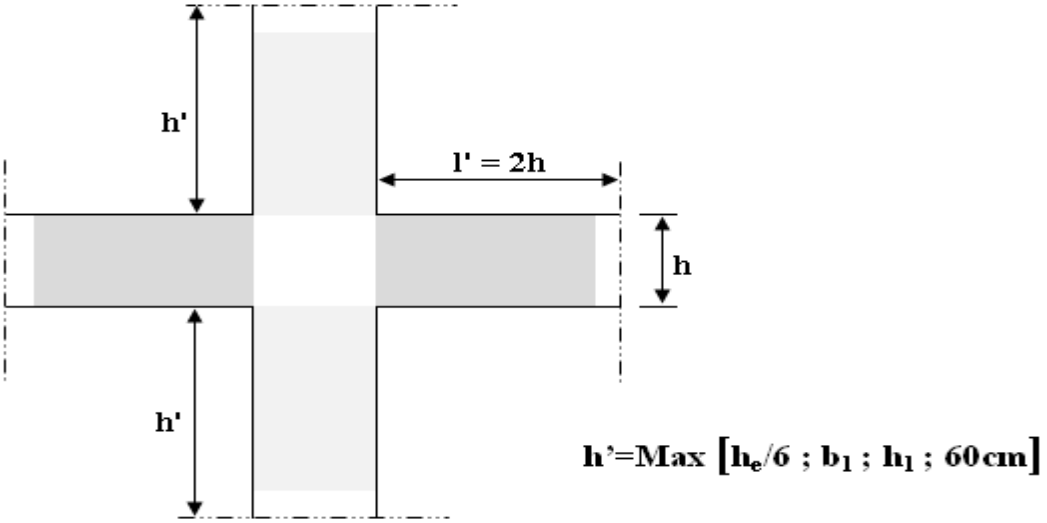


Figure V.4.Définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par:

  $\mathbf{0.9\% \le \frac{A_l}{bh} \le 4\%}$ En zone courante

  $\mathbf{0.9\% \le \frac{A_l}{bh} \le 6\%}$ En zone de recouvrement

- Le diamètre minimum est de 12 mm.

- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20cm en zone III.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

❖ les combinaisons données par les règles RPA99 version 2003►► Art [5.2] ◄◄

- G +Q ± E
- 0,8G ± E
- G +Q ±1,2 E

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- 1er cas : (Mmax ; N_{corr}).
- 2eme cas : (Nmax ; M_{corr}).
- 3eme cas : (Nmin ; M_{corr}).

V.3.1.c. 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 due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3L^2 f(2+a.\phi)}{1000.h}$$

Avec :

✓ $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton

✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{Mu\,G}{Mu}$

✓ MuG: moment permanant de la barre correspond à la sollicitation considérée.

- ✓ Lf : longueur de flambement.
- ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

➢ ea : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec l_0 sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm]$$

➢ on doit vérifier que :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\ (15 \text{ et } \frac{20*e1}{h})$$

Niveaux	Cas	N	M_x	M_y	situation	As_1 (cm²)	As_2 (cm²)
Sous sol (45*45) R	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1379.47	0	0	1.35G+1.5Q	6.3	3.8
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	489.18	0	0	1.35G+1.5Q	6.3	3.8
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-647.01	0	0	1.35G+1.5Q	5.2	5.2
Sous sol (45*45) I	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1313.90	0	0	1.35G+1.5Q	6.3	3.8
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1272.49	0	0	1.35G+1.5Q	6.3	3.8
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-495.82	0	0	1.35G+1.5Q	5.1	5.1
RDC (45*45) R	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1048.55	0	0	1.35G+1.5Q	5.1	5.1
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	24.68	0	0	1.35G+1.5Q	5.1	5.1
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-507.74	0	0	1.35G+1.5Q	5.5	5.5
RDC (45*45)I	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1077.89	0	0	1.35G+1.5Q	6.3	3.8
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	96.75	0	0	1.35G+1.5Q	9.5	0.6
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-211.42	0	0	1.35G+1.5Q	5.1	5.1
1 er (45x45) R	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	880.90	0	0	1.35G+1.5Q	6.3	3.8
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	70.79	0	0	1.35G+1.5Q	8.9	1.2
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-344.29	0	0	1.35G+1.5Q	5.1	5
1er (45x45) I	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	908.05	0	0	1.35G+1.5Q	6.3	3.8
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	176.58	0	0	1.35G+1.5Q	9.6	0.5
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-69.15	0	0	1.35G+1.5Q	5.1	5.1
2EM (45x45) R	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	720.83	0	0	1.35G+1.5Q	6.3	3.8
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	469.29	0	0	1.35G+1.5Q	8.6	1.5
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-205.20	0	0	1.35G+1.5Q	5.8	4.3
2EM (45x45) I	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	745.16	0	0	1.35G+1.5Q	6.3	3.8
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	551.97	0	0	1.35G+1.5Q	6.3	3.8
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	3.26	0	0	1.35G+1.5Q	3.6	6.6

3EM (40x40) R	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	571.54	0	0	1.35G+1.5Q	6.3	3.8
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	325.75	0	0	1.35G+1.5Q	8.5	1.6
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-101.08	0	0	1.35G+1.5Q	6.2	3.9
3EM (40x40) I	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	587.88	0	0	1.35G+1.5Q	6.3	3.8
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	387.88	0	0	1.35G+1.5Q	6.3	3.8
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	20.39	0	0	1.35G+1.5Q	6.3.	3.8
4EM (40x40) R	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	438.47	0	0	1.35G+1.5Q	6.3	3.8
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	114.64	0	0	1.35G+1.5Q	8.5	1.6
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-44.66	0	0	1.35G+1.5Q	3.3	6.8
4EM (40x40) I	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	437.56	0	0	1.35G+1.5Q	3.3	6.8
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	176.70	0	0	1.35G+1.5Q	9.7	0.5
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-7.31	0	0	1.35G+1.5Q	3.8	6.4
5EM (35X3) R	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	310.47	0	0	1.35G+1.5Q	6.3	3.8
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	89.93	0	0	1.35G+1.5Q	8.4	1.7
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-11.64	0	0	1.35G+1.5Q	2.1	8
5EM (35x35) I	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	291.25	0	0	1.35G+1.5Q	6.3	3.8
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	91.42	0	0	1.35G+1.5Q	9.9	0.2
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-48.76	0	0	1.35G+1.5Q	6	4.2
6EM (35x35) R	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	189.19	0	0	1.35G+1.5Q	6.3	3.8
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	70.86	0	0	1.35G+1.5Q	7.8	2.3
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-4.07	0	0	1.35G+1.5Q	4.5	5.7
6EM (35x35 I	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	173.93	0	0	1.35G+1.5Q	6.3	3.8
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	43.39	0	0	1.35G+1.5Q	9.9	0.3
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-39.92	0	0	1.35G+1.5Q	5.1	5

Tableau V.13.Les moments dans les poteaux à l'ELU

	AminCBA (cm^2)	AminRPA (cm^2)	Amax RPA Nodale (cm^2)	Amax RPA Courant (cm^2)	Achoisies (cm^2)
Rive 45*45	2.025	18.22	121.5	60.75	**8HA16+4HA12 =20.60cm²**
Inter 45*45	2.025	18.22	121.5	60.75	**8HA16+4HA12 =20.60cm²**
Rive 40*40	1.60	14.4	96	48	**8HA16 =16.08cm²**
Inter40*40	1.60	14.4	96	48	**8HA16 =16.08cm²**

Tableaux V.14.Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux à l'ELU

V.3.1.d. 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 Mser, Nser.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_G'.v_1}{I_G'} \qquad \sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_G'.(v_1 - c')}{I_G'}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

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

Niveaux	Cas	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	situation	As_1 (cm^2)	As_2 (cm^2)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	ver
s.sol (45x45) R	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	872.52	0	0	G+Q	10.30	10.30	3.5	52	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	857.043	0	0	G+Q	10.30	10.30	4.9	68	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	307.55	0	0	G+Q	10.30	10.30	1.4	21.2	cv
s.sol (45x45) I	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	922.61	0	0	G+Q	10.30	10.30	3.6	53.7	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	651.96	0	0	G+Q	10.30	10.30	2.8	41.8	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	369.69	0	0	G+Q	10.30	10.30	1.5	21.6	cv
RDC (45x45) R	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	735.91	0	0	G+Q	10.30	10.30	3.3	47.6	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	286.03	0	0	G+Q	10.30	10.30	1.8	24.3	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	273.22	0	0	G+Q	10.30	10.30	1.6	23.1	cv
RDC (45x45) I	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	785.39	0	0	G+Q	10.30	10.30	3.1	46.5	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	546.01	0	0	G+Q	10.30	10.30	3	42.7	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	314.76	0	0	G+Q	10.30	10.30	1.3	19	cv
1ER (45x45) I	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	623.58	0	0	G+Q	10.30	10.30	2.7	40	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	235.66	0	0	G+Q	10.30	10.30	1.6	22.2	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	235.67	0	0	G+Q	10.30	10.30	1.6	22.2	cv
1 (45x45) R	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	661.68	0	0	G+Q	10.30	10.30	2.7	39.6	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	461.30	0	0	G+Q	10.30	10.30	2.7	39.2	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	266.8	0	0	G+Q	10.30	10.30	1.1	16.4	cv
2 EME (45x45) I	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	518.42	0	0	G+Q	10.30	10.30	2.4	35.4	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	194.79	0	0	G+Q	10.30	10.30	1.6	22	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	193.28	0	0	G+Q	10.30	10.30	1.2	16.5	cv
2EME (45x45) R	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	543.01	0	0	G+Q	10.30	10.30	2.23	34.1	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	382.05	0	0	G+Q	10.30	10.30	2.5	36.1	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	219.67	0	0	G+Q	10.30	10.30	1	14	cv
3 EME	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	416.85	0	0	G+Q	10.30	10.30	2.1	29.8	cv

(40x40) I	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	131.03	0	0	G+Q	8.04	8.04	1.3	18.3	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	131.03	0	0	G+Q	8.04	8.04	1.3	18.3	cv
3 (40x40) R	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	428.05	0	0	G+Q	8.04	8.04	2.1	30.7	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	300.29	0	0	G+Q	8.04	8.04	2.2	31.7	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	151.52	0	0	G+Q	8.04	8.04	0.7	10.6	cv
4EME (40x40) I	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	319.95	0	0	G+Q	8.04	8.04	2	28.2	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	94.45	0	0	G+Q	8.04	8.04	1.4	19.2	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	94.45	0	0	G+Q	8.04	8.04	1.4	19.2	cv
4EME (40x40) R	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	318.92	0	0	G+Q	8.04	8.04	1.8	25.6	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	222.51	0	0	G+Q	8.04	8.04	2	28.5	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	112.30	0	0	G+Q	8.04	8.04	0.6	8.6	cv
5 EME (40x40) I	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	228.20	0	0	G+Q	8.04	8.04	1.2	17.3	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	104.47	0	0	G+Q	8.04	8.04	1.5	20.7	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	58.99	0	0	G+Q	8.04	8.04	1.4	17.9	cv
5EME (40x40) R	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	212.33	0	0	G+Q	8.04	8.04	1.4	19.6	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	160.56	0	0	G+Q	8.04	8.04	2	24.9	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	160.56	0	0	G+Q	8.04	8.04	2	24.9	cv
6EME (40x40) I	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	138.32	0	0	G+Q	8.04	8.04	1	13.5	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	22.04	0	0	G+Q	8.04	8.04	2.4	28.8	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	14.52	0	0	G+Q	8.04	8.04	0.1	1.4	cv
6EME (40x40) R	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	113.78	0	0	G+Q	8.04	8.04	0.6	8.7	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	89.92	0	0	G+Q	8.04	8.04	2.2	28.3	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	46.21	0	0	G+Q	8.04	8.04	0.4	5.4	cv

Tableau V.15.Vérification des armatures à ELS des poteaux

V.3.2.Détermination des armatures transversales :

Selon le CBA93

$$\begin{cases} S_t \le Min(0{,}9d;40cm) \\ \varphi_t \le Min\left(\frac{h}{35};\frac{b}{10};\varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \ge Max\left(\frac{\tau_u}{2};0{,}4MPa\right) \end{cases}$$

Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄ :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e} \quad \Rightarrow \quad St = \frac{h.fe.At}{\rho.Vu}$$

- At= nt.at

- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λg l'élancement géométrique du poteau
- λg= lf/a

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

$S_t \leq 10cm$……...Zone nodale (zone III).

$$S_t \leq Min\left(\frac{b}{2};\frac{h}{2};10\phi_l\right)$$……..Zone courante (zone III).

- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (St*b) en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% \text{ si } \lambda g \geq 5 \\ 0.8\% \text{ si } \lambda g \leq 3 \end{cases}$$

Section	At(cm²)	λg	ρ	St cal RPA (cm)	Zone	St RPA	St CBA	St finale Choix	Choix
40x40	**2.01**	**5.01**	**2.5**	**16.73**	cour	**16**	**33.3**	**15**	4Ø8
					nod	**10**	**33.3**	**10**	4Ø8
45x45	**2.01**	**4.48**	**3.75**	**20.81**	cour	**16**	**37.8**	**15**	4Ø8
					nod	**10**	**37.8**	**10**	4Ø8

Tableau V.16.Les armatures transversales et leurs espacements

Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale [1] ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄:

Section	Zone	At/ (St*b) %	At/ (St*b)≥ 0.3 %
40x40	cour	**0.33**	**C.V**
	nod	**0.50**	**C.V**
45x45	cour	**0.46**	**C.V**
	nod	**0.69**	**C.V**

Tableau V.17.Vérification de la quantité d'armatures transversales

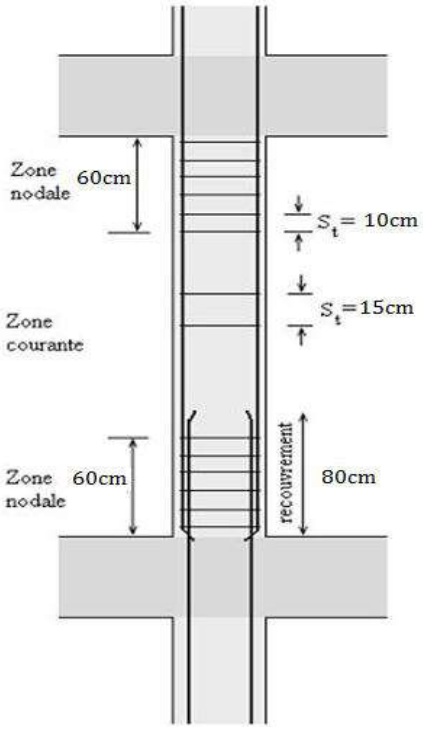


Figure V.5.Disposition des armatures dans les poteaux

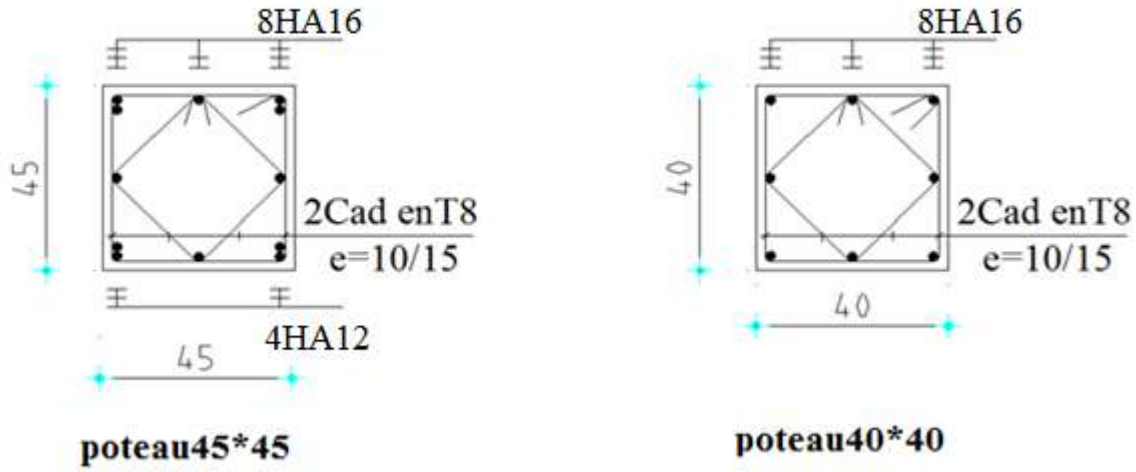


Figure V.6.Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire

V.4.Ferraillage des voiles :

V.4.1.Introduction :

Dans notre projet, on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, dont le ut est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

A. Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 Version 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$G + Q \pm E$ *et* $0.8G \pm E$

A.1.Prescriptions imposées par RPA99 Version2003 :

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile devra être pris en totalité par les armatures. Leurs pourcentages minimaux valent 0,2% de la section horizontal de béton tendue.

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus égale à 15 cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).

A.2.Aciers horizontaux : [1] ►► [Art 7.7.4.2] ◄◄

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales.

- Règles communes : [1] ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄

a) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%

- En zone courante 0,10%

b) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$S \leq 30cm$

$S \leq 1,5.e$

Avec : e : épaisseur du voile

c) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mettre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

d) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de la l'épaisseur du voile.

e) Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

A.3.Armatures transversales : CBA93

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carrée.

B. Calcul du ferraillage vertical :

Dans le calcul de ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes. Le calcul du ferraillage des voiles se fait pour l'épaisseur **e = 20 cm**

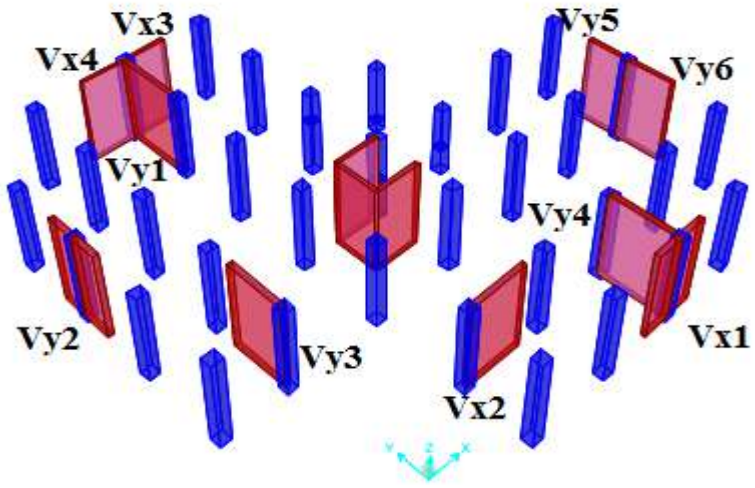


Figure V.7.Disposition des voiles

- **Méthode de calcul :**

Dans ce chapitre nous supposerons que les sollicitations de calcul, et nous étudierons comment les armateurs peuvent être déterminées à partir de la méthode du NAVIER : Les éléments de réduction des forces directement appliquées aux voiles sont constituées à un niveau donnée par :

N : l'effort normal.

M : moment de flexion.

T : l'effort tranchant.

Les contraintes sont données par les formules classiques. Soit :

Ω:La section horizontale du voile.

e : son épaisseur.

$\frac{I}{v}$; $\frac{I}{v'}$: Les modules de résistance de cette section.

Les contraintes normales sur les fibres extrêmes sont :

$$\begin{cases} \sigma = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma' = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v'}{I} \end{cases}$$

1- Section entièrement tendue (SET): σ1 et σ2 < 0

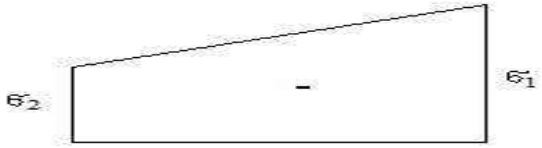


Figure V.8.Section entièrement tendue

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} \Rightarrow F = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right] e.l$$

2- Section entièrement comprimée (SEC): σ1 et σ2 >0

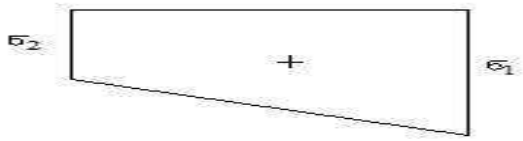


Figure V.9.Section entièrement comprimée

$$A_{s\,min} = 0.15\% \times e \times L$$

3- Section partiellement comprimée (ou partiellement tendue) :

σ1 et σ2 de signes opposées.

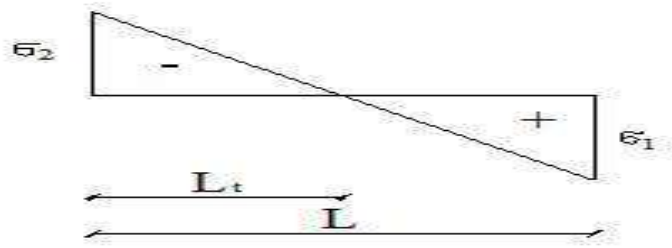


Figure V.10.Section partiellement comprimée

$$L_t = \left[\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}\right] \times L \Rightarrow F = \frac{\sigma_2 \times L_t \times e}{2} \Rightarrow A_S = \frac{F}{\sigma_S}$$

	Niveau	voile	N (KN)	M (KN.m)	sit	type	A_{cal} cm²	A_{min}^{RPA} cm²	Sv cm²	choix
x	s.sol	V	1777.99	3199.97	ACC	SPT	14.3	7.5	20	2*(15HA12) **=16.96cm²**
	RDC	V1	791.45	358.93	ACC	SPT	5.6	3.6	20	2*(6HA12) **=6.79cm²**
		V2	1778.83	2042.31	ACC	SPT	10.8	7.5	20	2*(15HA12) **=16.96cm²**
		V3	1793.33	1068.19	ACC	SPT	7.8	5.25	20	2*(10HA12) **=11.33cm²**
		V4	1611.39	886.89	ACC	SPT	8.6	5.85	20	2*(11HA12) **=12.44cm²**
	1ere	V1	589.23	349.03	ACC	SPT	5.6	3.6	20	2*(6HA12) **=6.79cm²**
		V2	1526.01	1544.7	ACC	SPT	10.8	7.5	20	2*(15HA12) **=16.96cm²**
		V3	1222.62	826.89	ACC	SPT	7.8	5.25	20	2*(10HA12) **=11.33cm²**
		V4	1118.22	725.56	ACC	SPT	8.6	5.85	20	2*(11HA12) **=12.44cm²**
	2eme'	V1	446.8	294.42	ACC	SPT	5.6	3.6	20	2*(6HA12) **=6.79cm²**
		V2	1274.98	1146.87	ACC	SPT	10.8	7.5	20	2*(15HA12) **=16.96cm²**
		V3	836.9	644.16	ACC	SPT	7.8	5.25	20	2*(10HA12) **=11.33cm²**
		V4	765.93	586.88	ACC	SPT	8.6	5.85	20	2*(11HA12) **=12.44cm²**
	3eme	V1	413.2	244.15	ACC	SPT	5.8	3.75	20	2*(6HA12) **=6.79cm²**
		V2	1063.26	840.72	ACC	SPT	11	7.65	20	2*(14HA12) **=15.83cm²**
		V3	643.72	490.74	ACC	SPT	8	5.40	20	2*(10HA12) **=11.33cm²**
		V4	567.09	464.17	ACC	SPT	8.8	6	20	2*(11HA12) **=12.44cm²**
	4eme	V1	381.85	188.04	ACC	SPT	5.8	3.75	20	2*(6HA12) **=6.79cm²**
		V2	774.598	529.14	ACC	SPT	11	7.65	20	2*(15HA12) **=16.96cm²**
		V3	570.57	358.9	ACC	SPT	8	5.40	20	2*(10HA12) **=11.33cm²**
		V4	483.71	343.01	ACC	SPT	8.8	6	20	2*(11HA12) **=12.44cm²**

	5eme	V1	316.04	134.6	ACC	SPT	5.8	3.75	20	2*(6HA12) **=6.79cm²**
		V2	527.63	321.55	ACC	SPT	11	7.65	20	2*(15HA12) **=16.96cm²**
		V3	481.74	237.9	ACC	SPT	8	5.40	20	2*(10HA12**)** **=11.33cm²**
		V4	412.18	229.25	ACC	SPT	8.8	6	20	2*(11HA12**)** **=12.44cm²**
	6eme	V1	173.99	102.16	ACC	SPT	5.8	3.75	20	2*(6HA12) **=6.79cm²**
		V2	239.79	190.78	ACC	SPT	11	7.65	20	2*(15HA12) **=16.96cm²**
		V3	255.32	142.74	ACC	SPT	8	5.40	20	2*(10HA12**)** **=11.33cm²**
		V4	225.05	140.11	ACC	SPT	8.8	6	20	2*(12HA12**)** **=12.44cm²**

Tableau V.18.Les armatures verticales des voiles suivant x

	niveau	**voile**	**N (KN)**	**M (KN.M)**	**T (KN)**	**ACC**	**type**	A_{cal} cm^2	A_{min}^{RPA} cm^2	**Sv** cm^2	**choix**
(y)	s.sol	V1	2624	3722	842.72	ACC	SPT	13.2	9.3	20	2*(16HA12) **=18.1cm²**
		V2	1722	2254.2	551.91	ACC	SPT	10.8	7.5	20	2*(15HA12**)** **=16.96cm²**
		V3	2016	2628.3	679.04	ACC	SPT	11.6	8.1	20	2*(13HA12) **=14.7cm²**
	RDC	V1	2024	2758.6	893.67	ACC	SPT	13.2	9.3	20	2*(16HA12) **=18.1cm²**
		V2	683	233.8	11.23	ACC	SPT	5.6	3.6	20	2*(6HA12) **=6.79cm²**
		V3	1680	1390.5	528.97	ACC	SPT	10.8	7.5	20	2*(15HA12**)** **=16.96cm²**
		V4	1570	1767.7	715.67	ACC	SPT	11.6	8.1	20	2*(13HA12) **=14.7cm²**
		V5	1315	603.09	255.92	ACC	SPT	7.8	5.25	20	2*(10HA12**)** **=11.31cm²**
		V6	1442	731.91	281.65	ACC	SPT	8.6	5.85	20	2*(11HA12**)** **=12.44cm²**
	1ere	V1	1523	2155.5	734.72	ACC	SPT	13.2	9.3	20	2*(16HA12) **=18.1cm²**
		V2	556.3	270.01	140.36	ACC	SPT	5.6	3.6	20	2*(6HA12) **=6.79cm²**
		V3	1440	1122.1	507.33	ACC	SPT	10.8	7.5	20	2*(15HA12**)** **=16.96cm²**
		V4	1215	1324.8	628.17	ACC	SPT	11.6	8.1	20	2*(13HA12) **=14.7cm²**
		V5	983.8	550.6	264.6	AC	SP	7.8	5.25	20	2*(10HA12**)**

