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

UNIVERSITE Dr. YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté De Sciences et Technologie

Département de Génie

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

en génie civil

Option : structure

THEME

Etude d'un bâtiment en (R+5) à contreventement mixte en béton armé à usage d'habitation

Réalisé par :

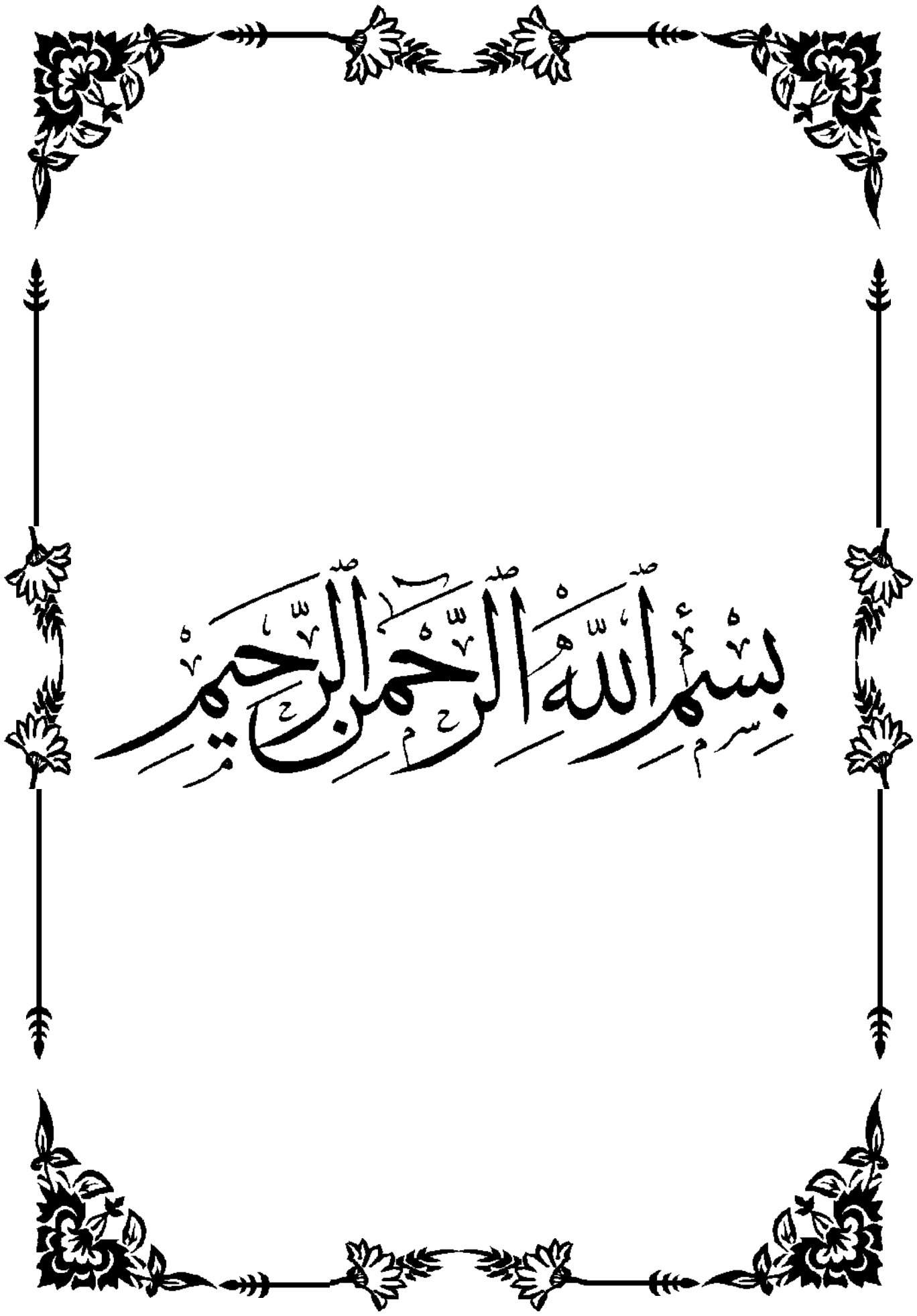
TOUBAL Hizia

ZEMMOUR Amel

Dirigé par :

Mr. TALAICHE Zoheir

Promotion juin2017


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciement

En premier lieu, nous tenons à remercier ALLAH de nous avoir donner le courage et la volonté de terminer ce travail, et nos parents pour leurs appuis et leurs soutiens.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidé à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promoteur M.r Talaiche pour ses orientations précieuses.

Nous tenons également à remercier les members du jury pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant de juger notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de l'institut de génie civil qui ont contribué à notre formation.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apporté leur soutien et qui nous ont aidé de prés ou de loin pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde

Après mon DIEU pour leurs sacrifices :

A Mes chers parents que dieu les garde et préserve.

A Mes frères et mes sœurs

A toute la famille sans exception.

A mon binôme Amel qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Mes amis intimes :

A Tous mes collègues de genie civil

Hizia



Dédicaces

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU pour leurs sacrifices :

A Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.

A Mes Sœurs et ses enfants

Je remercie mon ami et binôme Ismail qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Mes amis intimes : Ismail, Mahfoud, Ali, Amine et Hicham

A Tous mes collègues de la classe.

Saleh



Remerciements

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

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepter de juger notre travail.

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

En fin nous remercions tous ceux qui ont contribué de loin ou de prés à la réalisation de ce modeste travail.

Dédicaces

Tout d'abord je remercie Allah pour m'avoir guidé vers le bon chemin de la lumière et de savoir, pour m'avoir donné du courage et de la volonté afin de pouvoir réaliser ce projet

Je dédie ce travail :

A ma cher mère que dieu la garde et préserve

A mon marie : **Omar**

A mon chère frère : **Oussama.**

A mes chères sœurs : **Assma, Wahiba, Loubna.**

A la famille : **Zemmour, Wadhah** et **Ben aissa yahia** sans exception

A mon binôme : **Hizia**

A mes amis intimes : **Fatiha, , Samira, Nacéra.**

A tous mes amies et surtout de classe génie civil (structure)

A tous ce qui m'ont aidé de loin ou de prés pour la réalisation de ce mémoire.

Amel

Résumé……I
Remerciement ……II
Dédicace ……III.
Liste des tableaux ……IV
Liste des figures ……V
Notations ……VI

chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction ……1
I.2. Situation ……1
I.3. Description de l'ouvrage ……1
I.3.1.Démentions en élévation ……1
I.3.2.Démentions en plan ……1
I.3.3.L'ossature……2
I.3.4 Système de contreventement ……2
I.3.5.Planchers ……2
I.3.6. Maçonnerie ……2
I.3.7.Revêtements ……3
I.3.8. L'acrotère……3
I.3.9.L'escalier……3
I.3.10 Infrastructure ……3
I.4. Caractéristique mécaniques des matériaux ……3
I.4.1.Le béton ……3
I.4.2. Les armatures ……7

Chapitre II : présentation de l'ouvrage

II.1.présentation de l'ouvrage……10
II .2. Pré dimensionnement des planchers ……10
II.2.1 Plancher à corps creux ……10
II.2.2. Les dalles pleines……12
II.3.Evaluation des charges et sur charges ……13
II.3.1 Maçonnerie ……14
II.3.2. Plancher terrasse ……15
II.3.3.Plancher étage courant……15
II.4. Pré dimensionnement des poutres……17
II.5. pré dimensionnement des poteaux ……18
II.5.1. Étapes de pré dimensionnement ……18
II.5.2. Dimensions des poteaux ……19
II.5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f ……19

II.5.4. Calcul de l'effort Nu ……...20
II.5. 5. Détermination des charges et surcharge ……...23
II.5.6. Descente des charges ……..……24
II.5.7. Vérification selon le RPA99v2003 ……..……..…....…25
II.5.8. Vérification aux zones nodales …….……....….25
II.6.Pré dimensionnement des voiles ……..26
Chapitre III : calcul des éléments secondaires
III.1 L'acrotère……..……..…26
III.1.1 Définition ……..……..…...26
III.1.2 Évaluation des charges permanente et surcharges d'exploitation ……..26
III.1.3 Détermination des efforts : M,N ,T ……..……..27
III.1.4. Calcul de ferraillage……....…….27
III.1.5:Ferraillage de l'acrotère ……...…....28
III.1.6 : vérification à l'ELU …….…..….....29
III.1.7: Vérification de l'effort tranchant……..…….……..32
III.1.8 : Vérification de la contrainte de cisaillement du béton……..…….…...32
I.1.9. Vérification de l'acrotère au séisme…….……32
III.2. Planchers à corps creux …….……....34
III.2.1.La dalle de compression.…….....…...34
III.2.2. Calcul des poutrelles.....*35*
III.2.2.2 : Apré coulage de la table de compression ……..…….....37
III.2.2.2.1 Méthode de calcul ……..……..……..38
III.3. PLANCHER EN DALLE PLEINE……..…….....47
III.3.1. Définition.……..……47
III.3.2 : calcule des moments ……...48
III.3.2.3 Type 1 ……....49
III.3.2.4 Type 2 …….……..52
III.4 : ESCALIER ……55
III.4.1. Introduction.…….....…55
III.4.2.Terminologie.…….…55
III 3.3. Dimensionnement…….……56
III.3.4 Evaluation des charges et surcharges.…….……..58
III.3.4.1 Charges permanentes du palier ……..……..……....58
III.3.4.2 Charges permanentes de la paillasse ……..…..….59
III.3.5. Détermination des sollicitations……..…60
III.3.6. Détermination des efforts.……...61
III.3.7. Ferraillage des escaliers.…….……65

III.3. 7.1. Les armatures principales…….……..65
III.3.7.2. Les armatures de répartition……..…66
III.3.8. Vérification à l'E.L.S……..…..66

Chapitre V : Etude dynamique

IV.1. INTRODUCTION …….…….……..68
IV.2.Objectifs de l'étude dynamique…….……..…..68
IV.3.Caractéristiques dynamique de la structure…….……69
IV.3.1 Centre de masse …….……..69
IV.3.2centre de torsion ……..70
IV.3.3. Excentricité …….……..…73
IV.3.3.1. Excentricité théorique (statique) ……..73
IV.3.3.2. Excentricité accidentelle …….……..…73
IV.3.3.3. Effet de la torsion accidentelle ……..……..…74
IV. 4. Choix de la méthode de calcul ……..……..…74
IV. 4 .1. Introduction ……..…...74
IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale …….……75
IV.4.2.1. Principe …….…….75
I IV .2.2.3.Objectifs de l'analyse spectrale ……..……..75
V.4.2.2. Le spectre de réponse de calcul …….….75

IV.4.2.5.Concentration des masses ……..……..…..80
IV.5. Résultats de l'analyse dynamique ……..81
IV.5.1.Vérification de comportement des trois premiers modes……..…81.
IV.5.2 : la participation massique …….……82
IV.5.3 : Vérification des déplacements ……..……..….83
IV. 5.4: vérification vis-à-vis de l'effet p-Δ ……..…..……83
IV.5Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……...…85
IV.6 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur ….85
IV.7 : Vérification de la stabilité au renversement ……..86

Chapitre V : ferraillage des éléments résistants

V.1.Introduction …….……..…..89
V.2. RECOMMANDATIONS DES REGLEMENTS ……..….89
V.3.Ferraillage des poutres …….….90
V.3.1 Vérification des contraintes à L'ELS …….……92
V.3.2 Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 ..94
V.3.3.Vérification de la contrainte de cisaillement du béton ……..95
V.3.4.Calcul des armatures transversales……95

V.3.5 Vérification de la flèche……96
V.4. Ferraillage des poteaux ……..98
V.4.1 Introduction ……98
V.4.2 Armatures longitudinales ……..99
V.4.3.Vérification des contraintes à l'état limite service (E.L.S) ……...100
V.4.4 Vérification des contraintes de cisaillement ……..101
V.4.5 Calcul des armatures transversales ……....102
V.5 Ferraillage des voiles ……..105
V.5.1. Les voiles pleins ……..105
V.5.2.Voiles avec files d'ouvertures ……....105
V.5.3. Recommandations réglementaires ……106
V.5.4. Recommandations pour les voiles et les trumeaux : (RPA99et CBA93)...107
V.5.5 .linteaux ……..108
V.5.6. les voile plein ……115
V.5.7.Ferraillage des voiles avec ouvertures
Chapitre VI : calcul de l'infra structure.
VI.1. Introduction ……....120
VI.2. Reconnaissance du sol……120
VI.2.1. Nature de la couche de fondation……120
VI.2.2. Fondation des ouvrages……120
VI.2.4. Recommandations……120
VI.3. Type de la fondation……121
VI.4. Choix du type de fondation ……121
VI.5. Efforts transmis par les fondations……122
VI.6. Calcul des fondations……...122
VI.6.1. Semelles isolées……122
VI.6.2. Semelles filantes ……..125
VI.6.3. Le Radier général ……..127
VI.6.3.5. Ferraillage du radier……130
VI.6.3.6. Nervures ……..132
VI.6.3.6 : Ferraillage du débord ……133
VI.7. Les longrines ……..135

Liste des figures

Figure I.1 : dimension en plan de la structure……..……...……1

Figure I.2 : diagramme des contrainte……7

Figure I.3 : diagramme déformation –contrainte pour les acier……...…..…8

Figure II.1 :schéma des plancher……...……....11

Figure II.2 :dimension des corps creux……12

Figure II.3 :constituant d'un plancher étage courant…….…….…..14

Figure II.4 :dimension des poutre…….....…….…..17

Figure II.5 : la section réduit d'un poteau……...……..…21

Figure II.6 :dimension des poteau plus solllicité……...……...22

Figure III.1 :l'acrotère……...……..26

Figure III.2 : section de B.A a l'ELU…….……...27

Figure III.3 :ferraillage de l'acrotère……...…….33

Figure III.4 :plancher en corps creux……..34

Figure III.5 :disposition des armature de la table de compression…….……..35

Figure III.6 : schéma statique de la poutrelle……..…..……36

Figure III.7 :type des poutrelle……..…..…..38

Figure III.8 : différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travée…….……..41

Figure III.9 : différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travée……41

Figure III.10 : différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travée……...….42

Figure III.11 : ferraillage des poutrelles……..…….……47

Figure III.12 : dalle pleine d'épaisseur de 15cm……...…….…….51

Figure III.13 :vue en trévère et en plan de l'escalier……..……..55

Figure III.14 : dimension de l'escalier de la $1^{ére}$ et $3^{éme}$ volée……..……..…56

Figure III.15 : dimension de l'escalier de la $2^{éme}$ volée……..57

Figure III.16 :schéma statique de l'escalier à L'ELU……...…….…..61

Figure III.17 :diagramme des sollicitation à L'ELU……61

Figure III.18 : schéma statique de l'escalier à L'ELS……..62

Figure III.19 : diagramme des sollicitation à L'ELS…….....….62

Figure III.20 : schéma statique de l'escalier à L'ELU de $2^{éme}$ volée…….....63

Figure III.21 : diagramme des sollicitation à L'ELU de $2^{éme}$ volée…….....63

Figure III.22 : schéma statique de l'escalier à L'ELS de $2^{éme}$ volée……..64

Figure III.23 : diagramme des sollicitation à L'ELS de $2^{éme}$ volée……..64

Figure IV.1 :disposition des voiles (2D)…….....…….68

Figure IV.2 : disposition des voiles (3D)……..……..….69

Figure IV.3 :position du centre de masse……...……...……..…..70

Figure IV.4 : dimension des voiles et poteaux……..……..72

Figure IV.5 : spectre de réponse suivant(x,y)……...…76

Figure IV.6:déférent modes de la structure……..……81

Figure IV.7 : distribution de la résultante des force sismique…….…….85

Figure IV.8 : concentration des force sismiques……..…….....86

Figure IV.9:moment de renversement……...….87

Figure .V.1:disposition des armateurs des poutres intermédiaire(terrasse et étages courants)……...…..97

Figure .V.2: disposition des armateurs des poutres de rive (terrasse et étages courants)…….98

Figure V.3 : Ferraillage des poteaux(40× 40) ……...……105

Figure V.4 : Ferraillage des poteaux(35× 35)……....105

Figure V.5 : Ferraillage des poteaux (30×30)……..……..105

Figure V.6 : disposition des armatures verticales dans les voiles……...108

Figure V.7 : disposition des voiles……...……...110

Figure.VI.1. Semelle isolée sous poteau……..……...123

Figure VI.2 : schémas d'une semelle filante sous poteaux……...……125

Figure IV.3 : schémas d'une semelle filante sous voiles……..…….126

Figure VI.4 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux……...128

Figure VI.5 : Schéma statique du débord.……...133

Figure.VI.6 : Ferraillage de la longrine.……...……...…….. 137

Liste des tableaux

Tableau I.1 : caractéristique du béton……..……..……..05

Tableau I.2 : caractéristique mécaniques d'acier…….……....08

Tableau II.1 : charge permanant du mur intérieur…….……..13

Tableau II.2 : charge permanant du mur exterieur…….……..14

Tableau II.3 :charge permanant d' un plancher terrasse…….……..…14

Tableau II.4 : charge permanant d' un plancher courant…….15

Tableau II.5 :pré dimentionement du poutres……..……16

Tableau II.6 : pré dimentionement du poteaux……...……17

Tableau II.7 :calcul de Nu……..……..19

Tableau II.8 :détermination des charges permanant……..……..21

Tableau II.9 :vérification (Nu <Nu barre)……22

Tableau II.10 :vérification aux zones nodales……..……23

Tableau III.1 :Les efforts sur l'acrotère…….……..25

Tableau III.2 :dimensions et caractéristiques des matériaux……...…….25

Tableau III.3 :charge permanant et sur charge d'exploitation des poutrelles……...34

Tableau III.4 :moment statique des poutrelles…….34

Tableau III.5 :détermination des nombre des étaiements……..……..35

Tableau III.6 :déférent sollicitation de la poutrelle à six travées à l'ELU…..……40

Tableau III.7 : déférent sollicitation de la poutrelle à six travées à l'ELS……..40

Tableau III.8 les actions sur la dalle pleine…….47

Tableau III.9 :calcul des sections de la dalle pleine…….…….48

Tableau III.10 :calcul d'espacement……..……48

Tableau III.11 :vérification à l'ELS……...49

Tableau III.12: les actions sur la dalle pleine……..50

Tableau III.13 :calcul des efforts internes……50

Tableau III.14 :ferraillage de la dalle……...51

Tableau III.15 : calcul d'espacement…….....51

Tableau III.16 :vérification de Amin……..…….51

Tableau III.17 : vérification de l'effort tranchant……..……...51

Tableau III.18 : vérification à l'ELS……52

Tableau III.19 : vérification de la flèche……..……52

Tableau III.20 : évaluation des charges permanant du palier……...55

Tableau III.19 : évaluation des charges permanant du palliasse ……..……..….56

Tableau III.20 : combinaison des charge de l'escalier……..……..…56

Tableau III.23 :les donnes de calcul des armatures……..60

Tableau III.24 : calcul de ferraillage de l'escalier……..……...61

Tableau III.25 :vérification de la flach d'escalier……..……...63

Tableau IV.1 :Centre de masse……66

Tableau IV.2 :calcule de centre de torsion……...……68

Tableau IV.3 :calcule de l'excentricité théorique…….……96

Tableau IV.4 : calcule de l'excentricité accidentelle……..……...70

Tableau IV.5 : calcule de l'excentricité total……..……70

Tableau IV.6 :justification de coefficient de comportement R suivant X……..……..73

Tableau IV.7 : justification de pourcentage de coefficient de comportement suivant X……..73

Tableau IV.8 : justification de coefficient de comportement R suivant Y……..74

Tableau IV.9 : justification de pourcentage de coefficient de comportement suivant Y……..….74

Tableau IV.10 :valeurs de pénalités Pq……....75

Tableau IV.11 :le poids du aux charges d'exploitations de la structure……..76

Tableau IV.12 :le poids totale du aux combinaison(G+βQ) ……..……..….76

Tableau IV.13 :vérification de comportement des 3 premiers modes……..….77

Tableau IV.14 :vérification de la participation massique……..…..78

Tableau IV.15 :vérification des déplacement suivant(x)…….……..…79

Tableau IV.16 : :vérification des déplacement suivant(y)……..…..79

Tableau IV.17 :vérification l'effet p-Δ suivant X……...…....80

Tableau IV.18 :vérification l'effet p-Δ suivant Y……...……....80

Tableau IV.19 : Les forces sismiques de chaque niveau…….…….82

Tableau IV.20 :moment de ronforcement……83

Tableau IV. 21:moment de stabilisant……..……84

Tableau IV.22 :vérification de la stabilité……...…….84

Tableau .V.1. Les données de calcul…….…...….86

Tableau V.2: Ferraillage des poutres porteuses en travée et aux appuis……..…87

Tableau V.3: Ferraillage des poutres non-porteuses en travée et aux appuis……..…87

Tableau V.4: Contraintes à l'état limite de service dans les poutres…….…..89

Tableau V.5: Contraintes à l'état limite de service dans les poutres non porteuses……...89

Tableau V. 6 : Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA…….....90

Tableau V. 7 : Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA……...….90

Tableau V.8 : les contrainte de cisaillement du béton……..90

Tableau V.9 : Contraintes de cisaillement dans les poutres porteuses……....91

Tableau V.10: Contraintes de cisaillement dans les poutres non porteuses……91

Tableau V.11 : vérification de la flèche des poutres principales…….92

Tableau V.12 : vérification de la flèche des poutres secondaires……..92

Tableau V.13 : les donnée de calcul……96

Tableau V.14: Les Armatures longitudinales des poteaux……..…….……..97

Tableau V.15 : Vérification des contraintes à E.L.S……..…..98

Tableau V.16: Tableau des contrainte de cisaillement……..……..…99
Tableau V.17: Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.……...…101
Tableau V.18 : Les armatures transversales et leurs espacements……..……....101
Tableau .V.19 : Calcul des armature verticaux des voiles pleines……..….108
Tableau .V.20 : Vérification, des armatures verticaux selon la condition RPAet CBA.……..…109
Tableau .V.21: vérification des armatures a ELS des voiles pleins……..110
Tableau .V.22: Calcul des armatures horizontaux des voiles pleines…….…..…110
Tableau. V.23 : diamètre des armatures transversales……111
Tableau .V.24 : Calcul des armatures verticale des trumeaux……..…….111
Tableau .V.25 :Vérification des armature à ELS des voiles avec ouvertures……..…...112
Tableau .V.26 : calcul des armatures horizontaux des trumeaux……..112
Tableau .V.27 : détermination de la sollicitation de calcul des linteaux…….....112
Tableau. V.28 :Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux……...113
Tableau V.29 : détermination de la sollicitation de calcul des linteaux……..113
Tableau .V.30 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux……..114
Tableau VI.1: Dimensionnement des semelles isolées , ……..118

Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles filante……..…121

Tableau VI.3 : Vérification des contrainte sous radier à l'ELS……..123

Tableau VI.4 : calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier……..……125

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes à l'ELS…….…..126

Tableau VI.6 : Détermination des moments des nervures……..126

Tableau.VI.7 : Ferraillage des nervures…….……126

Tableau .VI.8 : Vérification des contraintes à l'ELS……127

Tableau VI.9: Calcule de ferraillage ……..……...……...128

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes de L'ELS……...129

Notations

Symbole

❖ ***Majusculesromaines :***

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

A: Section d'un cours d'armatures transversales.

Aver : Section d'armatures verticales.

Ah : Section d' d'armatures horizontales.

Ac : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.)

AD : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

Mt : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

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 de service.

N_u : Effort normal ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

- ***Minuscules romaines :***

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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 de cours d'armature transversale.

S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.

Sv : Espacement des armatures verticales.

- ***Majuscules grecques :***

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

- ***Minuscules grecques :***

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.0

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ:: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

ζ : Contrainte normale.

η : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Résumé

ملخص

إن الهدف من هدا المشروع هو دراسة بناية من الخرسانة المسلحة ذات (طابق ارضي +خمسة طوابق) المتوقع انجازها في بلدية المدية المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي متوسط II_b .

مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة عارضات + جدران مسلحة).

و قد تم التصميم وفقا لمعايير و قوانين البناء المطبقة في الجزائر 2003 (CBA93, RPA 99 version) مع دراسة هده التقنية بنظام التدعيم مع الاعتماد على عدة وضعيات للجدران المسلحة و الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج .sap2000

و في الأخير تمت دراسة البنية التحتية و دلك بحساب الأساسات.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé (R+5) qui devrait être implantée à la commune de Médéa qui est classée comme une zone à moyenne sismicité (II_b). La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques+voiles).

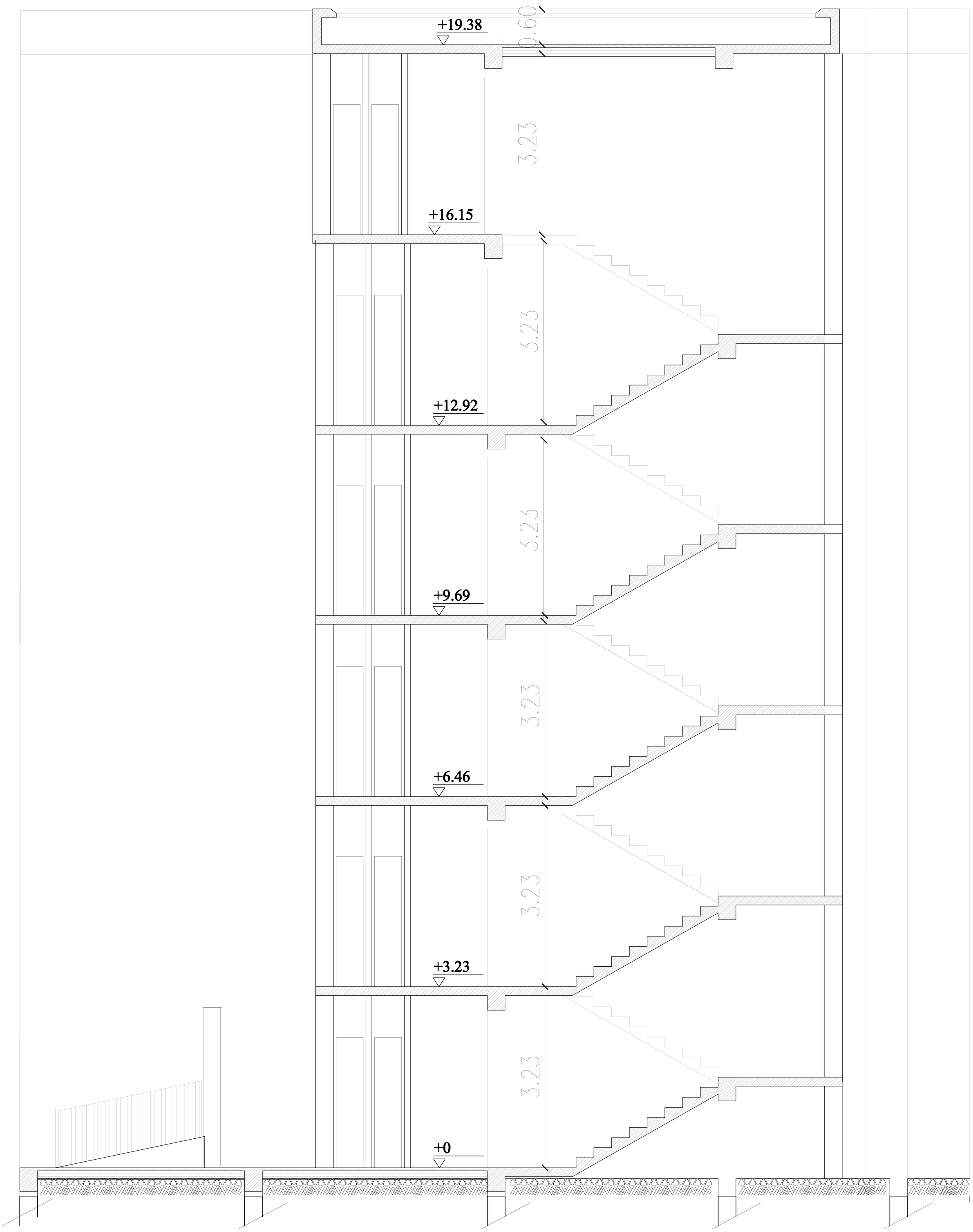
La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99version2003, CBA93) avec une étude technique du contreventement par l'adoption de plusieurs dispositions des voiles. L'étude dynamique a été faite sur le logicielSAP2000.

Finalement, l'étude de l'infrastructure du bâtiment a été faite par le calcul des fondations.