				5	5	C	T				**=11.31cm²**
		V6	1077	624.21	279.14	ACC	SPT	8.6	5.85	20	2*(11HA12**)** **=12.44cm²**
	2eme	V1	1110	1664.2	696.08	ACC	SPT	13.2	9.3	20	2*(16HA12) **=18.1cm²**
		V2	418.5	253.64	133.82	ACC	SPT	5.6	3.6	20	2*(6HA12) **=6.79cm²**
		V3	1210	881.64	479.08	ACC	SPT	10.8	7.5	20	2*(15HA12**)** **=16.96cm²**
		V4	917.6	982.74	565.54	ACC	SPT	11.6	8.1	20	2*(13HA12) **=14.7cm²**
		V5	701	468.59	257.63	ACC	SPT	7.8	5.25	20	2*(10HA12**)** **=11.31cm²**
		V6	767.4	524.95	263.38	ACC	SPT	8.6	5.85	20	2*(11HA12**)** **=12.44cm²**
	3eme	V1	844	1252.2	463.25	ACC	SPT	13.4	9.45	20	2*(16HA12) **=18.1cm²**
		V2	348.9	238.18	127.79	ACC	SPT	5.8	3.75	20	2*(6HA12) **=6.79cm²**
		V3	1024	663.33	425.21	ACC	SPT	11	7.65	20	2*(15HA12**)** **=16.96cm²**
		V4	736.7	700.58	476.84	ACC	SPT	11.8	8.25	20	2*(13HA12) **=14.7cm²**
		V5	485.5	390.82	240.92	ACC	SPT	8	5.4	20	2*(10HA12**)** **=11.31cm²**
		V6	526.2	232.27	224.53	ACC	SPT	8.8	6.00	20	2*(11HA12**)** **=12.44cm²**
	4eme	V1	580.6	865.38	308.4	ACC	SPT	13.4	9.45	20	2*(16HA12) **=21.49cm²**
		V2	290.3	212.04	317.56	ACC	SPT	5.8	3.75	20	2*(6HA12) **=6.79cm²**
		V3	768.9	457.26	358.27	ACC	SPT	11	7.65	20	2*(15HA12**)** **=16.96cm²**
		V4	547.1	409.51	393.7	ACC	SPT	11.8	8.25	20	2*(13HA12) **=14.7cm²**
		V5	320.6	316.21	221.27	ACC	SPT	8	5.4	20	2*(10HA12**)** **=11.31cm²**
		V6	388.3	336.07	215.9	ACC	SPT	8.8	6.00	20	2*(11HA12**)** **=12.44cm²**
	5eme	V1	421.2	532.91	124.5	ACC	SPT	13.4	9.45	20	2*(16HA12) **=18.1cm²**
		V2	229.8	178.81	98.76	ACC	SPT	5.8	3.75	20	2*(6HA12) **=6.79cm²**
		V3	507.1	257.23	272.82	ACC	SPT	11	7.65	20	2*(15HA12**)** **=16.96cm²**
		V4	405	152.23	284.1	ACC	SPT	11.8	8.25	20	2*(13HA12) **=14.7cm²**
		V5	246.3	227.32	170.56	ACC	SPT	8	5.4	20	2*(10HA12**)** **=11.31cm²**
		V6	252.2	236.1	168.89	ACC	SPT	8.8	6	20	2*(11HA12**)** **=12.44cm²**

	6eme	V1	247.6	387.91	57.3	ACC	SPT	13.4	9.45	20	2*(16HA12) **=18.1cm²**
		V2	158.7	178.56	83.72	ACC	SPT	5.8	3.75	20	2*(6HA12) **=6.79cm²**
		V3	217	116.71	179.01	ACC	SPT	11	7.65	20	2*(15HA12**)** **=16.96cm²**
		V4	230	-4.3	203.89	ACC	SPT	11.8	8.25	20	2*(13HA12) **=14.7cm²**
		V5	154.7	170.75	136.92	ACC	SPT	8	5.4	20	2*(10HA12**)** **=11.33cm²**
		V6	160.1	172.83	122.44	ACC	SPT	8.8	6	20	2*(11HA12**)** **=12.44cm²**

Tableau V.19.Les armatures verticales des voiles suivant y

Ferraillage de la cage machine :

S (cm²)	**N (KN)**	**M (KN.m)**	**T (KN)**	**sit**	**type**	**Acal (cm²)**	A_{min}^{RPA} cm^2	**Sv (cm²)**	**choix**
3600	1452.88	1815.49	570.28	ACC	SPT	14.5	7.2	12	2*(15HA12) =16.96cm²

Tableau V.20.Les armatures verticales des voiles de la cage machine.

C. Vérification à E.L.S :

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$

  et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

	niveau	**voile**	**S (cm²)**	**N (KN)**	**M (KN.m)**	**SIT**	**Aadobt (cm²)**	**σ_b (Mpa)**	**σ_s (Mp)**	**ver**
(x)	s.sol	V1	5000	1399.83	-59.78	G+Q	16.96	2.8	41.7	cv
	RDC	V1	2400	416.75	-23.45	G+Q	6.79	2	29.2	cv
		V2	5000	1230.83	-62.46	G+Q	16.96	2.5	37.2	cv
		V3	3500	521.82	5.26	G+Q	11.33	1.4	20.8	cv

		V4	3900	583.36	-8.50	G+Q	12.44	1.4	21.3	cv
	1ere	V1	2400	364.85	-28.94	G+Q	6.79	1.9	27.6	cv
		V2	5000	1062.12	-46.48	G+Q	16.96	2.1	31.7	cv
		V3	3500	453.77	3.34	G+Q	11.33	1.2	17.9	cv
		V4	3900	508.59	3.39	G+Q	12.44	1.2	18	cv
	2eme	V1	2400	308.45	-34.17	G+Q	6.79	1.7	25.6	cv
		V2	5000	897.53	-39.20	G+Q	16.96	1.8	26.8	cv
		V3	3500	382.61	3.61	G+Q	11.33	1	15.2	cv
		V4	3900	429.41	4.04	G+Q	12.44	1	15.3	cv
	3eme	V1	2500	258.28	38.92	G+Q	6.79	1.6	23.9	cv
		V2	5100	766.14	17.53	G+Q	16.96	1.4	21.6	cv
		V3	3600	316.20	4.39	G+Q	11.33	0.8	12.4	cv
		V4	4000	352.95	4.49	G+Q	12.44	0.8	12.7	cv
	4eme	V1	2500	195.38	-43.01	G+Q	6.79	1.4	20.1	cv
		V2	5100	583.43	-35.45	G+Q	16.96	1.2	17.6	cv
		V3	3600	238.77	4.93	G+Q	11.33	0.6	9.5	cv
		V4	4000	265.16	8.46	G+Q	12.44	0.7	9.7	cv
	5eme	V1	2500	125.93	-42.38	G+Q	6.79	1.1	16.2	cv
		V2	5100	392.20	-20.39	G+Q	16.96	0.8	11.6	cv
		V3	3600	154.70	5.14	G+Q	11.33	0.2	3.1	cv
		V4	4000	171.31	10.70	G+Q	12.44	0.5	6.7	cv
	6eme	V1	2500	67	-64.41	G+Q	6.79	1.2	17.8	cv
		V2	5100	188.31	-32.93	G+Q	16.96	0.5	6.8	cv
		V3	3600	67.64	5.56	G+Q	11.33	0.2	3.1	cv
		V4	4000	74.67	6.1 0	G+Q	12.44	0.2	3.1	cv

Tableau V.21.Vérification des armatures a ELS des voiles suivant x

	niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	SIT	A adopté(cm^2)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mp)	ver
(y)	**s.sol**	V1	6200	1141.53	25.62	G+Q	18.10	1.7	25.9	cv
		V2	5000	1477.48	-6.06	G+Q	16.96	2.7	40.8	cv
		V3	5400	1145.58	-16.28	G+Q	14.70	2.0	29.9	cv
	RDC	V1	6200	979.32	83.96	G+Q	18.1	1.6	24.4	cv
		V2	2400	439.67	5.91	G+Q	6.79	1.8	26.4	cv
		V3	5000	1310.81	9.31	G+Q	16.96	2.4	36.4	cv
		V4	5400	994.74	-54.24	G+Q	14.7	1.9	27.8	cv
		V5	3500	456.5	-11.85	G+Q	11.31	1.3	19.08	cv
		V6	3900	474.48	-13.40	G+Q	12.44	1.2	17.7	cv
	1ere	V1	6200	838.63	115.45	G+Q	18.1	1.5	22.5	cv
		V2	2400	380.36	11.16	G+Q	6.79	1.6	24.3	cv
		V3	5000	1134.98	11.23	G+Q	16.96	2.1	31.7	cv
		V4	5400	857.48	-71.82	G+Q	14.7	1.7	25.2	cv
		V5	3500	397.05	-12.69	G+Q	11.31	1.1	16.8	cv
		V6	3900	412.22	-14.77	G+Q	12.44	1.0	15.7	cv
	2eme	V1	6200	698.28	135.45	G+Q	18.1	1.3	20.1	cv
		V2	2400	321.00	18.01	G+Q	6.79	1.5	22.5	cv
		V3	5000	961.37	-20.78	G+Q	16.96	1.8	27.5	cv
		V4	5400	716.31	-78.86	G+Q	14.7	1.5	21.9	cv
		V5	3500	334.63	-14.80	G+Q	11.31	1.0	14.6	cv
		V6	3900	348.55	-17.19	G+Q	12.44	0.9	13.7	cv
	3eme	V1	6300	598.70	144.82	G+Q	18.1	1.2	179	cv
		V2	2500	275.29	22.20	G+Q	6.79	1.4	20.9	cv
		V3	5100	618.26	-82.88	G+Q	16.96	1.4	21.1	cv
		V4	5500	618.26	-82.88	G+Q	14.7	1.3	19.2	cv
		V5	3600	280.66	-16.48	G+Q	11.31	0.8	12.3	cv
		V6	4000	292.49	-19.10	G+Q	12.44	0.8	11.6	cv
	4eme	V1	6300	451.15	164.85	G+Q	18.1	0.9	13.0	cv
		V2	2500	209.32	22.12	G+Q	6.79	1.1	16.3	cv
		V3	5100	623.34	-29.23	G+Q	16.96	1.2	18.3	cv
		V4	5500	463.96	-100.3	G+Q	14.7	1.1	16.2	cv

		V5	3600	212.73	-18.24	G+Q	11.31	0.7	9.9	cv
		V6	4000	221.17	-21.12	G+Q	12.44	0.6	9.3	cv
	5eme	V1	6300	308.73	182.71	G+Q	18.1	0.9	13.0	cv
		V2	2500	139.32	23.73	G+Q	6.79	0.9	12.8	cv
		V3	5100	417.17	-38.45	G+Q	16.96	0.9	13.3	cv
		V4	5500	314.27	-111.2	G+Q	14.7	0.9	13.0	cv
		V5	3600	140.99	-19	G+Q	11.31	0.5	7.3	cv
		V6	4000	147.05	-21.98	G+Q	12.44	0.6	9.3	cv
	6eme	V1	6300	166.80	207.85	G+Q	18.1	0.7	10.8	cv
		V2	2500	73.60	34.50	G+Q	6.79	0.8	11.6	cv
		V3	5100	186.40	-47.35	G+Q	16.96	0.5	7.5	cv
		V4	5500	157.43	-134.2	G+Q	14.7	0.7	10.1	cv
		V5	3600	67.65	-22.96	G+Q	11.31	0.3	5.0	cv
		V6	4000	72.55	-26.45	G+Q	12.44	0.3	4.7	cv

Tableau V.22.Vérification des armatures a ELS des voiles suivant y

voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	SIT	A adopté(cm^2)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mp)	ver
SS	3600	1010.74	47.61	G+Q	16.96	2.8	41.5	cv
RDC	3600	900.49	-21.84	G+Q	16.96	2.3	35	cv

Tableau V.23.Vérification des armatures à ELS des voiles de la cage machine

D. Armatures transversales :

Les armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Øt ≤Øv.

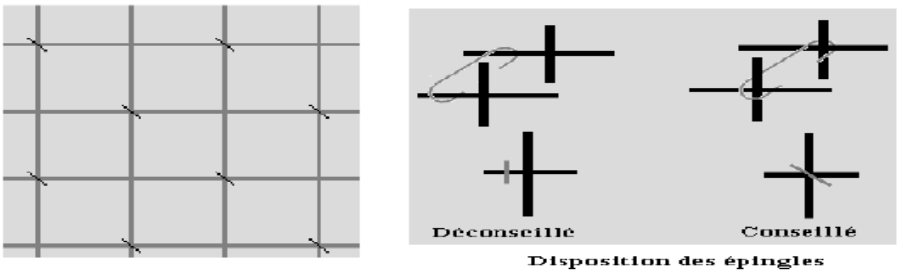


Figure V.11.Les armatures transversales et les épingles

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=48cm

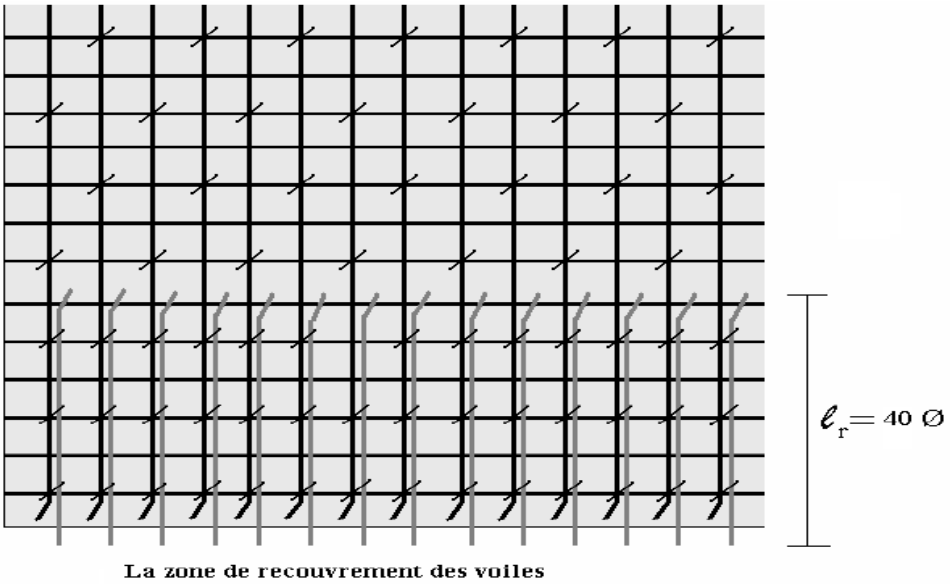


Figure V.12.La zone de recouvrement des voiles

- **Calcul des armatures horizontales :**

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Comme At est connue, alors : At=2.at=2.πϕt²/4=1.00cm², ϕt =8 mm.