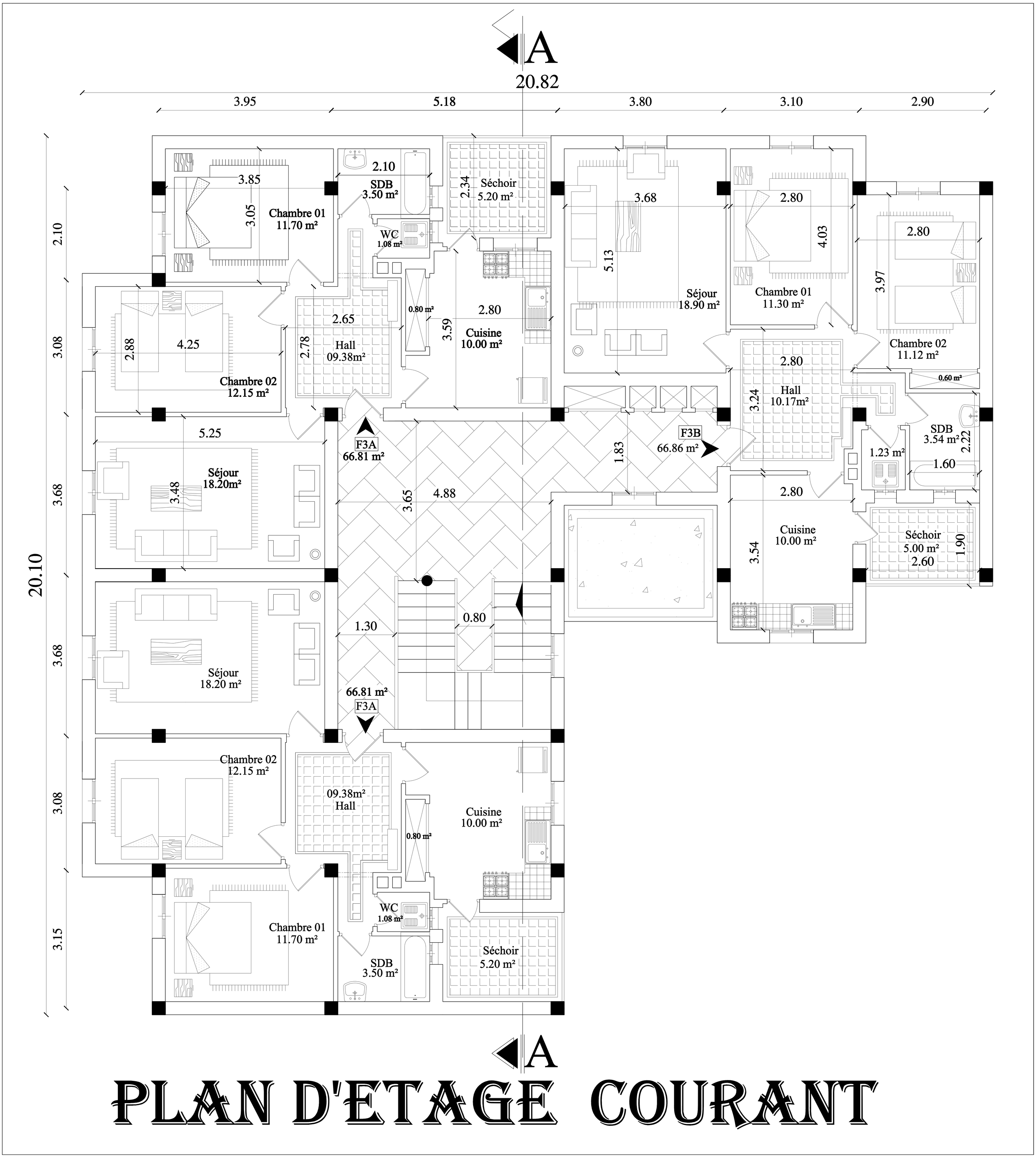
Abstract

This work aims the analysis of a reinforced concrete structure contenant (gronnd+5 floors), which will be implanted in « Medea» classed as a moyen seismic zone (IIb).

The resistance of the building is ensured by a mixed brace system (frame +Shells). The conception has been done according to construction laws applied in Algeria (RPA99version2003, CBA93) with a technic study of the brace system by the use of different dispositions of shells. The dynamic analysis has been done by the use of sap2000 Finaly, the substructure has been analysed by calculating the foundation.

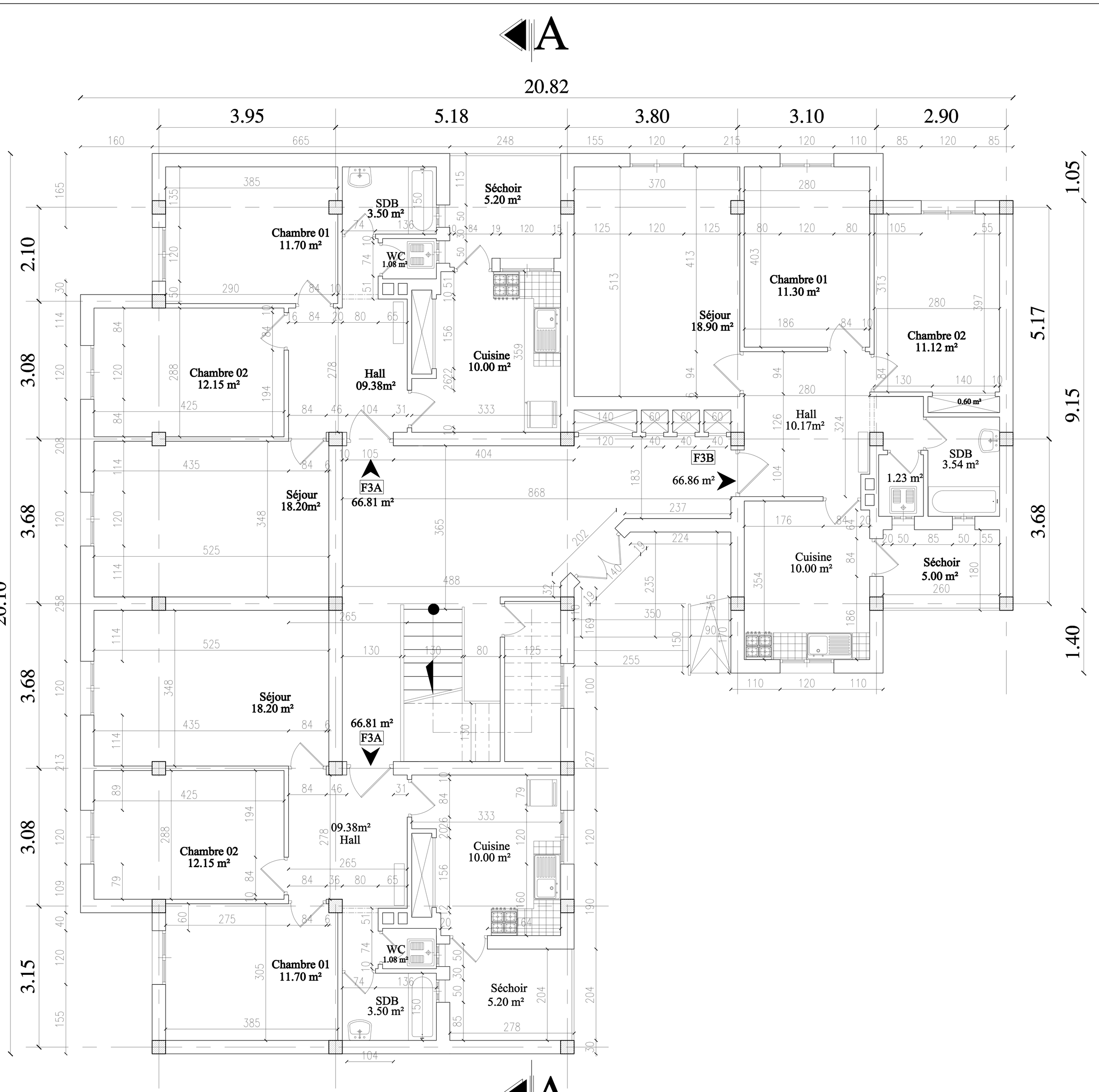


COUPE A-A



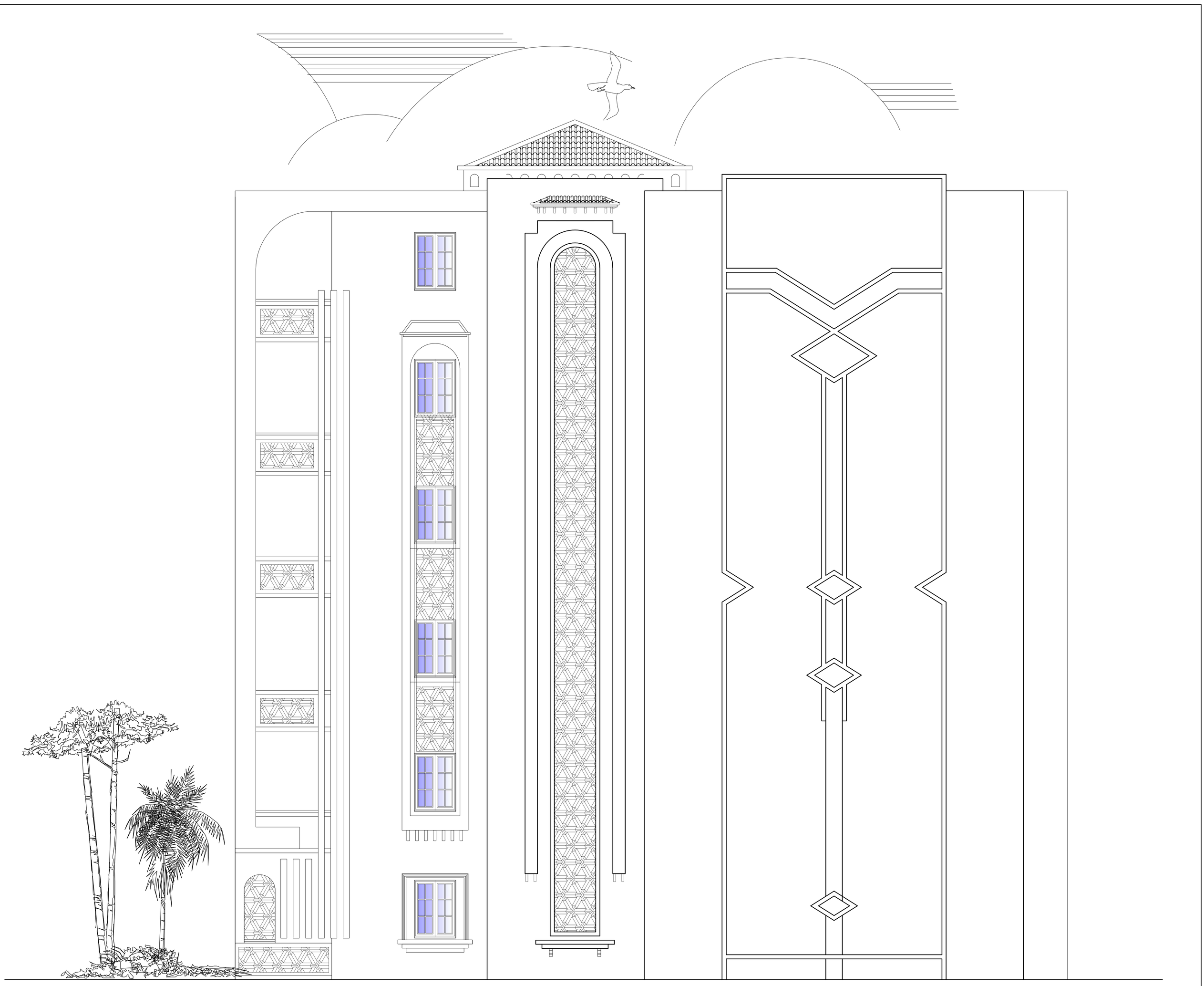
PLAN D'ETAGE COURANT

A

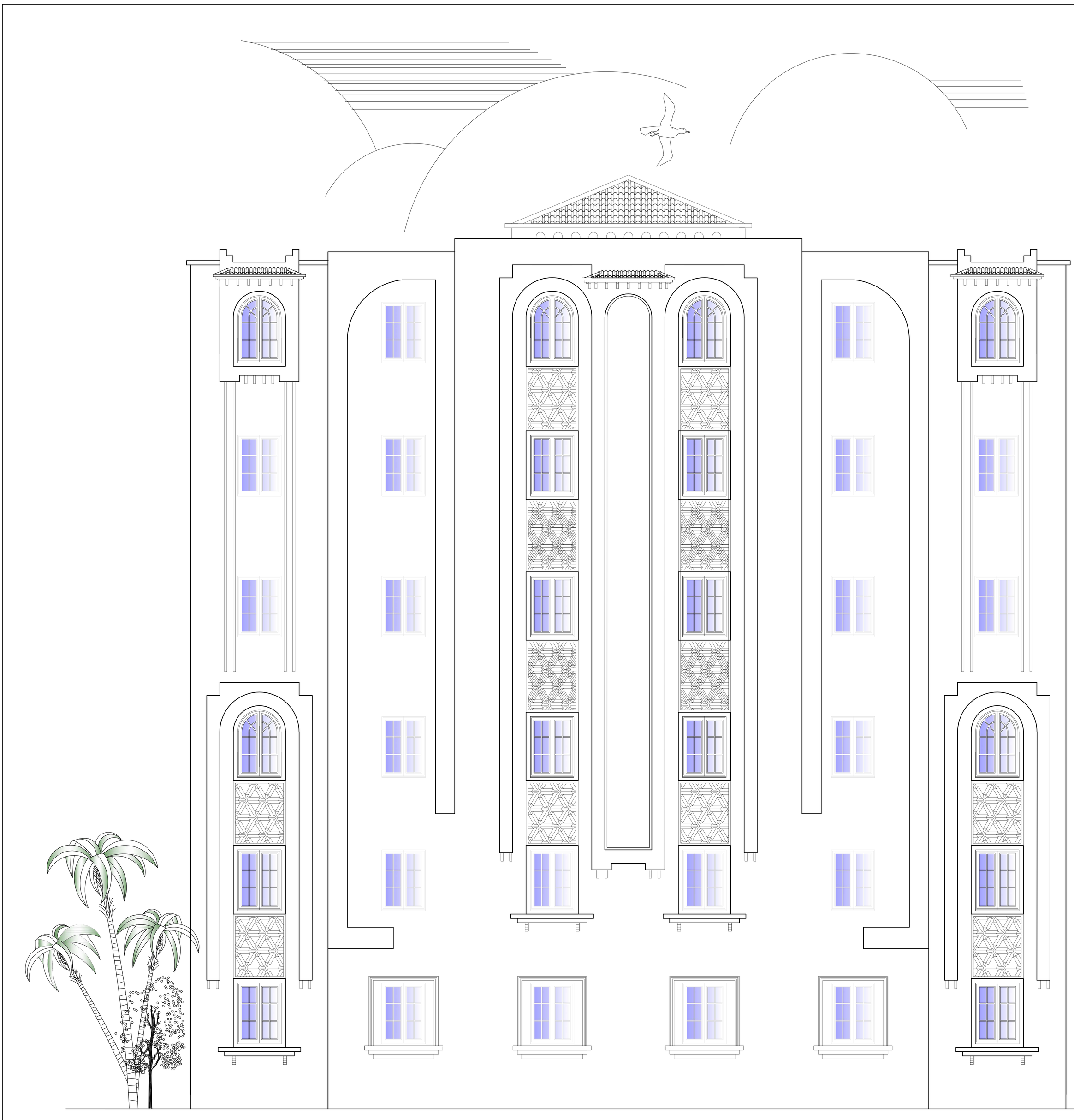


A

PLAN DE RDC



FAÇADE POSTERIEURE



FAÇADE PRINCIPALE

INTRODUCTION GENERALE

Ce projet est un étude d'une structures a usage habitation contient(RDC + 5étages),Dans le cadre de la construction de 18 logements collectifs à Médéa, cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité IIb , La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de voiles et de portiques ou des deux en même temps.
Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.
L'étude de ce projet est répartie en plusieurs chapitres à savoir :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier et les planchers).
- La quatrième étape consiste à l'application de la méthode statique équivalente pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
- La cinquième étape portera sur la détermination du ferraillage des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles).
- La dernière étape portera sur l'étude de l'infrastructure .

A la fin , on terminera notre travail avec une conclusion générale.



Description de l'ouvrage

I. Présentation de l'ouvrage :

I.1.Introduction :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment (RDC+5) en béton armé , à usage d'habitation

I.2. Situation :

L'ouvrage étudié sera implanté au niveau de la commune de Médéa, cette région est classé selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (ZONE II_b). Notre étude sera conforme aux exigences des règles du CBA93.

I.3. Description de l'ouvrage :

Le bâtiment est de forme (L) ; comportant cinq niveaux sur rez-de-chaussée (R+5),à usage d'habitation.

I.3.1.Démentions en élévation :

- Hauteur de RDC:3.23 m
- Hauteur de chaque étage courant:3.23m
- Hauteur de l'acrotère:+0.60m
- Hauteur totale de bâtiment:19.38+0.60m

I.3.2.Démentions en plan :

- La longueur du bâtiment à la base:20.80 m
- La largeur du bâtiment à la base:20.10 m

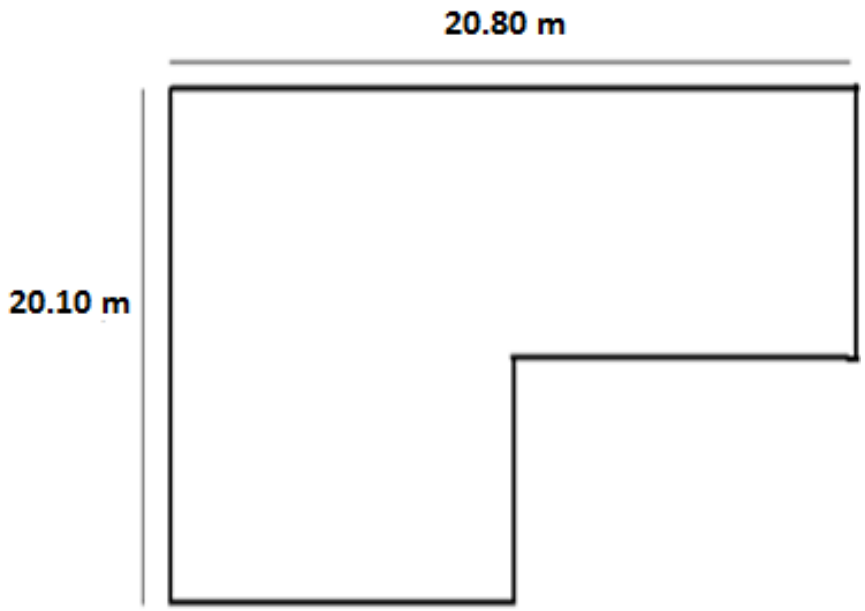


Figure I.1:vue en plan .

I.3.3.L'ossature:

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui est sollicitée par deux efforts :

1- Les efforts verticaux dus au poids propre de la construction et la surcharge d'exploitation

2- Les efforts horizontaux dus au séisme.

I.3.4 Système de contreventement :

L'ossature du bâtiment sera contreventée par un système mixte, assuré par des voiles et des portiques auto stable en béton armé.

I.3.5.Planchers :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure. , dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres , les poteaux et les voiles, ainsi assure l'isolation thermique et phonique de la structure.
Notre bâtiment comporte deux type de plancher :

- Planchers à corps creux.
- Plancher à dalle pleine

a) Plancher terrasse :

Protéger le bâtiment contre l'infiltration d'eau pluviale et les rayons de soleil.

b) Plancher d'étage courant :

Pour isoler les différents étages et supporter leur poids propre et les surcharges verticales.

I.3.6. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- **Murs extérieurs (double cloison) :**

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

Une lame d'air de 10 cm d'épaisseur.

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

- **Murs intérieurs (simple cloison) :**

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

I.3.7.Revêtements :

Le revêtement de la structure est constitué par :

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

I.3.8. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur

I.3.9.L'escalier

L'escalier est un élément secondaire assure la circulation entre les étages ,dans notre cas on a un seul type d'escalier : escalier droite à trois volées.

I.3.10 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.

Dans le cas de notre étude, σ_{sol}=***1bar*** et le sol est considéré comme un site meuble et classé selon le RPA 99/versions 2003 en (***catégorie S2)***

I.4. Caractéristique mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93).

I.4.1.Le béton :

Le béton est un matériau constitué par un mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et d'eau.

a .caractéristique du Béton :

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps.

b. ciment :

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

• Resistance mécanique.

• Imperméabilité a l'eau.

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

c. Granulats :

Le béton est constitue de deux types de granulats.

• Sable de dimension inferieure a 5 mm.

• gravier de dimension inferieur a 25mm (3/8 ; 8/15 ; 15/25)

d. Eau de gâchage :

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

e. Dosage du béton :

La composition courante de $1m^3$ de béton est:

- 350 Kg de ciment CEM II 42.5
- 400 l de sable $D_g \leq 5$ mm
- 800 l de gravillon $5mm \leq Dg \leq 25$ mm
- 175 l d'eau de gâchage.

f. Résistance du béton : [2]

f.1. Résistance du béton à la compression: Art [A.2.1.1.1]

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à *«J»* jours, généralement à *28* jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de *200,96 cm²* de section et de *32 cm* de hauteur.

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

$$j = 28\,jours \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j \succ 28\,jours \rightarrow f_{cj} = 1{,}1 f_{c28}$$

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

Tableau I-1 : Caractéristique du béton

F_{t28}(MPa)	2.1	
$E_{i\,28}$ (MPa)	32164.2	
$E_{v\,28}$ (MPa)	10819.0	
σ_{bc} ultime (MPa)	situation durable	14.2
	Situation accidentelle	18.5
σ_{bc} service (MPa)		15.0
τu (MPa) : situation durable	Fissuration peu nuisible	3.33
	Fissuration préjudiciable	2.5

f.2.Résistance du béton à la traction : Art [A.2.1.1.2]

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

1. **Traction directe :** sur les éprouvettes prismatiques en collant des têtes de traction.
2. **Traction par fendage :** en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. **Traction par flexion :** à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de 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 suivante :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} \qquad (MPa)$$

f_{c28} $=25$ MPa, on trouve : $f_{t28} = 2{,}1\ Mpa$

g. Caractéristiques Physique et Mécaniques De Béton :

✓ Masse Volumique :

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m≥.cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de **2500Kg/m³.**

✓ Retrait Hygrométrique :

Au cours de sa vie le béton subit une variation de son volume lorsque le béton conserve dans une atmosphère séché, il diminue de volume c'est le retrait.

Résistance caractéristique à la compression :

❖ Module de déformation longitudinale : [2]

Dans le cas courant un béton est défini par sa résistance à la compression a ***28 jours***. Cette valeur est déterminée par des essais.

Ces essais consistent en l'écrasement au moyen d'une presse, des éprouvettes constituées par des cylindres droits de béton ayant une section de ***200 cm″ (ø = 16cm)*** et une hauteur de ***32 cm.***

A partir de la résistance moyenne obtenue, on calcul la résistance caractéristique dans notre cas on prendra comme données :

- Compression : $f_{c28} = 25Mpa$.
- Traction : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$ ➔ $f_{t28} = 2.1Mpa$.

Le **C.B.A93** préconise pour j< 28 jours

- $f_{c28} \leq 40Mpa$ ➔ $f_{cj} = \dfrac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 j}$
- $f_{c28} > 40Mpa$ ➔ $f_{cj} = \dfrac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 j}$

❖ Module de déformation longitudinale au béton :

Les règles CBA93 le fixe à la valeur suivante

- Module instantané pour les charges d'une durée d'application <24 h

$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$ ➔ $E_i = 32164.195Mpa$ **Art [A.2.1.2.1]**

- Module différé pour les charges de longue durée

$E_i = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$ ➔ $E_i = 10818.900Mpa$ **Art [A.2.1.2.2]**

h. La contrainte de calcul béton comprimé : Art [A.4.3.4.1]

- Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) :
  - La courbe est sous forme d'une parabole

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta . \gamma_b \left(1 - \frac{2 - \zeta_{bc}}{2}\right)}$$

  - La courbe est sous forme d'une droite constante

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

[2]

- Etat Limite Service (E.L.S) :

La contrainte admissible du béton à la compression :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \rightarrow \quad \sigma_{bc} = 15 Mpa$$

Coefficient de poisson:

$$\upsilon = \frac{\delta a / a}{\delta L / L} \quad \rightarrow \quad \begin{matrix} \upsilon = 0.2 \;\; E.LS \\ \upsilon = 0.0 \;\; E.LU \end{matrix}$$

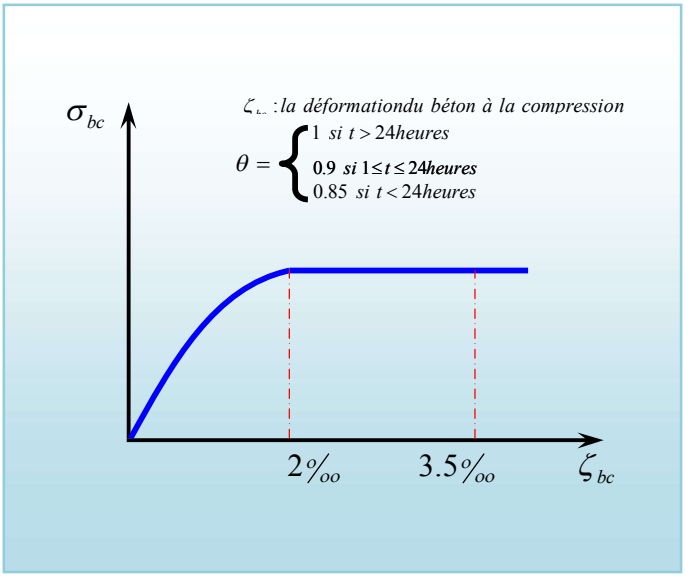


Figure I.2 : Diagramme de contraints

I.4.2. Les armatures :

a)Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour **0.15 à 0.25**٪ de carbone.
- Aciers durs pour **0.25 à 0.40** ٪ de carbone.

b. Caractéristiques mécaniques d'acier :

Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques d'acier

Nature de l'acier	Utilisation	Nuance	Fe (Mpa)
Ronds lisses RL	Armatures transversales	FeE 215	215
Barres à haute adhérence HA	Armature longitudinale	FeE 400	400
Treillis soudés TS	Dalles	TLE 500	500

c) Contrainte de calcul d'acier : [2]

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ζ.

- **Etat Limite Ultime (E.L.U) :**
  - f_e : limite d'élasticité de l'acier ➔ $f_e = 400 Mpa$
  - E_s : module d'élasticité de l'acier ➔ $E_s = 2.10^5 Mpa$
  - γ_s : coefficient de sécurité ➔ $\gamma_s = 1.15$ (situation durable)
  - γ_s : coefficient de sécurité ➔ $\gamma_s = 1$ (Situation accidentelle)

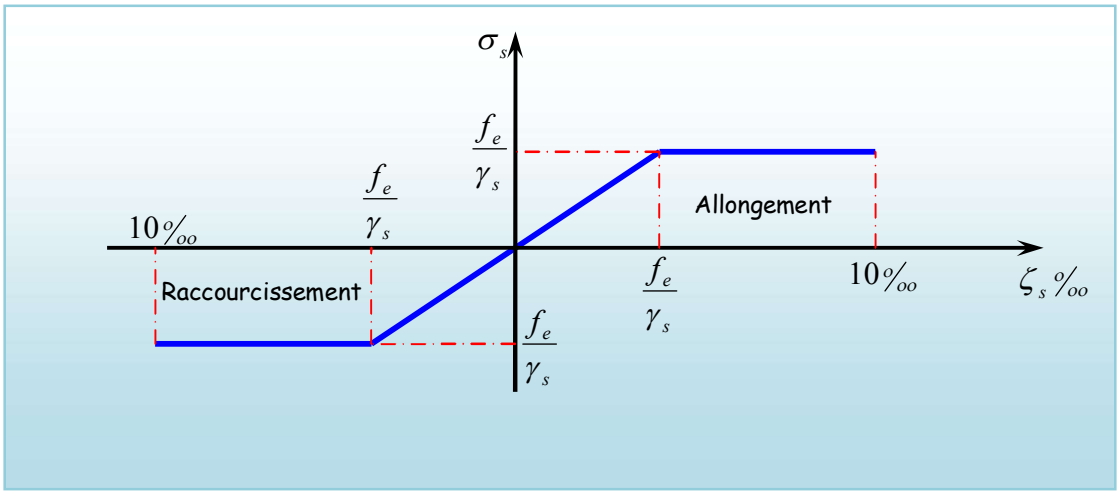


Figure .I.3 : Diagramme « déformation-contrainte » pour les aciers.