L'espacement St des aciers horizontaux :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- K=1+3(σcm/ fcj) en flexion composée avec compression.

- K=1-10(σtm/ fcj) en flexion composée avec traction.
- σcm=Nc/B, σtm=Nt/B (Nc: effort normal de compression, N: effort normal de traction

B=L*a : section totale du béton et Fcj : contrainte de traction du béton.)

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} St \leq Min\ [0.9d, 40cm\ [2] \\ St \leq min\ (1{,}5a, 30cm)\ [1] \text{ ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄} \end{cases}$

- **Vérification des voiles à l'effort tranchant : [1] ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1.4\,T}{b_0 d}$

Avec : T : l'effort tranchant à la ase du voile.

b_0 : Épaisseur de voile.

d : hauteur utile d=0.9h

h : hauteur totale de la section brute.

La contrainte limite est : $\overline{\tau_u}$=0.2 fc_{28}=5 MPA, Il faut vérifier la condition suivante : $\tau u \leq \overline{\tau_u}$

	niveau	voile	e (cm)	h (cm)	T (KN)	τu (MPa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$	Φh (mm)	Sh (cm)	RPA (cm²)	choix
x	**s.sol**	V	20	410	804.33	1.53	CV	10	20	12.3	**2*(20HA10)**
	RDC	V1	20	288	210.38	0.57	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V2	20	288	861.32	2.33	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V3	20	288	472.25	1.28	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V4	20	288	425.05	1.15	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
	1ere	V1	20	288	195.14	0.53	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V2	20	288	759.73	2.05	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V3	20	288	420.25	1.13	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V4	20	288	393.37	1.06	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
	2eme	V1	20	288	192.5	0.52	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V2	20	288	666.76	1.80	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V3	20	288	374.91	1.01	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V4	20	288	356.93	0.96	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
	3eme	V1	20	288	171.52	0.46	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V2	20	288	554.22	1.50	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**

		V3	20	288	325.79	0.88	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V4	20	288	311.97	0.84	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
	4eme	V1	20	288	141.48	0.38	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V2	20	288	423.51	1.14	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V3	20	288	268.04	0.72	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V4	20	288	253.82	0.69	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
	5eme	V1	20	288	110.05	0.30	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V2	20	288	290.53	0.78	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V3	20	288	197.4	0.53	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V4	20	288	186.79	0.50	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
	6eme	V1	20	288	85.88	0.23	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V2	20	288	135.59	0.37	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V3	20	288	112.92	0.30	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V4	20	288	104.24	0.28	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**

Tableau V.24.Vérification des armatures a ELS des voiles suivant x

	niveau	voile	e(cm)	h(cm)	T	τu(MPa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$	ϕh(mm)	Sh(cm)	RPA	Choix
(y)	s.sol	V1	20	410	842.72	1.60	CV	10	20	12.3	**2*(20HA10)**
		V2	20	410	551.91	1.05	CV	10	20	12.3	**2*(20HA10)**
		V3	20	410	679.04	1.29	CV	10	20	12.3	**2*(20HA10)**
	RDC	V1	20	288	893.67	2.41	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V2	20	288	11.23	0.03	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V3	20	288	528.97	1.43	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V4	20	288	715.67	1.93	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V5	20	288	255.92	0.69	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V6	20	288	281.65	0.76	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
	1ere	V1	20	288	734.72	1.98	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V2	20	288	140.36	0.38	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V3	20	288	507.33	1.37	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V4	20	288	628.17	1.70	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V5	20	288	264.65	0.71	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V6	20	288	279.14	0.75	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**

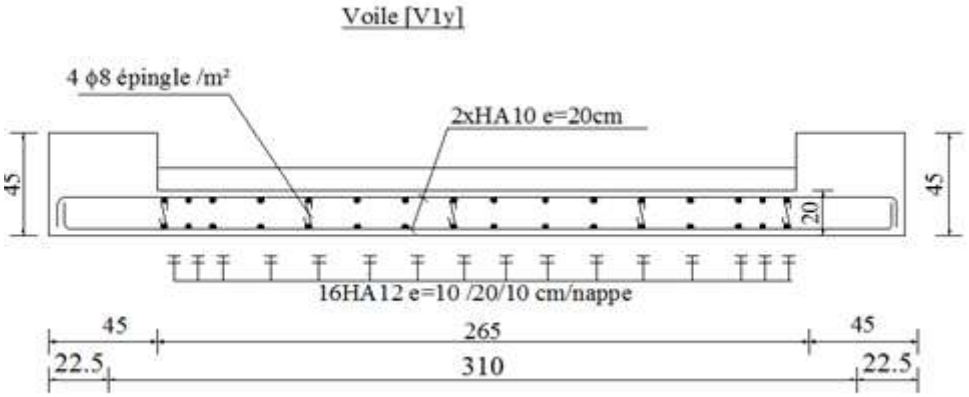
	2eme	V1	20	288	696.08	1.88	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V2	20	288	133.82	0.36	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V3	20	288	479.08	1.29	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V4	20	288	565.54	1.53	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V5	20	288	257.63	0.70	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V6	20	288	263.38	0.71	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
	3eme	V1	20	288	463.25	1.25	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V2	20	288	127.79	0.35	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V3	20	288	425.21	1.15	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V4	20	288	476.84	1.29	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V5	20	288	240.92	0.65	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V6	20	288	224.53	0.61	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
	4eme	V1	20	288	308.4	0.83	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V2	20	288	317.56	0.86	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V3	20	288	358.27	0.97	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V4	20	288	393.7	1.06	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V5	20	288	221.27	0.60	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V6	20	288	215.9	0.58	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
	5eme	V1	20	288	124.5	0.34	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V2	20	288	98.76	0.27	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V3	20	288	272.82	0.74	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V4	20	288	284.1	0.77	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V5	20	288	170.56	0.46	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V6	20	288	168.89	0.46	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
	6eme	V1	20	288	57.3	0.15	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V2	20	288	83.72	0.23	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V3	20	288	179.01	0.48	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V4	20	288	203.89	0.55	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V5	20	288	136.92	0.37	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**
		V6	20	288	122.44	0.33	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**

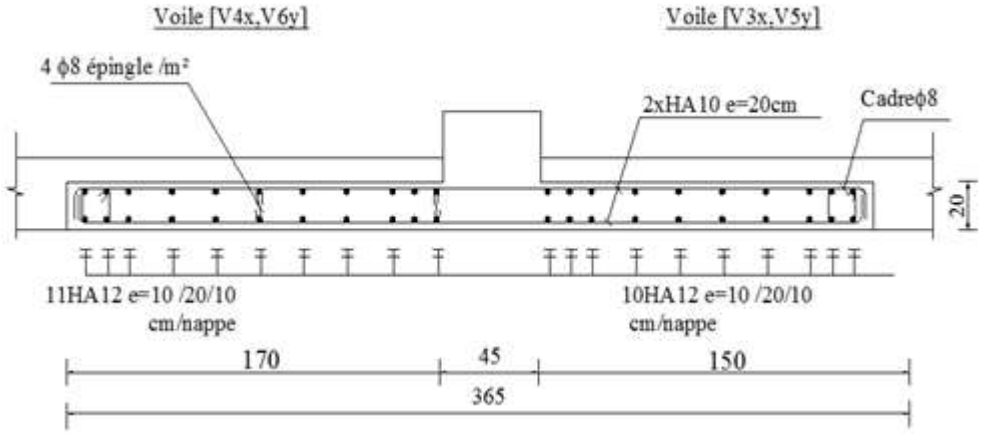
Tableau V.25.Vérification des armatures a ELS des voiles suivant y

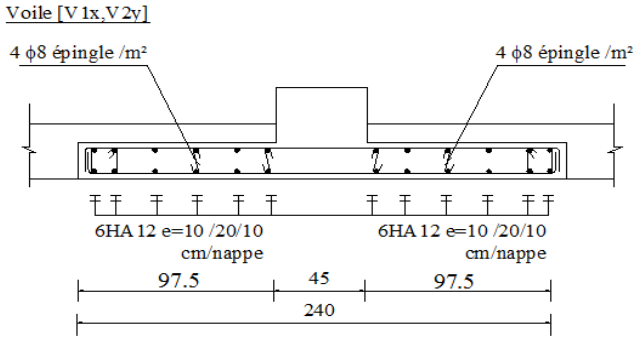
voile	e(cm)	H(cm)	T	τu(MPa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$	ϕh(mm)	Sh(cm)	RPA	Choix
SS	20	410	570.28	1.08	CV	10	20	12.3	**2*(20HA10)**
RDC	20	288	550.73	1.49	CV	10	20	8.64	**2*(13HA10)**

Tableau V.26.Vérification des armatures a ELS des de la cage machine

- **Disposition des armatures des voiles :**







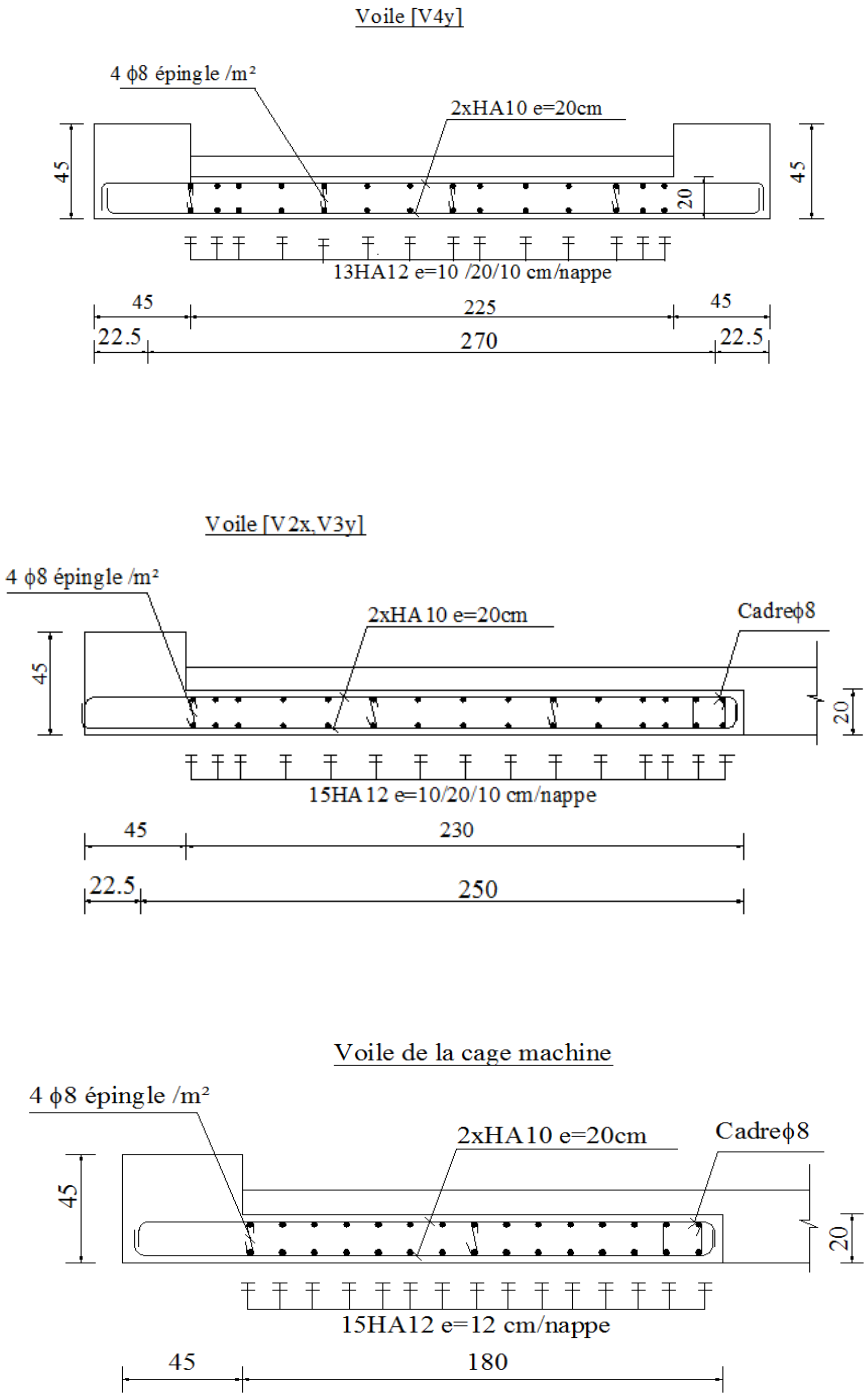


Figure V.13.Disposition des armatures dans les voiles (voile 20cm)

VI.1. Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au dessous du niveau de base (contacte avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VI.1.1. Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

b. Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

Donc le choix de type de fondation dépend de plusieurs critères suivants :

Les charges et surcharges transmises par la structure.

La capacité portante du sol.

La distance entre les axes des poteaux.

c. Choix du Type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation ;
- La distance entre axes des poteaux ;

VI.1.2. Etude préliminaire du choix de type de semelle

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **1.50bar** pour une profondeur de **2.0m** par rapport au niveau fini du terrain d'assise après les travaux de terrassement effectués, selon le rapport de sol.

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et on opte pour le choix qui vérifie.

VI.2. Calcul des fondations :

VI. 2.1. Calcul des semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal Ns_{max} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation ($A \times B$).

N : Effort normal appliqué sur la fondation (ELS).