- **Etat Limite Service (E.L.S) : [2]**

C'est l'état de vérification des contraires en trois cas :

- Fissuration peu nuisible :

Pas de vérification $\overline{\sigma_s} = f_e$

- Fissuration préjudiciable :

À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{2}{3} f_e \ , \ 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$

- Fissuration très préjudiciable :

À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{1}{2} f_e \ , \ 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$

Avec :

$\eta = 1.0$ ..... pour les aciers rends lisses (R.L).

$\eta = 1.6$ .....pour les aciers de hautes adhérence (H.L).

Chapitre II

Pré dimensionnement et évaluation des charges

II.1. pré dimensionnement de l'ouvrage :

Le but du Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul. Le calcul de pré dimensionnement se base sur le principe de la descente des charges qui agissent directement sur la stabilité, de la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur. Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments à construire, il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

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

II .2. Pré dimensionnement des planchers :

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

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

II.2.1 Plancher à corps creux :

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

Ce plancher se compose de trois éléments essentiels :

- ✓ Les poutrelles.
- ✓ La dalle de compression.
- ✓ L'élément en corps creux.

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

$\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20}$ avec : $ht \geq \frac{L}{22.5}$

Avec :

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

*ht : hauteur totale du plancher

L= 488 cm d'où alors 19.52cm ≤ ht ≤ 24.4 cm

Et ht ≥21.68 cm

on adopte ht=24 cm

Telle que : ht = (d + e)

d=20 cm (hauteur de corps creux).

e= 4 cm (hauteur de la dalle de compression), selon le **[CBA93 ARTICLE B7.2.2]**

Donc **ht =24cm**

Conclusion :

On adoptera un plancher de 24 cm d'épaisseur composes d'un corps creux de **20 cm** et d'une dalle de compression de **4cm** d'épaisseur.

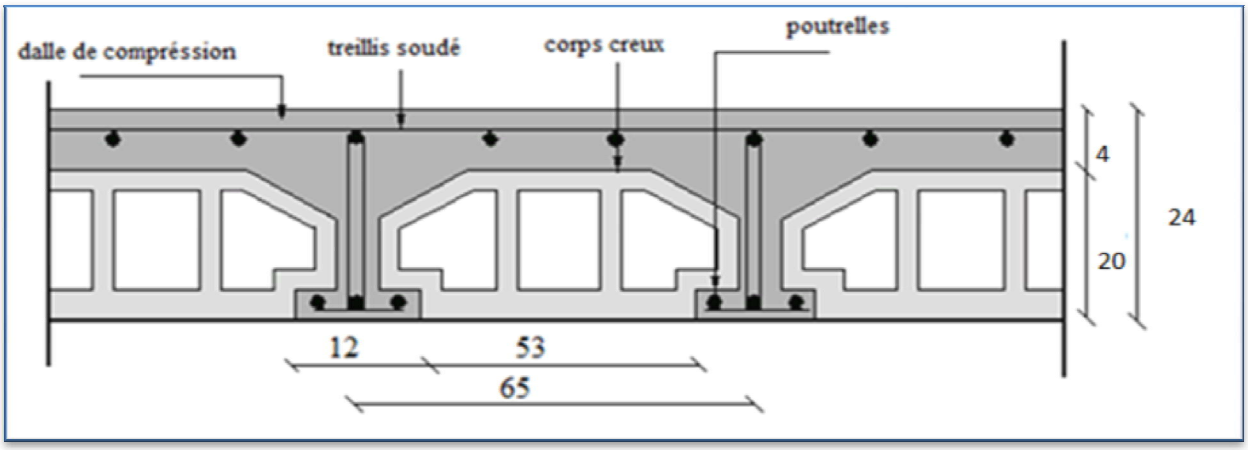


Figure. II.1. Schéma du plancher.

➢ **Condition d'isolation acoustique :**

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

H min≥ 16cm, d'où on a 24cm >16cm (condition vérifie).

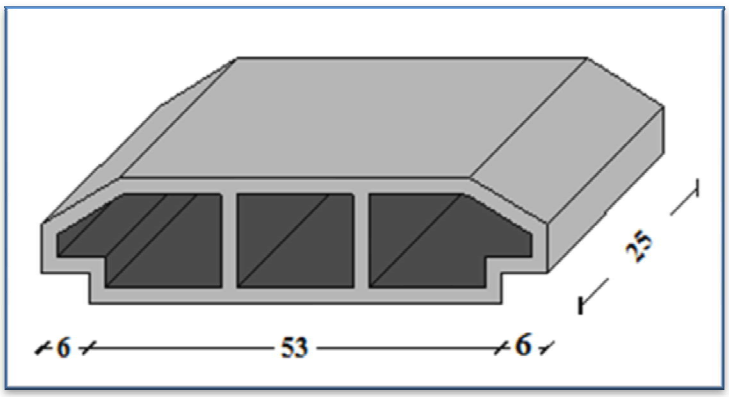


Figure. II.2 : Dimensions du corps creux.

II.2.2. Les dalles pleines:

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

- **Critère de résistance:**

- Dalle reposant sur deux appuis : [2]

$$\frac{L}{35} \leq ep \leq \frac{L}{30}$$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : [2]

$$\frac{L}{45} \leq ep \leq \frac{L}{40}$$

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

$(L_x/35) \leq ep \leq (L_x/30)$; L = 4.88 m → 13.94cm ≤ ep ≤ 16.26 cm

- **Sécurité contre l'incendie:**

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

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

- **Critère d'isolation acoustique:**

$e_p \geq$ 15 cm.

- **Condition de la flèche:**

- Si L ≤ 5 m ⇒ f ≤ L/500
- Si L > 5m ⇒ f ≤ (L/1000) + 0,5 cm

❖ **Conclusion:**

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

II.3.Evaluation des charges et sur charges : [3]

Pour avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage, la distribution des charges et surcharge (poids propre, surcharge d'exploitation, vent, neige, séisme) au niveau de chaque élément porteur et à chaque plancher s'avère nécessaire.

- **Les charges permanentes G :**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

- **Les charges d'exploitation Q :**

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

II.3.1. Maçonnerie :

a. Murs intérieurs (simple cloison)

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

N°	composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques ($KN/m^{3)}$	Poids surfaciques (KN/m^2)
-1-	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
-2-	Brique creuse	0,10	90	0,90
-3-	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			Total	**1,62**

b. Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau II.2 : charge permanente du mur double cloison

N°	composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
-1-	Enduit n plâtre	0,01	10	0, 10
-2-	Enduit en ciment	0,01	18	2x0.36
-3-	Brique creuse	0,10	0,90	2x0,90
-4-	Lame d'aire	0,05	-	-
			Total	**2.62**

II.3.2 : Plancher terrasse :

a) Charges Permanentes :

Tableau II.3 : Charges permanentes d'un plancher terrasse

N^0	Composants	Epaisseur **(m)**	Poids volumique **(KN/m^3)**	Poids surfacique **(KN/m^2)**
1	Gravier roulé (8/15)	0.04	18	0.72
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (20+4)	0.20+0.04	-	3.2
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				**6.72**

b. Surcharge D'exploitation :

Terrasse inaccessible **Q=1KN/m²**

II.3.3 :Plancher étage courant:

a)Charges Permanentes :

Tableau II.4: Charges permanentes d'un plancher courant

N^0	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher(20+4)	0.20+0.04	-	3.2
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison légère	0.10	-	1.62
Charge permanente G				***6.4***

b) Surcharge D'exploitation :

- Usage habitation **Q=1.50KN/m².**

II.4. Pré dimensionnement des poutres:

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

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

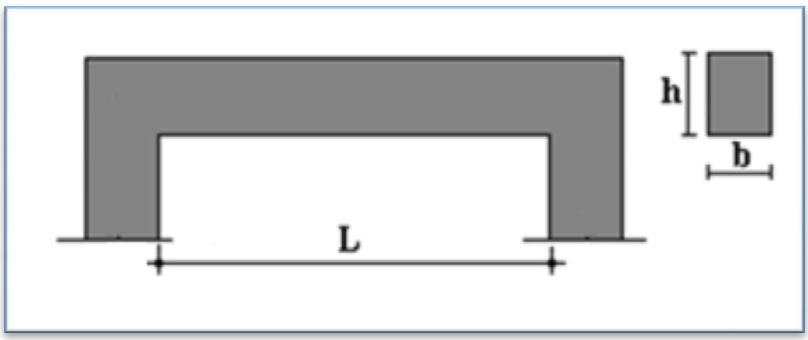


Figure II.3 : Dimensionnement de la poutre

❖ **Selon CBA93**

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

Et les conditions imposées par RPA.99 version 2003 [Art 7.5.1]

Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\begin{cases} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{max} \leq 1,5h + b_1 \end{cases}$$

Avec: L: la portée de la poutre.

- h: la hauteur de la poutre.

- b: la largeur de la poutre.

Tableau II.5: pré dimensionnement des poutres

	poutres principales	poutres secondaires
Conditions de résistance	L_{max}= 4.88 m ⇒ 32.53cm ≤ h ≤ 48.8cm on adopte h =40 cm ⇒ 12 cm ≤ b ≤ 28 cm on adopte b = 30 cm	L_{max}=4.88 ⇒ 32.53 cm ≤ h ≤ 48.8 on adopte h = 35 cm ⇒ 10.5 cm ≤ b ≤ 21 cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=40cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1,33 ≤ 4	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.16 ≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0,081) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.071) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)

II.5. pré dimensionnement des poteaux : [2]

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

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la décente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (1.35G+1.5Q)[ArtB.8.11] ;cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devient : (Nu= 1.1 Nu)

II.5.1. Étapes de pré dimensionnement :

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

II.5.2. Dimensions des poteaux :

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

$$\begin{cases} \text{Min } (a;b) \geq 30\text{cm} \\ \text{Min } (a;b) \geq he/20 \\ 1/4 < a/b < 4 \end{cases}$$

Avec:

a et b: les dimensions de poteau si a>b.

he : hauteur de poteau entre carrelage et la poutre

Tableau II.6: Pré dimensionnement des poteaux

		5 ème	4 ème	3 ème	2 ème	1 ère	RDC
Dimension des poteaux	a (cm)	30	30	35	35	40	40
	b(cm)	30	30	35	35	40	40

II.5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f: [2]

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

- 0.7*L0 : si le poteau est à ses extrémités :

Soit encastré dans un massif de fondation.

Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

- L0 : dans les autres cas.

II.5.4. Calcul de l'effort Nu :

$$N_u \leq \alpha\left[\frac{B_r.f_{c_{28}}}{0,9.\gamma_b}+\frac{As.f_e}{\gamma_s}\right]$$ **[CBA93 [B.8.4.1]]**

Avec:

-Br. : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur -toute sa périphérie « Br. = (b-2cm)x(a-2cm) ».

γb= 1,50 et γs = 1,15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (Situation durable).

-fc28 et fe : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

-As : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau (A=B/1000).

-α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé

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

-λ: l'élancement géométrique $\lambda=\frac{L_f}{i}$

-L_f : longueur de flambement L_f=0.7*L

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

-I: moment d'inertie $I=\frac{bxa^3}{12}$

-B : section de poteau B=axb

Donc i= $\frac{b}{\sqrt{12}}$

$\lambda=\frac{0.7xLx\sqrt{12}}{b}$

-fc_{28}=25MPa

-Fe/γ_s=348 MPa

Nu=1.35G+1.5Q ≤ $\overline{Nu}$=Br.*1.33632

Pour déterminer la valeur du charge permanente G on indique la méthode de descend des charges sur le poteau le plus sollicite.

Tableau II.7: Détermination de l'effort normal ultime ≪Nu ≫de chaque niveau.

	dimension	B_r (mm^2)	L_0 (m)	λ	α	As (mm^2)	$\overline{N}u$ (Kn)
5ème étage	30x30	78400	2.88	23.28	0.781	90	1158.36
4ème étage	30x30	78400	2.88	23.28	0.781	90	1158.36
3ème étage	35x35	108900	2.88	19.95	0.798	122.5	1643.3
2ème étage	35× 35	108900	2.88	19,95	0,798	122,5	1643,3
1ère étage	40× 40	144400	2.88	17,45	0,8	160	2183,78
RDC	40× 40	144400	2.88	17,45	0,8	160	2183,78

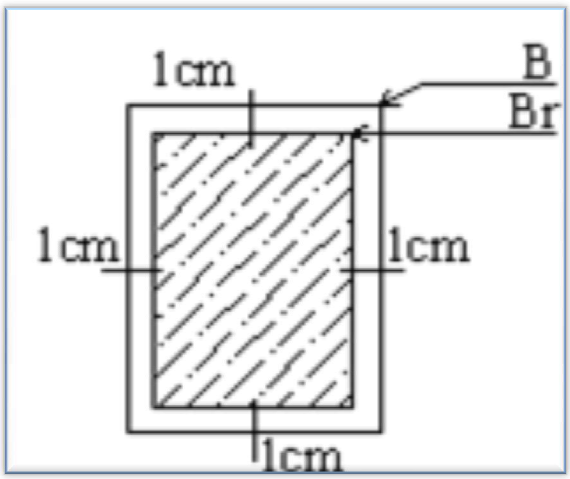


Figure II.4: la section réduite d'un poteau

II.5. 5. Détermination des charges et surcharge

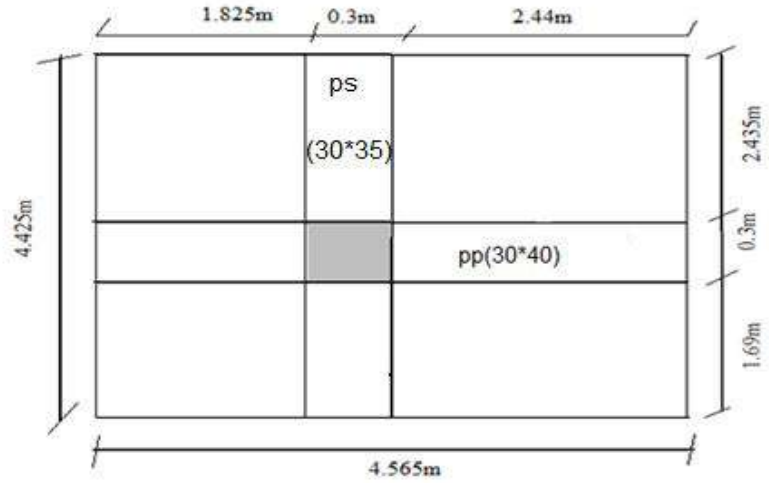


Figure II.5: Dimension du poteau plus sollicité

Sp = (1.825+2.44) x (2.435+1.69)=17.59 m^2

St = (4.565) x (4.425)=20.20 m^2

$G_{plancher}$=Sp× Gp

$G_{pouteau}$=a× b × 25 × he

G_{poutre}=(b× h × L) x25

Tableau II.8 : Détermination des charges permanentes

Etage	$G_{plancher}$ (kN)	$G_{poutres}$ (KN)	$G_{poteaux}$ (KN)	G(KN)	G cum(KN)
5 ème	118.204	23.62	7.267	149,09	149,09
4 ème	112.576	23.62	7.267	143,91	293
3ème	112.576	23.62	9.89	146,53	439,53
2ème	112.576	23.62	9,89	149,53	589,09
1ère	112.576	23.62	12,92	149,56	738,62
RDC	112.576	23.62	12,92	149,56	888,18

II.5.6. Descente des charges : [3][Art6.3]

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

II.5.6.a. Charges d'exploitation :

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

- $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times \sum_{i=1}^{5} Q_i$
- $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots + Q_n)$

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- $Q_1, Q_2, \ldots\ldots, Q_n$: Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

- **Loi de dégression des charges Q :**

  Plancher terrasse : $Q_0=1$

  Plancher $4^{ème}$ étage : $Q_0+Q_1 =2.5$

Plancher 3ème étage : $Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$ =3.85

Plancher 2ème étage : $Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$ =5.05

Plancher 1ème étage : $Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$ =6.1

Plancher du RDC: $Q_0+0,80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$ =7

Tableau II.9 : vérification $N_u \leq \overline{N_u}$

niveau	$G_{cum\ (KN)}$	Q cum (KN)	Nu (KN)	1.1 Nu (KN)	$\overline{N}$u (Kn)	1.1Nu< $\overline{N}$u (KN)
5 ème	149,09	20.20	231,57	254.72	1158.36	cv
4 ème	293	50.5	471,3	518.43	1158.36	cv
3ème	439,53	77.77	710.02	781.02	1643.3	cv
2ème	589,09	102.01	948.28	1043.1	2183,78	cv
1ère	738,62	123.22	1181.967	1300.163	2865,5	cv
RDC	888,18	141.4	1411.143	1552.25	2865,5	cv

II.5.7. Vérification selon le RPA99v2003 : [Art7.5.1]

Min (b1 ; h1) = 30 ≥ 30 OK.
Min (b1 ; h1) = 30 > he/20 cm OK.
1/4 < b1/h1 = 1 < 4 OK.

Alors les trois conditions sont satisfaites.

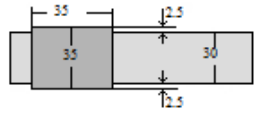
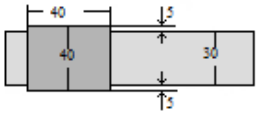
Les sections des poteaux sont satisfaites aux conditions de RPA99 version 2003

II.5.8. Vérification aux zones nodales : [1][Art7.5.1]

Il nous reste à vérifier :

- $bmax \leq 1,5h_1+b_1$
- $d \leq \text{Max}\ (b_1/2;h_1/2)$

Tableau. II.10: Vérification aux zones nodales.

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	d ≤ Max $(b_1/2;h_1/2)$
	30	40	40	cv	2,5	20	cv
	30	35	35	cv	5,0	17,5	cv

II.6.Pré dimensionnement des voiles :

Le Pré dimensionnement des voiles en béton armé sera justifié par l'article[**7.7.1** du **RPA99**]. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.)

D'après le(**RPA 99 article7.7.1**)« les éléments satisfaisants la condition (L ≥ 4 e) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires . »

avec :

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

Selon l'article (**7.7.1 RPA99**), 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 des conditions de rigidité aux extrémités .

$$e \geq \frac{h_e}{25}$$

les Etage:

(h_e= 323-40 = 322,6cm)

$\Longrightarrow$ e ≥ h_e/22 = 323/22= 14,68 cm

Donc pour assure la continuité de même épaisseur des voiles On adopte : ***e = 15cm***

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1 L'acrotère

III.1.1 Définition :

L'acrotère est un élément en béton armé entourant le plancher terrasse. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. Le calcul s'effectue en flexion composée pour une bande de 1ml et sous une charge permanente représentant le poids propre de la console et une charge d'exploitation de 100 kg/m² due au poids de la main courante.

III.1.2 Évaluation des charges permanente et surcharges d'exploitation :

- **Charge permanente (poids propre) :**

G= [(0.6x0.1)+(0.07x0.12)+(0.03x0.12/2)]x25

G=1.75 KN/ml

- **Surcharge d'exploitation** : Q=1 KN/ml

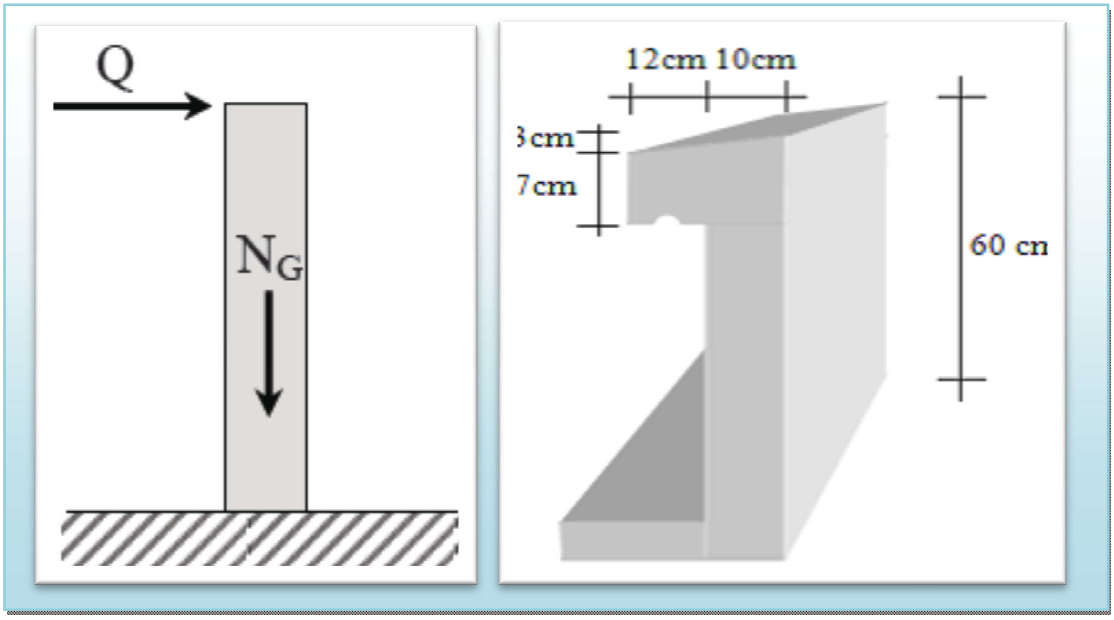


Figure .III.1 :L'acrotère

III.1.3 Détermination des efforts : M,N ,T

Tableau III.1: les efforts sur l'acrotère à l'état limite ultime et l'état limite de service.

L'ELU :	
L'effort normal	N_u=1,35G=1,35x1,755=2,36KN
Moment d'encastrement	M_u=1,5xQxh=1,5x1x0,6=0,9KN
L'effort tranchant	T_u=1,5xQ=1,5x1=1,5KN
L'ELS :	
L'effort normal	N_{ser}=G=1,755KN
Moment d'encastrement	M_{ser}=Qxh=1x0,6=0,6KN
Moment d'encastrement	T_u=Q=1KN

III.1.4. Calcul de ferraillage:

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

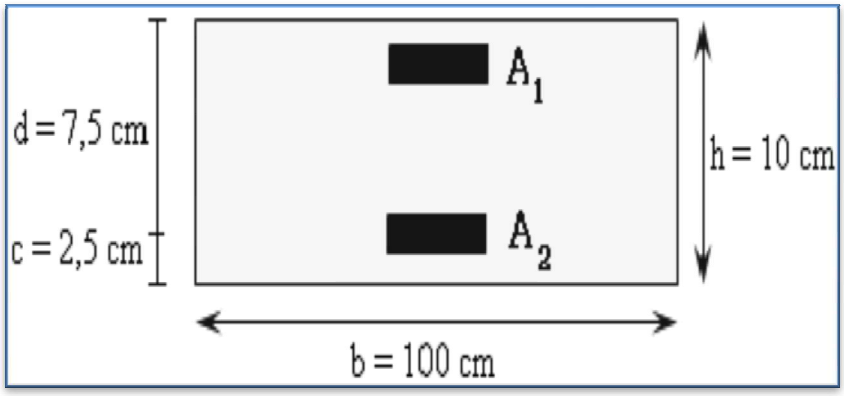


Figure III.2 : Section de B.A a l'ELU

Tableau III.2: Dimensions et caractéristiques des matériaux

notation	b (cm)	h (cm)	c (cm)	F_{c28}(MPa)	F_e(MPa)	L_0 (m)	L_f (m)
valeur	100	10	2.5	25	400	0.6	1.2

III.1.5:Ferraillage de l'acrotère :

- À l'état Limite ultime :

- ***Calcul de l'excentricité:***

Nu *: compression.*

$$\left.\begin{array}{l} e_0 = \dfrac{M_u}{N_u} = \dfrac{0.9x100}{2.36} = 38.13cm \\ \dfrac{h}{2} - c = \dfrac{10}{2} - 2{,}5 = 2{,}5cm \end{array}\right\} e_0 \succ \frac{h}{2} - c \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

- ***Calcul du moment " M_a " :***

a=h/2-c+e_0=10/2-2.5+38.13=40.63 cm

$$Ma = N_u \times a = 0.96kNm$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{0{,}96\times10^3}{100\times(7{,}5^2)\times14{,}2} = 0.012$$

$\mu \prec \mu L = 0{,}392 \Rightarrow A_s^{'} = 0$ *Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.*

Donc : ß = 0.994 (tab).

$$A = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} = \frac{0.96\times10^6}{0.994\times100\times348} = 27.75 \text{ mm}^2$$

$\Rightarrow$ A = 0.28 cm²

N : effort de compression, alors :

$$A2 = A - \frac{Nu}{100\sigma_s} = 27.75 - \frac{2.36\times10^3}{100\times348} = 27.68 \text{ mm}^2$$

$\Rightarrow$ A =0.28 cm²

Et A' = A1 $\Rightarrow$ A' = 0

$$\text{Donc: } \begin{cases} A_2 = 0.28\text{cm}^2 \\ A_1 = 0\,\text{cm}^2 \end{cases}$$

- ***Condition de non fragilité*****:** **[1]**

$$A_{\min} = \frac{B}{1000} = \frac{10\times100}{1000} = 1\,\text{cm}^2 > A = 0.28\,\text{cm}^2$$

Donc : A = Amin = 1,00 cm^2

On adoptera : A2 = 4HA8 =2.01 cm^2

❖ Armatures de répartition: [1]

On a :. $\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2}$

$0.5025 \leq A_r \leq 1.005$

Donc, on prendra : Ar = 3HA8=1.5 cm^2

❖ Espacement : [1]

$S_t = \frac{100}{4} = 25\ cm \leq s_{min} = min(3h = 30\ cm, 33\ cm) = 30\ cm$.....(CV)

$$S_{t\,r} = \frac{100}{3} = 33\,cm \leq S_{t\,min} = \min[4h = 40\,cm\,; 45\,cm] = 40\,cm \text{ .....(CV)}$$

III.1.6 : vérification à l'ELU : [1]

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0{,}6 \times 10^2}{1{,}755} = 34{,}18cm$$

On a : $e_0 = 34.18cm \succ \frac{h}{2} - c = 2.5cm$

- La section est partiellement comprimée *(SPC)*.

On doit vérifier l'inégalité ci-contre :

$$\frac{M'_G}{N_{Ser}} \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$$

Où: Bo = b.h+ 15 (A1 + A2) = 100× 10 +15× (0 + 2.01)

⇒ Bo = 1030,15 cm².

$$\upsilon 1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A1\ c + A2\ d)\right] =$$

$$= \frac{1}{1030.15}\left[\frac{100 \times 10^2}{2} + 15(0 \times 2.5 + 2.01 \times 7.5)\right]$$

⇒ v_1= 5,073 cm.

v_2= h - v_1=10-5.073 → v_2 =4.926cm

$$I'_G = \frac{b}{3}(\upsilon 1^3 + \upsilon 2^3) + 15[A1(\upsilon 1 - c1)^2 + A2(\upsilon 2 - c'2)^2]$$

$$I'_G = \frac{100}{3}(5.073^3 + 4.926^3) + 15[0 \times (5.073 - 2.5)^2 + 2.01 \times (4.926 - 2.5)^2]$$

$\Rightarrow I = 8513.68\ cm^4$.

Alors: $\frac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Donc : $M'_G = N_{ser} . C'G'$

$C'G' = CG + GG' = CG + (\upsilon 1 - (h/2)) = e0 - (h/2 - c) + (\upsilon 1 - (h/2))$

$C'G = 34.18 - (\frac{10}{2} - 2.5) + (5.073 - (\frac{10}{2}))$

$= 31.75$ cm.

$CG' = 31.75\text{cm} > \frac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

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 $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

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

❖ *Détermination de y_1 :*

C' : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Avec :

$$C' = \frac{h}{2} - e_0 = \frac{10}{2} - 34.18$$

Pour déterminer y1, il faut résoudre l'équation suivante:

$$y_2^3 + py_2 + q = 0 \ldots\ldots\text{"*"}$$

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

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

$$\begin{cases} P=-3\times(-29.18)^2-90\frac{0}{100}\times(-29.18-2.5)^2+90\times\frac{2.01}{100}\times(7.5-(-29.18)) \\ q=-2\times(-29.18)^3-90\times\frac{0}{100}\times(-29.18-2.5)^2-90\times\frac{2.01}{100}\times(7.5-(-29.18))^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} p = -2488.06 \ \text{cm}^2 \\ q = 47258.06 \ \text{cm}^3 \end{cases}$$

D'où l'équation (*) devient : $y_2^3 + (-2488.06)\, y2 + 47258.06 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -4.84\text{x}10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0{,}992 \Rightarrow \varphi = 171.62° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 57.59\text{cm} \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\times\cos(\frac{\varphi}{3}) = 31.19\,\text{cm} \\ a\times\cos(\frac{\varphi}{3}+120) = -57.52\,\text{cm} \\ a\times\cos(\frac{\varphi}{3}+240) = 26.33\text{cm} \end{cases}$

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

$0 < y1 = y2 + C < d$

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

Finalement, on trouve :

$y2' = 31.19$ cm

$y2'' = -57.52$cm rejetée comme valeur (< 0)

$y2''' = 26.33$ cm rejetée comme valeur (< 0)

D'où alors **:** $0 < y1 = 31.19 + (-29.18) = 2{,}01$ cm $< d = 7{,}5$ cm

Donc on prend : y2 = 31.19 cm.