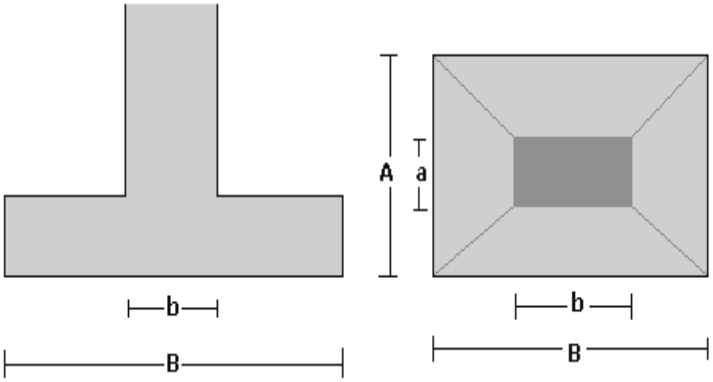


Figure VI.1.représentation des semelles isolées sous poteaux carrés

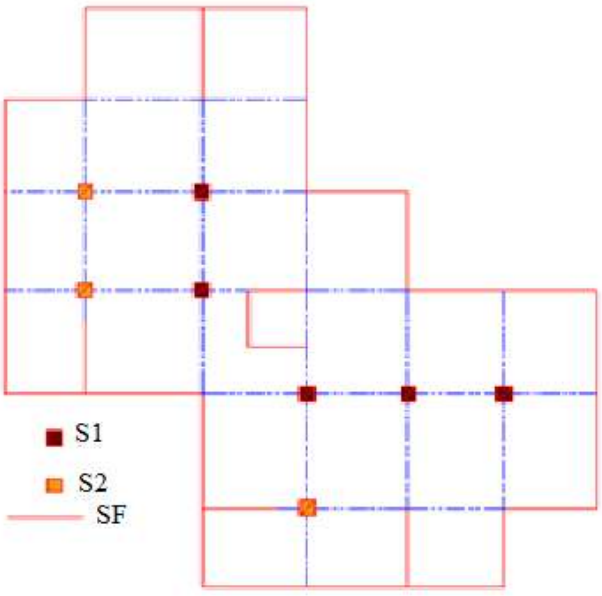


Figure VI.2. Disposition des semelles isolées

N (kn)	б sol (bar)	B (m) calculer	B(m) choisi	A(m) choisi	d (cm)	h (cm)	h (cm) choisi
936.69	1.5	2.50	3.00	3.00	63.75	67.35	55
552.11	1.5	1.92	2.30	2.30	57.5	61.1	55

Tableau VI.1. Le pré dimensionnement des semelles isolées

Conclusion:

D'après les résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

Donc :

Le schéma suivant montre la disposition initiale des semelles :

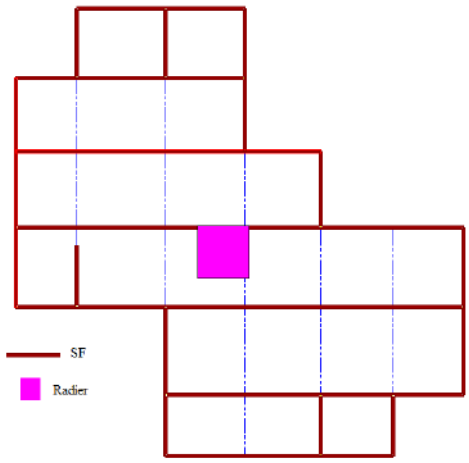


Figure VI.3.Représentation initiale des semelles

VI.2.2. Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles ;
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton ;
- Bon enrobage des armatures ;
- Non poinçonnement ;

a. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L} \; ; M = \frac{\sum M}{L}$$

Avec :

- ∑N : est la somme des efforts normaux.
- ∑M : est la somme des moments.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

∑ N (KN)	L max (m)	hp (m)	d (m)	L (m)	B (m)
1858.37	3.9	-	0.7	7.4	1.50
878.21	3.9	0.80	0.7	10.1	1.00
880.73	3.9	0.80	0.7	13.45	0.70
3142.99	3.9	0.80	0.7	19.75	1.35
2033.13	3.5	0.80	0.7	19.75	0.87
1762.55	3.5	0.80	0.7	13.15	1.10
2536.37	3.5	-	0.7	10.05	1.76
952.17	2.7	-	0.7	2.7	1.65
970.80	3.1	-	0.7	3.1	1.54
909.65	2.5	-	0.7	2.5	1.65
2656.63	3.50	-	0.7	10.05	1.65
1702.04	3.10	-	0.7	3.10	2.55
2532.54	3.90	-	0.7	6.60	2.15
3814.36	3.35	-	0.7	6.60	3.20
1923.99	3.35	-	0.7	3.35	2.70
821.59	2.70	-	0.7	2.70	1.35
1968.65	3.90	-	0.7	7.40	1.50

Tableau VI.2.dimensionnement des semelles filantes SF à l'ELS

Conclusion:

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes dans les deux directions (semelles filantes croisées), et le schéma suivant montre la disposition des semelles :

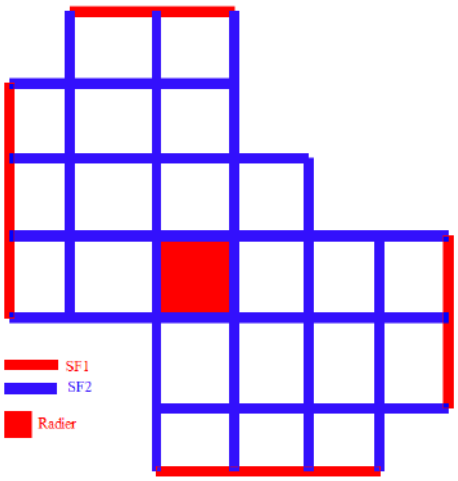


Figure VI.4.Représentation initiale des semelles filantes

Les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

	∑ N(KN)	L max (m)	hp (m)	L+d(m)	B (m)	d (m)	h (m)
X	1858.36	3.9	-	8.8	1.4	0.25	0.30
	878.20	3.9	0.80	11.5	1.2	0.25	0.30
	1712.95	3.9	0.80	14.85	1.2	0.25	0.30
	3620.46	3.9	0.80	21.15	1.2	0.25	0.30
	3282.89	3.5	0.80	21.15	1.2	0.25	0.30
	2027.21	3.5	0.80	14.55	1.2	0.25	0.30
	2163.03	3.5	-	11.45	1.4	0.25	0.30
Y	2328.8	3.5	-	11.45	1.4	0.25	0.30
	2363.51	3.5	0.80	14.55	1.2	0.25	0.30
	3171.68	3.5	0.80	21.15	1.2	0.25	0.30
	2529.41	3.9	0.80	21.15	1.2	0.25	0.30
	2531.41	3.9	0.80	14.85	1.2	0.25	0.30
	1278.6	3.9	0.80	11.5	1.2	0.25	0.30
	1760.53	3.9	-	8.8	1.4	0.25	0.30

Tableau VI.3.dimensionnement des semelles filantes SF1 et SF2 à l'ELS

	poids de remblai (KN)	Poids amorce poteau(KN)	Poids d'amorce voile(KN)	poids de semelle (KN)	surface semelle (KN)	σ [MPa]	σ ≤ σ sol=0.15 [MPa]
X	324.39	21.26	51.80	9240.00	12.32	0.001	cv
	388.26	28.35	18.90	10350.00	13.80	0.001	cv
	502.89	35.44	23.45	13365.00	17.82	0.001	cv
	700.08	49.61	56.70	19035.00	25.38	0.001	cv
	707.64	49.61	46.20	19035.00	25.38	0.001	cv
	480.54	35.44	39.20	13095.00	17.46	0.001	cv
	419.45	28.35	70.35	12022.50	16.03	0.001	cv
Y	419.45	28.35	70.35	12022.50	16.03	0.001	cv
	480.54	35.44	39.20	13095.00	17.46	0.001	cv
	692.02	49.61	67.90	19035.00	25.38	0.001	cv
	709.16	49.61	44.10	19035.00	25.38	0.001	cv
	487.27	35.44	45.15	13365.00	17.82	0.001	cv
	386.24	28.35	21.70	10350.00	13.80	0.001	cv
	324.39	21.26	51.80	9240.00	12.32	0.001	cv

Tableau VI.4. Vérification des contraintes

Conclusion:

D'après ces résultats, on remarque que les contraintes sont vérifiées donc on adopte les dimensions précédentes des semelles.

b. Ferraillage :

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 suit le maximum des deux résultats.

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions avec ses espacements sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

Armatures principales :

$$A = \frac{N\,(B - b)}{8\,.\,d\,.\,\sigma s} \qquad \& \qquad Esp = \frac{100}{n}$$

Avec :

n: étant le nombre de barres

Armatures de répartition :

$$Arép = \frac{A(cm^2) \,.\, B(m)}{4} \qquad ; \qquad Esp = \frac{B - 2e - \phi}{(n\text{ -}1)}$$

Avec :

[σs]= 348MPa à l'ELU : en situation durable.

[σs] = 202MPa à l'ELS.

	Nu(kN/ml)	Nser(kN/ml)	d (cm)	Au(cm²)	Aser (cm²)	A finale (cm²)	Esp(cm)
SF1	288.38	211.11	27	3.64	4.60	6HA12=6.79	15
SF2	250.01	171.18	27	2.49	2.94	5HA12=5.65	20

Tableau VI.5.Armatures principales des semelles filantes

	A répartition (cm²)	Esp (cm)
SF1	6T10=4.71	20
SF2	4T10=3.14	30

Tableau VI.6.Armatures de répartition des semelles filantes

✓ **Vérification des longueurs de scellement :**

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset \,.\, fe}{4 \,.\, \tau s} = \frac{1.2 \,.\, 400}{4 \,.\, 2.8} = 42.85 \text{ cm}$$

	B(m)	B/4(cm)	Ls(cm)	Ls≥ A/4
SF1	1.4	35	42.85	C. V
SF2	1.2	30	42.85	C. V

Tableau VI.7. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes

VI.2.3. Calcul La poutre de libage

a. Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre tout les charges verticales et les moments de flexions. Elle aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminer par la théorie de poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivant à vérifier, pour assurai une répartition uniforme de la contrainte du sol.

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \qquad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton (E = 10818.87MPa) ;

L : La plus grande travée dans la fille (L = 3.9 m) ;

K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3) ;

I : Moment d'inertie de la semelle, $I = \frac{b.h_p{}^3}{12} = 0.01$ m^4 ;

hp : la hauteur de la poutre de libage) ;

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}} = 0{,}753 \text{ m} \quad \text{on adpote} \quad h_p = 80\text{cm}$$

Donc: $l_e = 2.60$ m

$L = 3.9 \text{ m} < \frac{\pi}{2} l_e = 4.08 \text{ m}$ (condition vérifie)

Alors on a des poutres de libage de (45x80) cm², noyée dans la semelle.

b. Ferraillage :

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) qui calcule par la formule suivant :

$$q_u = \frac{\sum N + 1.35(\text{Premblai} + \text{Pam p} + \text{Pam v})}{L}$$

$$q_{ser} = \frac{\sum N + (\text{Premblai} + \text{Pam p} + \text{Pam v})}{L}$$

Avec :

$\sum$ Ni : la somme des efforts normaux.

L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m^2).

Les valeurs de q sont représente dans le tableau suivant :

	Σ Ni (ELU)(kN)	Σ Ni (ELS) (kN)	L (m)	q_u (KN /m^2)	q_{ser} (KN /m^2)
SF2	2001.95	1458.89	13.15	152.21	110.94

Tableau VI.8. Détermination des valeurs de q de la poutre de libage

- **Calcul des moments :**

  - **Détermination des armatures longitudinales à l'ELA :**

La poutre de libage travail en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2} \cong 0.9.h \qquad \text{et} \qquad c = c' = h - d$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \; ; \quad \text{on a } \mu \leq \mu l = 0.392 \quad \Rightarrow A' = 0 \text{ et } A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance par la section dans le tableau suivant :

	M_u (kN.m)	d(m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{choisis}$(cm^2)
En travée	194.3	750	7.65	0	**6HA14**=9.24
En appui	260.50	750	10.66	0	**8HA14**=12.32

Tableau VI.9.Ferraillage la poutre de libage à l'ELU

  - **Vérification des contraintes à l'ELS :**

	A_{ELU} (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	σb (MPa)	σb ≤[σb]
En Travée	9.24	250.44	6.30	Oui
En Appui	12.32	380.36	7.57	Oui

Tableau VI.10.Vérification des contraintes la poutre de libage à l'ELS

- **Armatures de peau [2] :**

Pour les poutres dépassants une hauteur h_p>60cm il y'a un risque d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées, dans notre cas on a h_a =80 cm, donc il y'a lieu de prévoir des armatures de peau, on adopte **4HA12** posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

- **Vérification des longueurs de scellement** :

La contrainte admissible d'adhérence τ_s= 2.835 MPa.

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset \,.\, fe}{4 \,.\, \tau s} = \frac{1.2 \;.\; 400}{4 \,.\, 2.835} = 42.32\ cm$$

$$ls = \ 42.32\ cm \ \geq \frac{B}{4} = \frac{100}{4} = 25cm$$

- **Armatures transversales :**

Calcul de l'effort tranchant T_u :

T_u=428.56. x =428,56. 1=428,56kN

Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :

$$\tau_u = \frac{\text{Tu}}{b_0 * d} = \frac{429.7 \,.\, 10^3}{450 \,.\, 770} = 1.24\ MPa < [\tau] = 2.5\ MPa \qquad \text{C.V}$$

	CBA 93		RPA 99			At $_{choisi}$ et St $_{choisi}$	
τ_u (MPa)	At (cm2)	S nodale (cm)	S'courante (cm)	At (cm2)	S nodale (cm)	At $_{choisi}$ (cm^2)	St$_{choisi}$ (cm)
1.24	2.01	15	30	1.29	15	**4HA8=2.01**	15

Tableau VI.11.Calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement

- **Vérification de la flèche : (CBA93)**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si la poutre considérée répond aux conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \qquad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$$

	L(m)	h (cm)	h/L	1/16	Mt/10Mo	A/bo.d	4.2/fe	Vérif
Poutre de libage	3.9	80	0.205	0.0625	0.067	0.003	0.0105	C.V

Tableau VI.12. Vérification de la flèche pour la poutre de libage

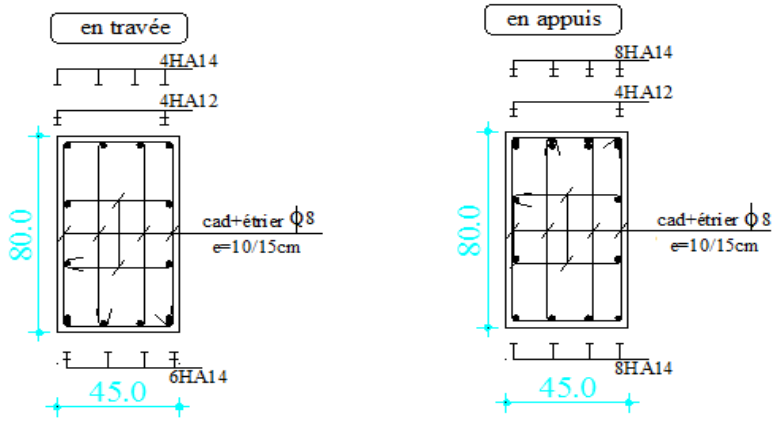


Figure VI.5.disposition du ferraillage de la poutre de libage

VI.3. Calcul Le Radier partielle :

Le radier (radier nervuré) sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme un panneau de dalle pleine sur quatre appuis –nervures- chargés par une contrainte uniforme qui représente la contrainte maximale du sol résultante des efforts normaux dans les poteaux.

VI.3.1. Dimensionnement du radier :

La hauteur h du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{Lmax}{20} = \frac{390}{20} = 19.5cm$$

On adopte : h=30cm.

VI.3.2. Ferraillage du radier :

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur le voile 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 µx ,µ y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

On a:

$$\rho = \frac{3.50}{3.90} = 0.9 > 0.4 \Rightarrow \text{panneau travaillant suivant les deux direction}$$

VI.3.2.a. Calcul des Charges du radier :

$q_{rad}= \frac{P_P+P_{remblai}+P_{superstructure}}{S_{rad}} = \frac{102.375+417.69+964}{13.65} =108.72KN/m^2$

à l'ELU: qu=1.35 . qrad =146.77kN/m².

à l'ELS: qs= qrad =108.72kN/m².

VI.3.2.b. Vérification de la surface du radier :

$\sigma_{radier} = q\text{radier} = \frac{108.72}{m^2} = O.109\text{MPa}$

Cette contrainte est inferieur à la contrainte admissible du sol :

$$\sigma_{radier} = 0.109\text{bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 1.5\text{bars}$$

Donc la surface du radier est suffisante.

VI.3.2.c. Calcul des moments :

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

- **Détermination des moments à l'ELU:**

  Mx = μx.qu.lx² = 0.0456x146.77x (3.50)² = 82kN.m.

  My = μy. Mx = 0.7834x82 =64.24 kN.m.

En travée:

Mtx = 0.85Mx= 0.85x82 = 69.7 kN.m.

Mty = 0.85My= 0.85x64.24 = 54.60 kN.m.

Aux appuis:

Max = 0.5 Mx = 0.5 x82 = 41 kN.m.

May = 0.5 Mx = 0.5 x82 = 41 kN.m.

- **Détermination des moments à l'ELS:**

  Mx = μx.qser.lx² = 0.0528x108.72x (3.50)² = 70.32kN.m.

  My = μy. Mx = 0.8502x70.32 = 59.80kN.m.

En travée:

Mtx = 0.85Mx=0.85x70.32 = 59.77 kN.m.

Mty = 0.85My=0.85x20.95 = 50.83kN.m.

Aux appuis:

Max = 0.5 Mx = 0.5x70.32= 35.16 kN.m.

May = 0.5 Mx = 0.5x70.32=35.16 kN.m.

❖ **Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance:**

	sens	M (kN.m)	D (cm)	A (cm²)	A choisi (cm²)
Travée	X	69.70	27	7.6	5HA14=7.7
	Y	54.60	27	7.66	5HA14=7.7
Appui	X	41	27	5	5HA12=5.65
	Y	41	27	5	5HA12=5.65

Tableau VI.13. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier

Espacements :

St≤Min(3h ;33cm) donc St≤(90cm ;33cm)=33cm

St=100/5=20cm<33cm on prend St=20cm

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS:**

	sens	A_{ELU} (cm²)	Mser (kN.m)	σs (MPa)	σb (MPa)	σs≤[σs]	σb≤[σb]
Travée	X	7.7	59.77	160.48	3.17	Oui	Oui
	Y	7.7	50.83	136.41	2.70	Oui	Oui
Appui	X	5.65	35.16	94.41	1.87	Oui	Oui
	Y	5.65	35.16	94.41	1.87	Oui	Oui

Tableau VI.14. Vérification des armatures du radier à l'ELS

VI.4. Etude du voile périphérique [1] ►► [Art 10.1.2] ◄◄:

Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux courts doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondations (les semelles) et le niveau de base.

VI.4.1. Ferraillage des voiles périphériques :

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres.

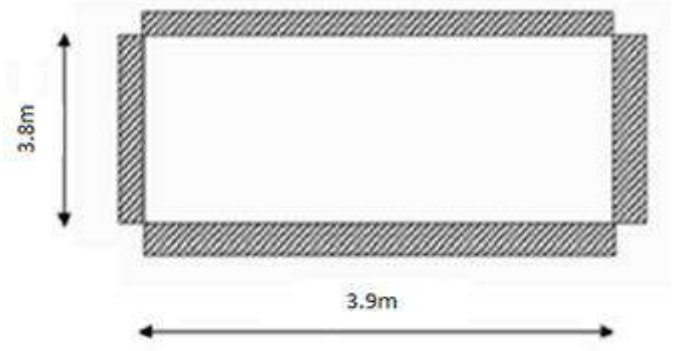


Figure VI.6. Schéma des dimensions du voile périphérique

$\rho = \frac{3.8}{3.90} = 0.97 > 0.4 \Rightarrow$ dalle travaillant suivant les deux directions.

$\mu_x = 0.0392$

$\mu_y = 0.9322$

En utilisant la méthode forfaitaire, on aura alors :

1-Les armaturez verticale:

P: poussé de terres

$P = 0.5 * K_\gamma * \gamma_h * h^2$

et : $K_\gamma = tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ avec $\varphi = 22°$

$K_\gamma = 0.45$

P=58.48 KN/ml

$M_x = \mu_x * P * l_x^2 = 0.0392 * 58.48 * (4.10-0.3)^2 = 33.10$ KN.m/ml

$M_{tx} = 0.85 * M_x = 28.14$ KN.m/ml

$A_{calculé} = 3.51$ cm²/ml

$A_{choisi} = 5HA10 = 3.93$cm²/ml

Le ferraillage précédent est inferieur par rapport au ferraillage des voiles

($A_{voile} = 18.10/3.9 = 4.64$cm²)

Donc en continue le ferraillage des armatures verticales des voiles périphérique comme les voiles de contreventement.

2-Les armatures horizontales:

$M_y = \mu_y * M_x = 0.9322 * 33.10 = 30.85 KN.m/ml$

$M_{ty} = 0.85 * M_y = 26.22 KN.m/ml$

$A_{calculé} = 3.62 cm^2/ml$

$A_{choisi} = 5HA10 = 3.93 cm^2/ml$

le ferraillage précédent est inferieur par rapport au ferraillage des voiles

($A_{voile} = 15.71/3.8 = 4.13 cm^2$)

Donc en continue le ferraillage des armatures horizontales des voiles périphérique comme les voiles de contreventement.

VI.5. Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

VI.5.1. Pré dimensionnement : [1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄:

Pour un sol de fondation de catégorie S_3, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 x 30) cm^2

On adopte une section de 30 x 30

VI.5.2. Sollicitations : [1] ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale à : $Fu = \frac{Nu}{\alpha}$

Avec :

- N: effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELU ou l'ELA.
- α: coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Site	zone I	zone IIa	zone IIb et III
S_3	15	12	**10**

Tableau VI.15. Valeurs de α

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{1313.907}{10} = 131.39\ kN$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{529.33}{10} = 52.93\ kN$$

VI.5.3. Ferraillage :

VI.5.3.1. Armatures longitudinales :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

a. à l'état limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par:

$A_u = \frac{Fu}{\sigma_s}$ Où : $F_u = 131.39\ kN$ Alors : $A_u = \frac{131.39*10^3}{400} = 3.28cm^2$

- **condition de non fragilité :**

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 on a : $A \geq \frac{(30*30)*2.1}{400} \Rightarrow A \geq 4.72cm^2$

Donc on adopte **A=6HA12=6.78cm²**

b. Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$F_{ser} = 52.93\ kN$

Alors:

$$\sigma s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{52.93 * 10^3}{678} = 78.07\ MPa \leq \overline{\sigma}_s = 202\ MPa\ (C.V)$$

VI.5.3.2. Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par **[1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄**qui doit être inférieur au Min (20 cm ; $15\Phi_\ell$).

- **section**

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4\text{mm}$$

On adopt : $\varphi_t = 8\,\text{mm}$

$A_t = 4\phi 8 = 2.01\ cm^2$

- **Espacement:**

$$S_t \leq \min\left[20\text{cm}; 15\varphi_l\right] = \min\left[20\text{cm}; 21\text{cm}\right] = 20cm$$

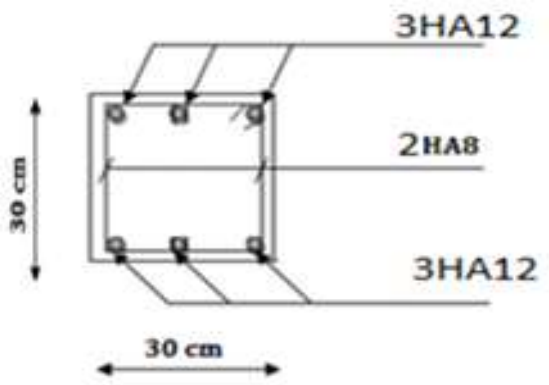


Figure VI.7.Ferraillage des longrines

IV.1.Introduction :

L'étude sismique revient à étudier le comportement de la structure. Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure .Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2.Caractéristiques dynamiques de la structure :

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

- ✓ Le centre de Masse (G).
- ✓ Le centre de Torsion (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…)

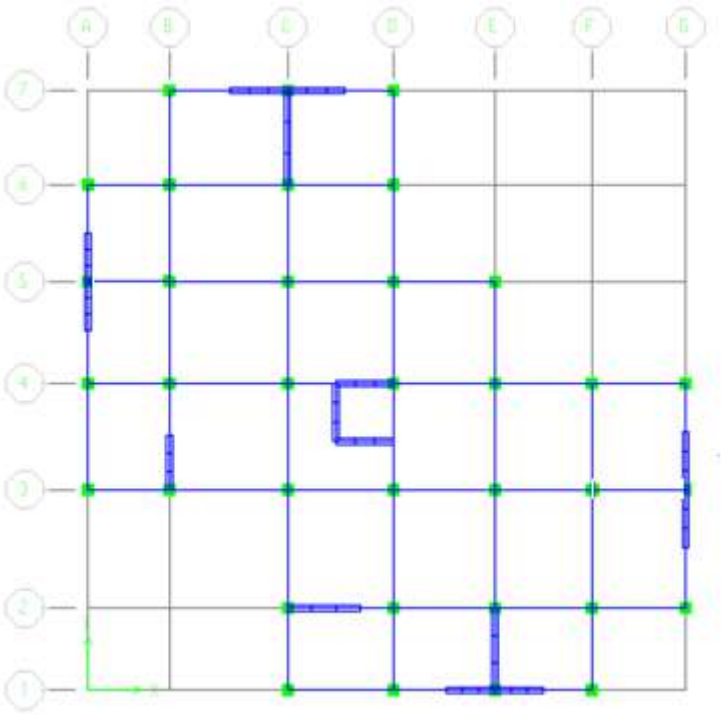
Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i * X_i}{\sum W_i} \quad Y_G = \frac{\sum W_i * Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

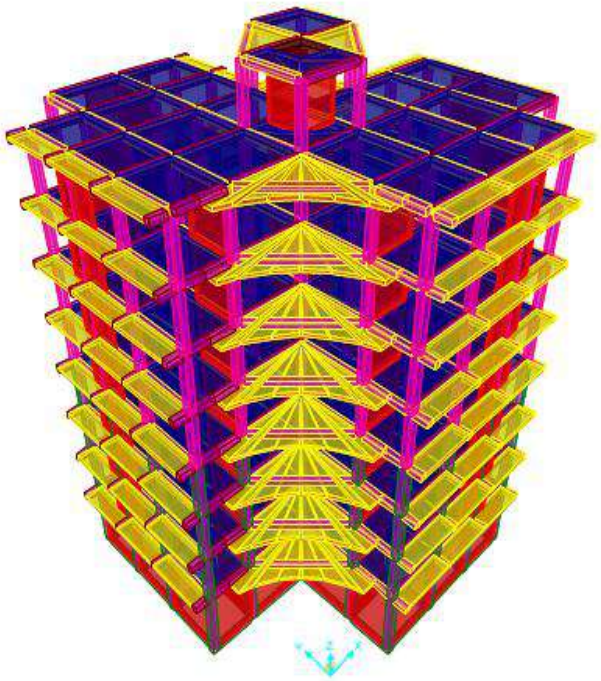
- ➢ W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- ➢ X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- ➢ X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Vue 2 D :



Figures IV.1.Disposition des voiles (vue an plan)

Vue 3D :



Figures IV.2.Disposition des voiles aux entre sol, RDC et étages

Niveau (m)	Masse.g (kN)	XG (m)	YG (m)	Wi*XG	Wi*YG
24.22	652.07	7.68	9.7	5007.90	6325.08
21.34	3172.01	6.88	8.95	21823.43	28389.49
18.46	3475.09	6.91	8.95	24012.87	31102.06
15.58	3475.09	6.91	8.95	24012.87	31102.06
12.7	3475.09	6.91	8.95	24012.87	31102.06
9.82	3526.37	6.91	8.96	24367.22	31596.28
6.94	3577.64	6.92	8.96	24757.27	32055.65
4.06	3577.64	6.92	8.96	24757.27	32055.65
1.18	3634.53	6.77	8.8	24605.77	31983.86

Tableau IV.1.Calcul de centre de masse

IV.2.2.Centre de torsion :

Il se présente 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 que les 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 gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical.