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

$$= \frac{1}{2}\times 100\times 2.01^2 + 15(0\times(2.01-2.5) - 2.01\times(7.5-2.01))$$

$$S_{xx'} = 36{,}48\text{cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1755}{36481.5} = 0{,}0481\ \text{N/mm}^3$$

$$\sigma_b = K\, y_1 = 0{,}0481\times 20{,}1 = 0{,}967\ \text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15\ \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.0481 \times (75 - 20.1) = 39.61 MPa$$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3} f_e = 266,67MPa; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201,633MPa\right] = 201,633\,MPa$$

$$\sigma_s = 39.61 MPa < \overline{\sigma}_s = 201,633 MPa$$

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

III.1.7: Vérification de l'effort tranchant: [1]

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

$$T = V_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = 1,5 - \frac{0.9}{0,9 \cdot 0,075} \Rightarrow T = -11.83 < 0$$

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

III.1.8 : Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \overline{\tau}$ 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 [0,15 $\frac{fc_{28}}{\gamma b}$; 4 MPa] = 2,5 MPa (fissuration préjudiciable)

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

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

III.1.9. Vérification de l'acrotère au séisme:

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

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

A: coefficient d'accélération.

A = 0,20 *[Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2 , zone II_b)].*

Cp: facteur de force horizontal.

Cp = 0,8 **[1]** ***TAB. [6.1]*.**

W_p: poids propre de l'élément.

$\boldsymbol{W_p}$= 1.75 KN.

D'où alors : F_p= 4 x 0,20 x 0,8 x 1.75

$\Rightarrow F_p$= 1,12KN <1,5Q = 1,5KN (c.v)

Conclusion :

Donc l'acrotère résiste a la force horizontale

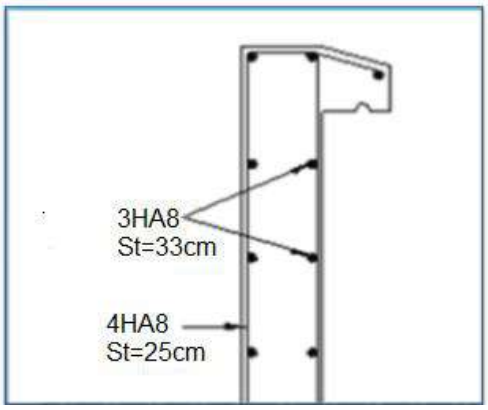


Figure.III.3 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Planchers à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation, il est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 5 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

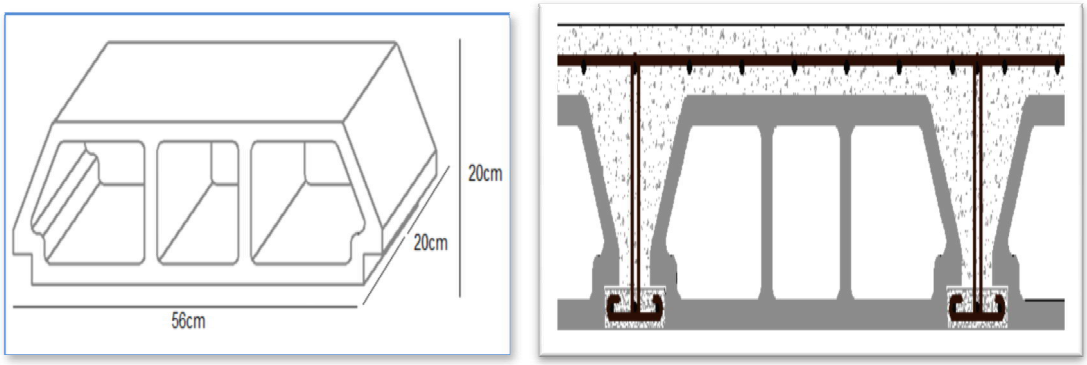


Figure III.4: plancher en corps creux

III.2.1.La dalle de compression: [2] Art [B.6.8.4.2.3]

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de (5 cm) avec un espacement de(65 cm) entre poutrelles.

❖ La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :

  $a_1 \leq 20$ cm **[2]**

- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :

  $a_2 \leq 33$ cm **[2]**

- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{fe} \qquad si \quad L \leq 50cm$$

$$A_{\perp} \geq 0,02.L.\frac{200}{Fe} = \frac{4L}{Fe} \qquad si \quad 50 \leq L \leq 80cm$$

[2]

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- Fe : nuance de l'acier FeE520 (Fe=520)

Le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de (20cm x 20 m)

- $A_{\perp}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$50cm \leq (L=65cm) \leq 80cm \Rightarrow A_{\perp} \geq 0,02.L.\frac{200}{Fe} = \frac{4L}{Fe} = 0,5\ cm^2/ml$$

- La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0{,}25\,cm^2/ml \; . \qquad [2]$$

On choisira: $A^{\perp} = 5\ \varphi\ 5 = 0{,}98\ cm^2$, esp = 20 cm.

$A// = 4\ \varphi\ 5 = 0{,}78\ cm^2$, esp = 25 cm.

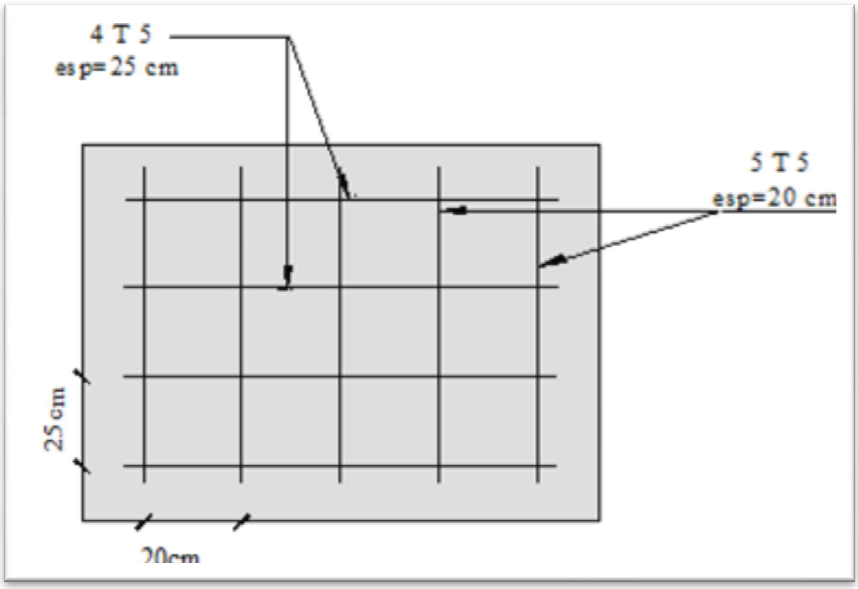


Figure.III.5. Disposition des armatures de la table de compression

III.2.2. Calcul des poutrelles:

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

- ♦ Avant coulage.
- ♦ Après coulage.

III.2.2.1 : Calcul avant coulage de la table de compression :

- ✓ La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:
- ✓ son poids propre.
- ✓ le poids de corps creux (entrevous).
- ✓ une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

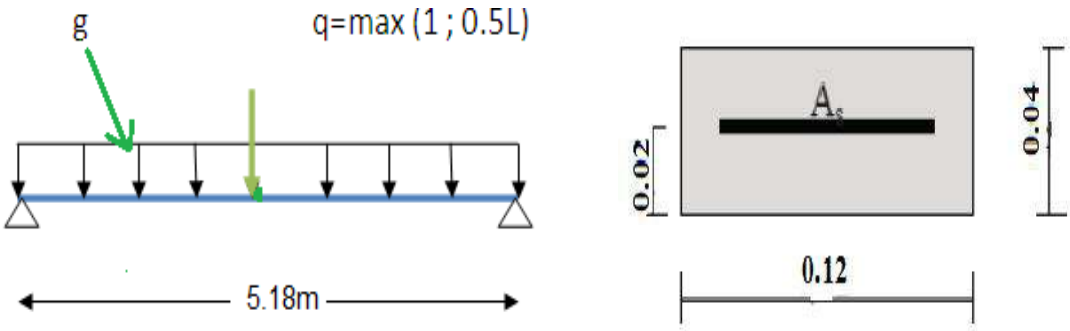


Figure.III.6. Schéma statique de la poutrelle

Tableau.III.3. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles

La travée L	Q (KN)	G (KN/ml)	
5,18	Q=max(1KN ;et 0.5x5.18)= 2.59KN	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0,12×0,04×25 = 0,12	0,65×1 = 0,65
		0,77	

- ***Ferraillage :***
- ***A l'ELU :***
- ***Calcul des moments:***

Tableau.III.4 : Moments statiques des poutrelles.

Moments
$M_G = \frac{GL^2}{8} = 2,58KN.m$
$M_Q = \frac{QL}{4} = 3,35KN.m$
$Mu=1,35M_G+1,5M_Q=8,46$ KN.m

$$f = \frac{5 \times G \times l^4}{348 \times E \times I} + \frac{Q \times L^3}{48 \times E \times I} \leq \frac{L}{500}$$

Avec : E=32164.195Mpa

F_{c28}=25Mpa et I=640000mm^4

Tableau III.5 : Détermination le nombre des étaiements

étaiement	G	Q	L (mm)	F_{max} (cm)	$\bar{F}$(cm)	F<$\bar{F}$
0	0.77	2.59	5180	35.066779	1.036	cnv
1	0.77	1.295	2590	2.1916737	0.518	cnv
2	0.77	1	1726.6667	0.4329232	0.3453333	cnv
3	0.77	1	1295	0.1369796	0.259	cv

Donc on adopte 3 étais.

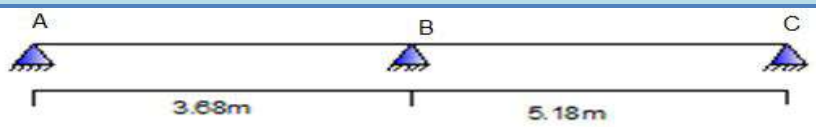
III.2.2.2 : Apré coulage de la table de compression :

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

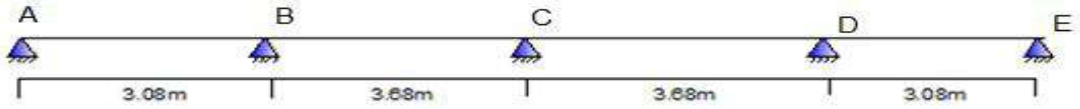
Selon la longueur et le chargement de chaque travée, notre structure comporte4 types des poutrelles :

Figure. III.7 : type des poutrelles

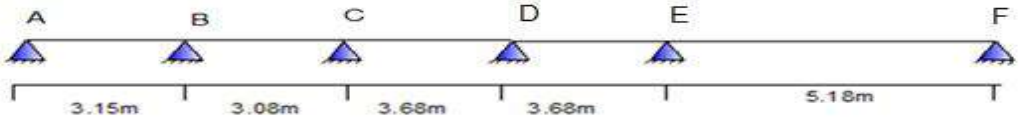
Poutrelle à 2 travées



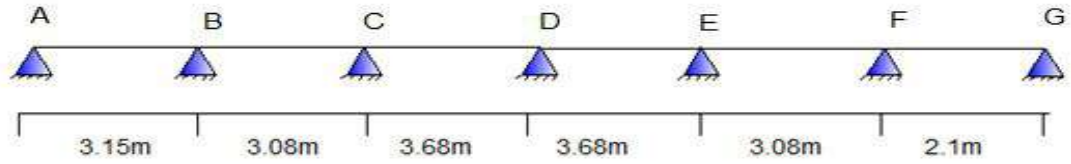
➢ Poutrelle à 4 travées.



Poutrelle a 5 travée.



Poutrelle a 6 travée :



III.2.2.2.1 Méthode de calcul :

Etant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

- **Méthode forfaitaire**

Domaine d'application :

$Q \leq Min\ (2G\ et\ 5\ kN/m2)$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

  $0.8 \leq Li/Li{+}1 \leq 1.25$
- La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable

Exposé de la méthode :

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

Mt : Moment en travée.

Ma : Moment à l'appui.

Mw : Moment à l'appui de gauche.

Me : Moment à l'appui de droit On désigne par : $\alpha = Q/G+Q$

Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

$M_t+(\frac{M_W+M_e}{2}) \geq Max[1.05M_0$et $(1+0.3\alpha)M_0$

$\begin{cases} (\frac{1.2+0.3\alpha}{2})M_0 : \text{pour les travées de rive} \\ (\frac{1+0.3\alpha}{2})M_0 : \text{pour les travées intermédiaire} \end{cases}$

$M_a \geq 0.6M_0$: cas des poutres a 2 travées.

$M_a \geq 0.5M_0$:Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travée

$M_a \geq 0.4M_0$: Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

L'effort tranchant est égale :

$T_w=\frac{pL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$

$T_e = -\frac{pl}{2} + \frac{M_{w-M_e}}{L}$

avec :

T: effort tranchant à gauche de la travée.

Te : effort tranchant à droite de la travée

❖ Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5 N/mm².

$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5KN/m^2 \end{cases}$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25

- La fissuration est peu nuisible

Porté fictive :

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive **:**

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

. **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.