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

$$XT = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \quad YT = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- 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_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;

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

Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

- Pour les poteaux : $I_x=\frac{bh^3}{12}$; $I_y=\frac{bh^3}{12}$
- pour les voiles plein : $I_x=\frac{Le^3}{12}$; $I_y=\frac{eL^3}{12}$

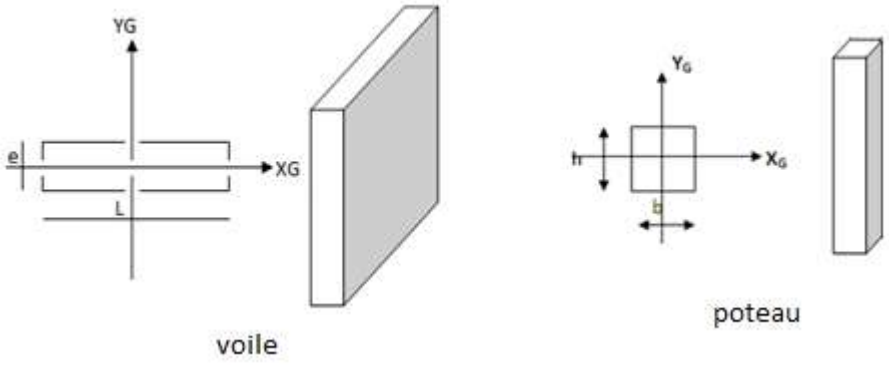


Figure IV.3.dimension des voiles et poteaux

Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)
24.22	0.254	0.1364	7.85	10.14
21.34	0.8542	1.5573	4.71	6.29
18.46	0.8542	1.5573	4.71	6.29
15.58	0.8542	1.5573	4.71	6.29
12.7	0.8542	1.5573	4.71	6.29
9.82	0.8992	1.6023	4.74	6.35
6.94	0.8992	1.6023	4.74	6.35
4.06	0.8992	1.6023	4.74	6.35
1.18	0.7756	1.5998	4.86	6.28

Tableau IV.2.Centre de torsion

IV.2.3.Excentricité :

IV.2.3.A. Excentricité statique :

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

$$\begin{cases} e_x = |XG - Xt| \\ e_y = |YG - Yt| \end{cases}$$

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	XG(m)	XR (m)	Ex (m)	YG (m)	YR (m)	Ey (m)
24.22	7.68	7.85	0.17	9.7	10.14	0.44
21.34	6.88	4.71	2.17	8.95	6.29	2.66
18.46	6.91	4.71	2.2	8.95	6.29	2.66
15.58	6.91	4.71	2.2	8.95	6.29	2.66
12.7	6.91	4.71	2.2	8.95	6.29	2.66
9.82	6.91	4.74	2.17	8.96	6.35	2.61
6.94	6.92	4.74	2.18	8.96	6.35	2.61
4.06	6.92	4.74	2.18	8.96	6.35	2.61
1.18	6.77	4.86	1.91	8.8	6.28	2.52

Tableau IV.3.Calcul de l'excentricité statique

IV.2.3.B. Excentricité accidentelle : [1] ►► [Art 4.2.7] ◄◄

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} ex = 0{,}05.\ Lx \\ ey = 0{,}05.\ Ly \end{cases}$$

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

Niveau (m)	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
24.22	20.72	20.72	1.04	1.04
21.34	20.72	20.72	1.04	1.04
18.46	20.72	20.72	1.04	1.04
15.58	20.72	20.72	1.04	1.04
12.7	20.72	20.72	1.04	1.04
9.82	20.72	20.72	1.04	1.04
6.94	20.72	20.72	1.04	1.04
4.06	20.72	20.72	1.04	1.04
1.18	20.72	20.72	1.04	1.04

Tableau IV.4.Calcul d'excentricité accidentelle

IV.2.3.C. Effets de la torsion accidentelle [1]: ►► [Art 4.3.7] ◄◄ :

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

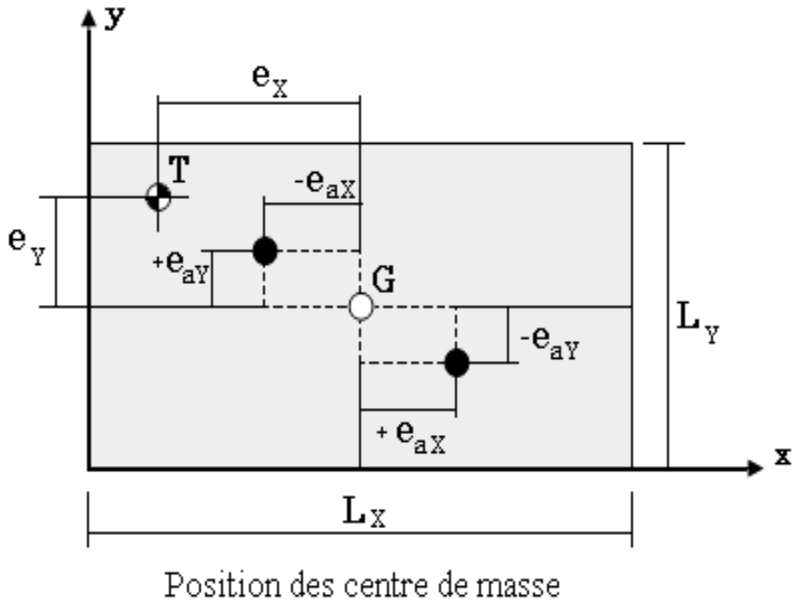


Figure IV.4.Position du centre de masse

Niveau (m)	Direction x	Direction y
	Ex théo±Ex acc	Ey théo±Ey acc
24.22	0.17	0.44
21.34	2.17	2.66
18.46	2.2	2.66
15.58	2.2	2.66
12.7	2.2	2.66
9.82	2.17	2.61
6.94	2.18	2.61
4.06	2.18	2.61
1.18	1.91	2.52

Tableau IV. 5. Calcul de l'excentricité totale

IV.3.Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1.Introduction :

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

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.

Pour notre bloc la régularité en plan n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier dépasse les 17 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse '**SAP 2000v16'**

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.1. Principe :

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.2.2.Modélisation►► [Art 4.3.2] ◄◄ RPA2003 :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le 'SAP2000' est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.3.2.3.Le spectre de réponse de calcul : [1]

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

a. Coefficient d'accélération A : [1] ►► [Tab4.1] ◄◄

Zone	groupe 2
III	0.25

Tableau IV. 6. Coefficient d'accélération de A

b. facteur de correction d'amortissement η:

η = 7 /(2+ ξ) ξ= 7 % [1] ►► [Tab4.2] ◄◄

Avec remplissage dense → η=0,882

b. coefficient de comportement R : [1] ►► [Tab4.3] ◄◄

R = 3.5

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,

	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 (%)**
DIAPH1	100%	47.31%	52.69%	100%	0.00%	100%
DIAPH2	100%	70.86%	29.14%	100%	0.00%	100%
DIAPH3	100%	71.86%	28.14%	100%	0.00%	100%
DIAPH4	100%	72.55%	27.45%	100%	0.00%	100%
DIAPH5	100%	73.40%	26.60%	100%	0.00%	100%
DIAPH6	100%	75.49%	24.51%	100%	0.00%	100%
DIAPH7	100%	76.09%	23.91%	100%	0.00%	100%
DIAPH8	100%	76.60%	23.40%	100%	0.00%	100%
DIAPH9	100%	78.66%	21.34%	100%	0.00%	100%

Tableau IV.7.vérification des sollicitations suivant x

	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	**Poids Nz (%)**	**Nz /Poteaux (%)**	**Nz /Voiles (%)**	**Effort tranchant Ty (%)**	**Ty /Poteaux (%)**	**Ty /Voiles (%)**
DIAPH1	100%	69.86%	30.15%	100%	0.00%	100%
DIAPH2	100%	70.13%	29.87%	100%	0.00%	100%
DIAPH3	100%	69.13%	30.87%	100%	0.00%	100%
DIAPH4	100%	69.35%	30.65%	100%	0.00%	100%
DIAPH5	100%	69.88%	30.12%	100%	0.00%	100%
DIAPH6	100%	72.13%	27.87%	100%	0.00%	100%
DIAPH7	100%	72.60%	27.40%	100%	0.00%	100%
DIAPH8	100%	73.01%	26.99%	100%	0.00%	100%
DIAPH9	100%	72.77%	27.23%	100%	0.00%	100%

Tableau IV.8.vérification des sollicitations suivant y

Donc : **R = 3.5**

d. facteur de qualité Q : [1] ►► [Tab4.4] ◄◄

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 :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant

	Critère « q »	P_q			
		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	OUI	0.00	OUI	0.00
2	Redondance en plan	OUI	0.00	OUI	0.00
3	Régularité en plan	NON	0.05	NON	0.05
4	Régularité en élévation	OUI	0.00	OUI	0.00
5	Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0.00	OUI	0.00
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0.00	OUI	0.00

Tableau IV.9.détermination du facteur de qualité Q

En récapitulant les résultats on trouve :

$$\begin{cases} \mathbf{Qx=1+(0+0+0.05+0+0+0)=1.05} \\ \mathbf{Qy=1+(0+0+0.05+0+0+0)=1.05} \end{cases}$$

e. périodes caractéristiques : [1] ►► [Tab4.7] ◄◄

$$\begin{cases} \boldsymbol{T_1}\mathbf{=0.15\ s} \quad \gg \quad \mathbf{site\ 3} \\ \boldsymbol{T_2}\mathbf{=0.50\ s} \end{cases}$$

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 - 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.

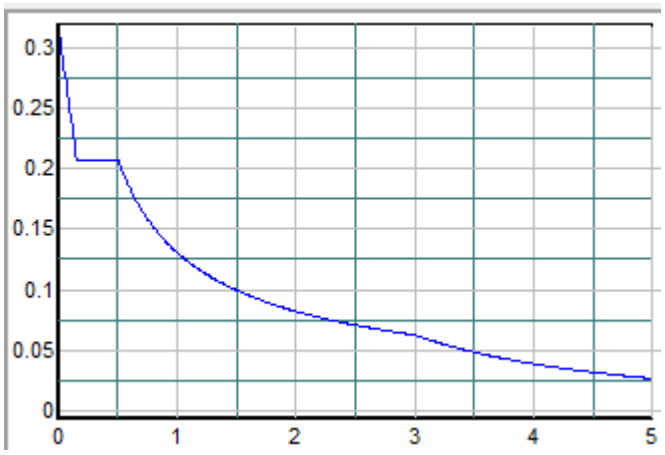


Figure IV.5.Spectres de réponse

IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

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

- Vérification de Nombre de modes à considérer.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification de déplacement.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.
- Vérification des sollicitations normales.

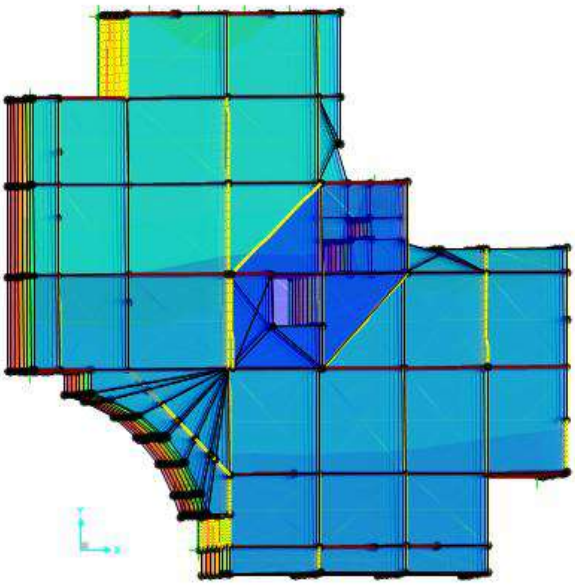
IV.4.1.Vérification de Nombre de modes à considérer [1] ►► [Art 4.3.4] ◄◄ :

- Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

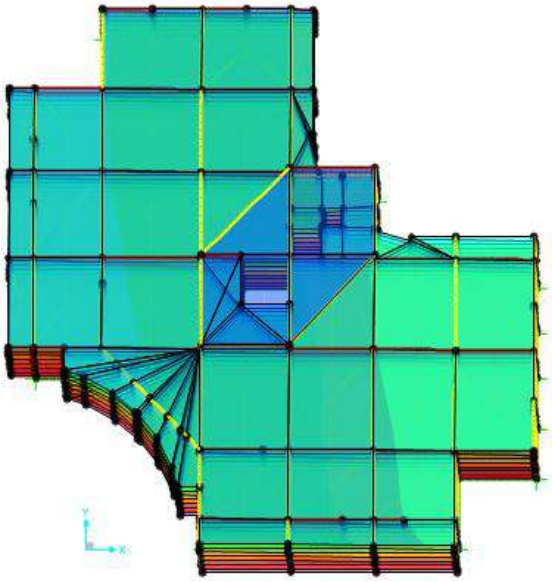
  - la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

  - ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

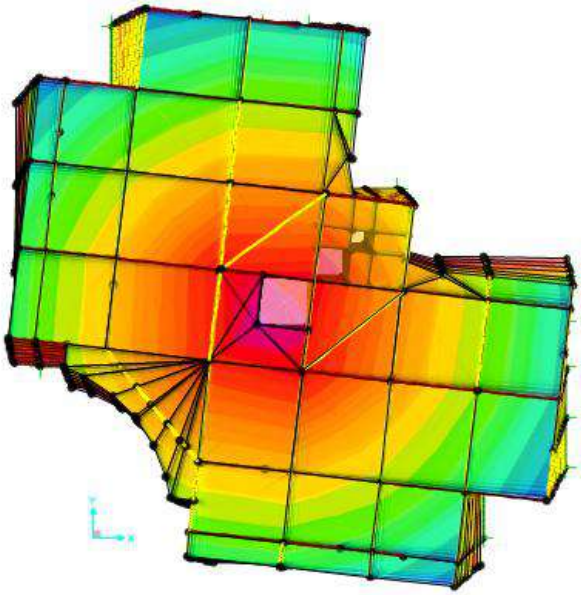
Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée



mode1 translation X



mode2 translationY



mode3 Rotation autour de l'axe Z

Figure IV.6.Le comportement des trois premiers modes

	Mode	Period (s)	UX	SumUX	UY	SumUY	SumRZ
Mode	1	0.49	75%	75%	1%	1%	0%
Mode	2	0.44	1%	75%	73%	73%	0%
Mode	3	0.36	0%	75%	0%	74%	74%
Mode	4	0.14	16%	91%	0%	74%	74%
Mode	5	0.13	0%	91%	16%	89%	75%
Mode	6	0.10	0%	91%	0%	89%	90%
Mode	7	0.09	0%	91%	2%	91%	92%

Tableau IV.10.Coefficient de participation massique

IV.4.2.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

[1] ►► [Art4.2.6] ◄◄ :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0.8$

Calcul de la force sismique totale [1]: ►► [Art4.2.3] ◄◄ :

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

$$\begin{cases} V_X = \dfrac{A \times D_X \times Q_X}{R} \times W \\ V_Y = \dfrac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} \times W \end{cases}$$

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen :**

$$\mathbf{D} \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta\left(\dfrac{T_2}{3.0}\right)^{2/3}\left(\dfrac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \ge 3.0s \end{cases}$$

T2 = 0,5 s **[1]:** ►► [Tab4.7] ◄◄ (Avec site S3)

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

ξ = 7 % **[1]:** ►► [Tab4.2] ◄◄

(Avec remplissage dense) → η =0,882 ≥0.7 (C.V)

T : période fondamentale suivant les deux directions, puis on prend les valeurs minimum des deux formules suivantes :

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

C_T =0.05 →Tx =Ty= 0.05*$24.22^{3/4}$=0.54 s

2/ T=0, 09.hN/$D^{1/2}$ **[1]: ►► [Art4.2.4] ◄◄**

$$\begin{cases} T_X = 0.48 \text{ s} \\ T_y = 0.48 \text{s} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 0 \le T_x \le T_2 \Rightarrow D_x = 2.5\eta \\ 0 \le T_y \le T_2 \Rightarrow D_y = 2.5\eta \end{cases}$$

W : poids total de la structure :

W=$G+\beta Q$ avec $\beta = 0.2$

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	W(KN)	V_x	V_y
0.25	2.103	2.103	3.5	1.05	1.05	30482.23	4807.81	4807.81

Tableau IV.11.Calcul de la force sismique

	V (kN)	0.8xV	Vt (kN)	Vt > 0.8xV
X	4807.81	3846.25	4293.002	C.V
Y	4807.81	3846.25	4208.61	C.V

Tableau IV.12.Vérification de la résultante des forces sismiques

IV.4.3.Vérification de la stabilité au renversement :

- Le moment de renversement est égal à :

$\boldsymbol{M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i \cdot f_{ix}}$ $\boldsymbol{M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i \cdot f_{iy}}$

Avec :

- Fix, Fiy: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

- Le moment de stabilité qui est égal à :

$$\begin{cases} \text{Mtx} = \text{YG.Wi} \\ \text{Mty} = \text{XG.Wi} \end{cases}$$

Avec :

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

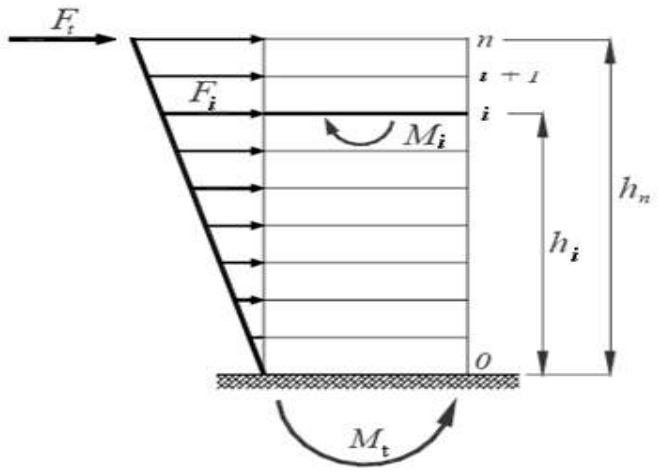


Figure IV.7.Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.4.3.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

[1] ►► [Art4.2.5] ◄◄

a.Moment de renversement :

hi (m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	Moxi (KN.m)	Moyi (KN.m)
24.22	209.14	205.03	5065.42	4965.85
21.34	896.40	878.78	19129.19	18753.15
18.46	849.51	832.81	15682.04	15373.76
15.58	716.98	702.88	11170.54	10950.95
12.7	584.44	572.96	7422.44	7276.53
9.82	458.58	449.56	4503.23	4414.70
6.94	328.80	322.33	2281.86	2237.00
4.06	192.35	188.57	780.95	765.60
1.18	56.79	55.678	67.02	65.70
somme			66102.68	64803.23

Tableau IV.13.calcul du moment de renversement

b.Moment stabilisant :

Niveau (m)	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)	Mtxi (KN.m)	Mtyi (KN.m)
24.22	652.07	7.68	9.7	5007.90	6325.08
21.34	3172.01	6.88	8.95	21823.43	28389.49
18.46	3475.09	6.91	8.95	24012.87	31102.06
15.58	3475.09	6.91	8.95	24012.87	31102.06
12.7	3475.09	6.91	8.95	24012.87	31102.06
9.82	3526.37	6.91	8.96	24367.22	31596.28
6.94	3577.64	6.92	8.96	24757.27	32055.65
4.06	3577.64	6.92	8.96	24757.27	32055.65
1.18	3634.53	6.77	8.8	24605.77	31983.86
∑Mt				197357.46	255712.18

Tableau IV.14.calcul du moment stabilisant

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1.5$

Mtxi (KN.m)	Mtyi (KN.m)	Moxi (KN.m)	Moyi (KN.m)	Mtxi/Moxi	Mtyi/Moyi	Mt/M0≥1.5	Mt/M0≥1.5
197357.46	255712.18	66102.68	64803.23	2.99	3.95	oui	oui

Tableau IV.15.Vérification de stabilisation

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement.

IV.4.4.Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$\delta_K = R\delta_{ek}$ [1] ►► [Art4.4.3] ◄◄

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques Fi.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal $\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$

Selon [1]: ►► [Art5.10] ◄◄: le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser: Δ k limite = 0.01* he

- he : la hauteur de l'étage k

Niveau (m)	δe (cm)	δk =R. δe (cm)	Δk= δ k –δ k-1 (cm)	0,01.he (cm)	Δk≤0,01.he
24.22	1.71	6.00	0.59	2.88	oui
21.34	1.55	5.41	0.61	2.88	oui
18.46	1.37	4.80	0.67	2.88	oui
15.58	1.18	4.13	0.74	2.88	oui
12.70	0.97	3.39	0.77	2.88	oui
9.82	0.75	2.62	0.75	2.88	oui
6.94	0.53	1.87	0.72	2.88	oui
4.06	0.33	1.15	0.64	2.88	oui
1.18	0.15	0.51	0.51	4.1	oui

Tableau IV.16.Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau (m)	δe (cm)	δk =R. δe (cm)	Δk= δ k –δ k-1 (cm)	0,01.he (cm)	Δk≤0,01.he
24.22	1.44	5.03	0.71	2.88	oui
21.34	1.23	4.32	0.57	2.88	oui
18.46	1.07	3.75	0.60	2.88	oui
15.58	0.90	3.16	0.62	2.88	oui
12.7	0.73	2.54	0.62	2.88	oui
9.82	0.55	1.92	0.59	2.88	oui
6.94	0.38	1.33	0.54	2.88	oui
4.06	0.23	0.79	0.45	2.88	oui
1.18	0.10	0.34	0.34	4.1	oui

Tableau IV.17.Vérification des déplacements inter-étage sens Y

IV.4.5.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [1] ►► [Art.5.9] ◄◄

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

θ= Pk *Δ k / Vk*hk ≤ 0.10

- Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- Vk : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δk : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- hk : hauteur de l'étage « k ».

- Si $0.10<\theta\leq0.20$, 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 : $1/(1-\theta_K)$
- Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

h (m)	Pk (KN)	Fix (kN)	Vkx (KN)	Δkx (cm)	Θx	Θx<0.10
24.22	652.07	209.1	209.1	0.59	0.0008	oui
21.34	3172.01	896.4	1105.5	0.61	0.0010	oui
18.46	3475.09	849.5	1955.1	0.67	0.0015	oui
15.58	3475.09	717.0	2672.0	0.74	0.0023	oui
12.70	3475.09	584.4	3256.5	0.77	0.0036	oui
9.82	3526.37	458.6	3715.1	0.75	0.0059	oui
6.94	3577.64	328.8	4043.9	0.72	0.0113	oui
4.06	3577.64	192.4	4236.2	0.64	0.0293	oui
1.18	3634.53	56.8	4293.0	0.51	0.2776	oui

Tableau IV.18.Vérification l'effet P-Δ sens X

h (m)	Pk (KN)	Fiy (kN)	Vky (KN)	Δkx (cm)	Θx	Θx<0.10
24.22	652.07	205.03	205.03	0.71	0.0009	oui
21.34	3172.01	878.78	1083.81	0.57	0.0010	oui
18.46	3475.09	832.81	1916.62	0.60	0.0013	oui
15.58	3475.09	702.88	2619.51	0.62	0.0020	oui
12.70	3475.09	572.96	3192.46	0.62	0.0030	oui
9.82	3526.37	449.56	3642.03	0.59	0.0047	oui
6.94	3577.64	322.33	3964.36	0.54	0.0086	oui
4.06	3577.64	188.57	4152.93	0.45	0.0209	oui
1.18	3634.53	55.68	4208.61	0.34	0.1892	oui

Tableau IV.19.Vérification l'effet P-Δ sens Y

On a remarque d'après les tableaux que cette structure est justifier vis a vis de l'effet P-Δ.

IV. 4.6. Vérification de cisaillement des éléments :

$\boldsymbol{\tau \leq \bar{\tau}}$ Avec $\boldsymbol{\tau = \frac{T}{S}}$ On a une fissuration peu nuisible $\boldsymbol{\bar{\tau} = \min\left(0.2 * \frac{fc_{28}}{\gamma_b} ; 5\ Mpa\right)}$

IV. 4.6.1. Poutre principal : sous combinaison 1.35G+1.5Q

Section des poutres b*h=30*35 cm x cm

L'effort tranchant max = 71.532kN

$$\boldsymbol{\tau = \frac{71.53 * 10\text{^}3}{300x300}} = 0.79 < 3.33 \qquad CV$$

IV. 4.6.2. Poutre secondaire : sous combinaison 1.35G+1.5Q

Section des poutres b*h=30*30 cm x cm

L'effort tranchant max = 62.801kN

$$\boldsymbol{\tau = \frac{22.34 * 10\text{^}3}{300x275}} = \boldsymbol{0.27} < 3.33 \qquad CV$$

IV. 4.6.3. Poutre palière : sous combinaison G+Q+E_{dx}

Section des poutres b*h=30*30 cm x cm

L'effort tranchant max = 54.953KN

$$\boldsymbol{\tau = \frac{54.953 * 10\text{^}3}{300 * 275} = 0.66} < 4.34 \qquad \text{CV}$$

IV. 4.6.4. Longrine : sous combinaison 1.35G+1.5Q

Section des poutres b*h=30*30 cm x cm

L'effort tranchant max =5.24 kN

$$\boldsymbol{\tau = \frac{5.24 * 10\text{^}3}{300 * 275} = 0.06} < 3.33 \qquad \text{CV}$$

Eléments	section	V_u (kN)	combinaison	$\boldsymbol{\tau}$ $(\boldsymbol{Mpa})$	$\overline{\boldsymbol{\tau}}$ $(\boldsymbol{Mpa})$	**Vérification**
Poutres principales	35*30	71.532	**1.35G+1.5Q**	0.79	3.33	$\boldsymbol{C.V}$
Poutres secondaires	30*30	62.801	**1.35G+1.5Q**	0.27	3.33	$\boldsymbol{C.V}$
Poutres palières	30*30	54.953	**G+Q+Edx**	0.66	4.34	$\boldsymbol{C.V}$
Longrine	**30*30**	5.24	**1.35G+1.5Q**	**0.06**	**3.33**	$\boldsymbol{C.V}$

Tableau IV.20. Vérification de cisaillement des éléments

IV.4.7.Vérification des sollicitations normales : [1] ►► [Art.7.4.3.1] ◄◄:

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_r * F_{c28}}$$

Avec :

- υ: effort normal réduit.
- Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Br : l'air (section brute) de cette section de béton.
- Fc28 : la résistance caractéristique de béton.

Section des poteaux a la base 45x45

L'effort normal max a la base = 1313.907 kN

$$\tau = \frac{1313.907 \ * 10\text{^}3}{430^2 * 25} = 0.29 < 0.3 \qquad CV$$

Remarque :

Les sections adoptées sont :

- La poutre principale : (35* 30)
- La poutre secondaire : (30* 30)
- Les poteaux : (45*45) et (40*40)

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires ,de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

- [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

- [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Manuels techniques :

- **[4] :** cours de formation de monsieur «OULD TURKI BENAISSA »

- **[5] :** cours de formation et cous Béton Armé de monsieur «BOUKENDAKDJI »

- **[6] :** Conception et calcul des structures de bâtiment, Tome1 «HENRYTHONIER ».

- **[7] :** Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

- **[8] :** Aide mémoire béton armé. « PIERRE GUILLOMONT »

Logiciels :

- SAP 2000 v16
- ROBOT EXPERT 2010
- AUTOCAD 2013
- SOCOTEC