$K_e = \frac{I_e}{l'_e}$; $K_w = \frac{I_w}{l'_w}$; $\gamma = \frac{K_w}{K_e}$; $\gamma = \frac{I_w \times l'_e}{I_e \times l'_w}$

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:**

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

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:

$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$

Méthode Caquot :

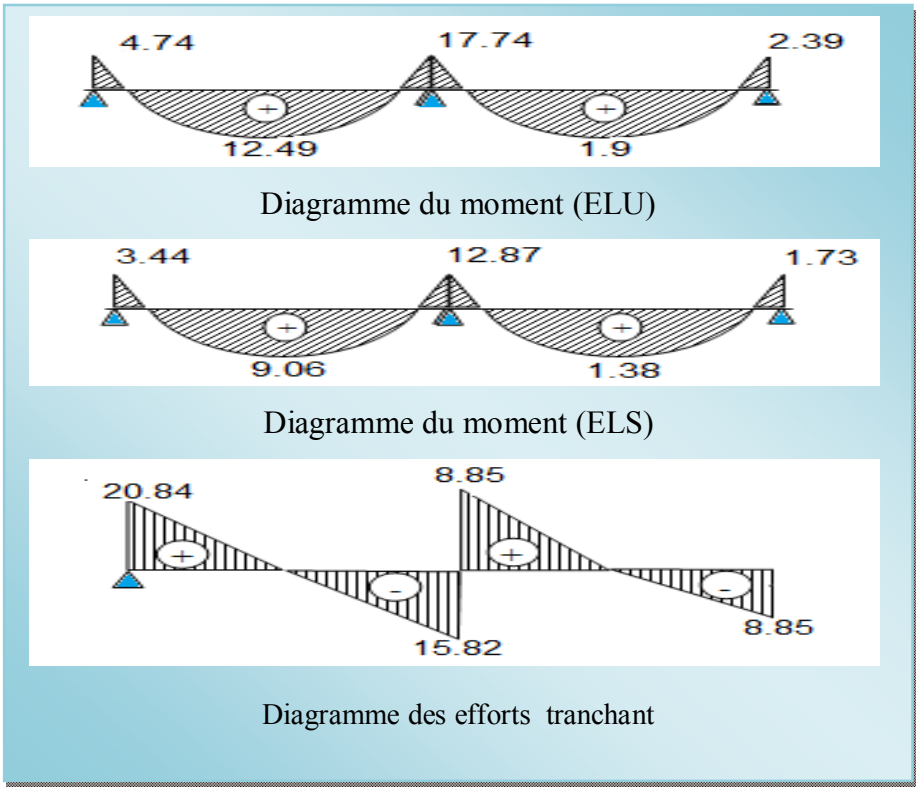


Figure III.8: Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées

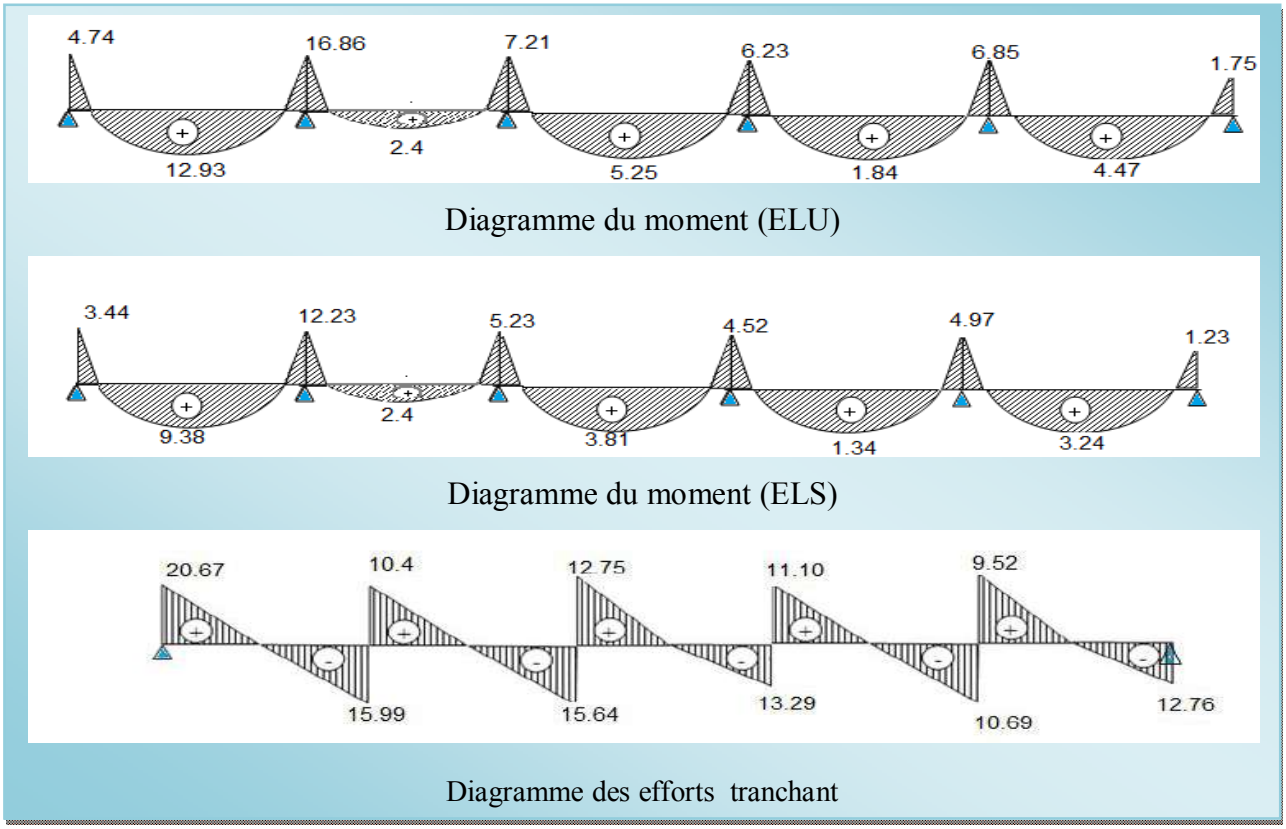


Figure III.9: Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées

Tableau.III.6: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 6 travées à l' ELU

M_0 (KNm)	mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
3.90	0.78	4.41	1.30	9.16	-5.69
8.39	4.41	6.23	3.06	11.48	-10.31
11.98	6.23	7.21	5.25	13.29	-12.75
11.98	7.21	6.23	5.25	12.75	-13.29
8.39	6.23	6.85	1.84	11.10	-10.69
8.77	6.85	1.75	4.47	9.52	-12.76

Tableau. III.7: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 6 travées à l'ELS

M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t
2.83	0.56	3.20	0.94
6.08	3.20	4.52	2.22
8.69	4.52	5.23	3.81
8.69	5.23	4.52	3.81
6.08	4.52	1.21	3.21
6.36	4.97	1.273	3.24

Méthode forfaitaire

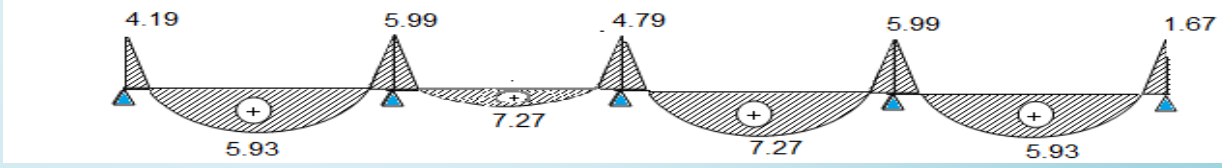


Diagramme du moment (ELU)

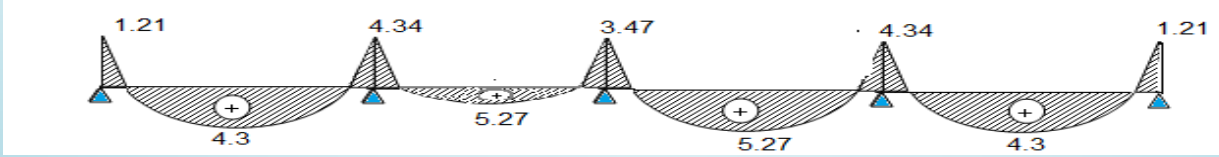


Diagramme du moment (ELS)

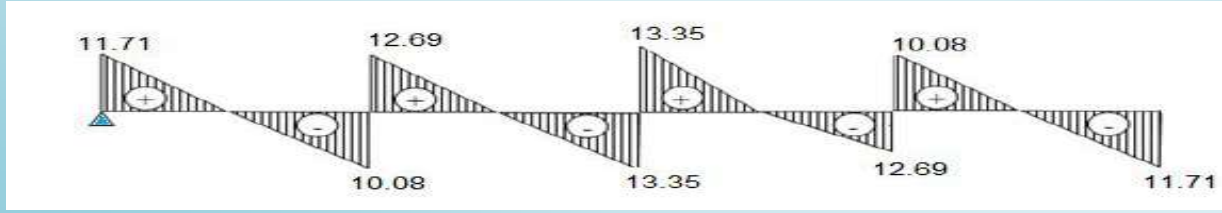


Diagramme des efforts tranchant

Figure III.10: Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées

Donc la méthode forfaitaire est applicable dans le cas de poutrelle à quatre travées.

➢ Calcul du ferraillage :

- **Calcul des armatures longitudinales:**

o n considère pour le ferraillage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et en appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple .

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

❖ ELU :

M_{tmax} =12.93KN.m

M_{amax} =17.74KN.m

T_{max} =20.84KN

❖ ELS

M_{tmax}=9.38KN.m

M_{amax}=12.87KN.m

Position de l'axe neutre :

h=20cm ; h0=4cm ; b=65cm ; b0=12cm ; d=0,9h=18cm ; σ_{bc}*=14,20MPa ; fe=400MPa ; fc28=25MPa ; ft28=2,1MPa* ; $\boldsymbol{\sigma_s}$=348 MPa ;

Le calcul des sections en forme de *« Té »* s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure :

*$M_u < M_0$: l'axe neutre est dans la table de compression.

* $M_u > M_0$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

M_0= b× h_0 × $\overline{\sigma_{bc}}$(d - $\frac{h_0}{2}$)= 0.65× 0.04 × 14.2 × (0.18 − $\frac{0.04}{2}$)=59.07KN.m

M0> Mt , d'ou 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

A L'E.L.U :

1. Ferraillage en travée :

$\mu = \frac{M_t}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ =0.043 ⟶ μ =0.043< μ_l=0.392 donc :A'=0

$dans\ le\ tableau$: β =0.978

$A = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s}$ =2.11cm^2 On adopte: A=3HA10=2.35cm^2.

➢ **Condition de non fragilité :**

A=2.35cm^2 > A_{min}=$\frac{B}{1000}$ =1.3cm^2

2. Ferraillage 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 (b0×h) = (12×20) cm²

M_a= 17.74KN.m

Le calcul se fait à la flexion simple :

μ= 0.059< μ_l=0.392 donc : A'=0

$dans\ le$ Tableau : β = 0.97 ⟶ A=2.91cm^2 on a choisi A=2HA14=3.08cm^2

➢ **Condition de non fragilité :**

A=3.08> A_{min}=$\frac{B}{1000}$ =0.24cm^2

3. Armatures transversales :

➢ **Vérification de contrainte de cisaillement :**

T_{max}=20.84KN. (Effort tranchant max)

τ_u=$\frac{T_{max}}{b_0 \times d}$ = $\frac{20.84 \times 10^3}{120 \times 180}$ = 0.96Mpa

La fissuration est peu nuisible :

$\overline{\tau_u}$ =Min [$\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}$; 5MPa] =3.33Mpa

$donc$:τ_u= 0.96MPa< 3.33MPa …….(cv)

- **Espacement St: [1]**
- $S_t \leq$ [0.9d et 40cm] =[16.2cm,40cm] donc :s_t=15cm
- **Diamètre des armatures transversales Øt :**
- On adopte Øt≤ 5.71 on choisi Φ=5mm avec :$a_t=\frac{\pi\times\Phi_t^2}{4}$ =0.1962cm^2

On a : n=2 ⟶ $A_t=n_t\times a_t$ =2× 0.1962=0.39cm^2

- **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales (FeE400).

$\frac{A_t\times f_e}{b_0\times s_t}=\frac{39\times400}{180\times150}$ =0.87≥ 0.4……..(cv)

$\frac{A_t}{b_0\times S_t}=\frac{39}{180\times150}$ = 0.0014≥ $\gamma_s(\frac{\tau_u-0.3Kf_{t28}}{0.9f_e[\csc\alpha+\sin\alpha]})$ = 0.001

Avec: K=1.flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales

- **Au voisinage de l'appui :**
- **Appui de rive :**

$\sigma_b=\frac{2\times V_u}{b_0\times a}\leq\overline{\sigma_b}=\frac{0.8\times f_{t28}}{\gamma_b}$ ⟶ $V_u\leq b_0\times a\times0.4\times\frac{f_{t28}}{\gamma_b}$

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

a=16.2 cm

V_u=129.6KN≤ 1632.96KN……..(cv)

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

- **Appui intermédiaire:**

$V_u+(\frac{M_U}{0.9\times d})$= -88.66< 0

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

$\sigma_{bmoy}=\frac{V_u}{a\times b}\leq\bar{\sigma}=\frac{1.3\times f_{c28}}{\gamma_b}$

$avec$: $|V_{ug}|+|V_{ud}|$= 41.09KN.

σ_{bmoy}:la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui

σ_{bmoy}=1.4MPa< $\bar{\sigma}$ =21.67KN. (cv)

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

Vérification à l'ELS :

- **En travée :**

M_{ser}=9.38 KN.m

-Position de l'axe neutre :

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

on a : b=65 cm ; d=18 cm ; h0=4 cm ; A=2.35cm^2

$S_{xx'}=\frac{65\times 4^2}{2}$ - 15(2.35(18-4)) =26.5> 0

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression avec : 0 < y1< d

Pour trouver « y » (la position de l'axe neutre) il faut résoudre l' équation de 2eme degré suivant :

Y^2+D× Y -E avec : 0≤ $Y_1 \leq d$

$aprés\ calcul$: y=5.31cm et I_{xx}=8881.92cm^4

$K=\frac{M_{ser}}{I_G}$; σ_b= K× Y=5.58MPa< $\overline{\sigma_b}$ =15Mpa

- **Aux appuis:**

On doit vérifier que : $\sigma_b < \overline{\sigma_b}$

σ_b=K× Y ;K=$\frac{M_{ser}}{I_G}$

$I_{XX}=\frac{b\times h^3}{3}$ +15A$(d-y)^2$=8921.76cm^4

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

- **Vérification de la flèche :**

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

$\frac{h}{L} = \frac{0.2}{5.18} = 0.038 \geq \frac{1}{16} = 0.625$ …….(cnv)

Donc calcul de la flèche est nécessaire :

$= 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_{i\times\mu}} = 7544.77cm^4$; $I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_{v\times\mu}} = 12713.94cm^4$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2$Mpa ; $f_i = \frac{M_{ser}\times L^2}{10E_i\times I_{fi}} = 10.37$mm ; $f_v = 18.46$mm

$\Delta_{ft} = f_v - f_i = 8.09$mm ; $f_{lim} = \frac{L}{500} = \frac{518}{500} = 10.36$mm

$\Delta_{ft} < f_{lim}$ (cv)

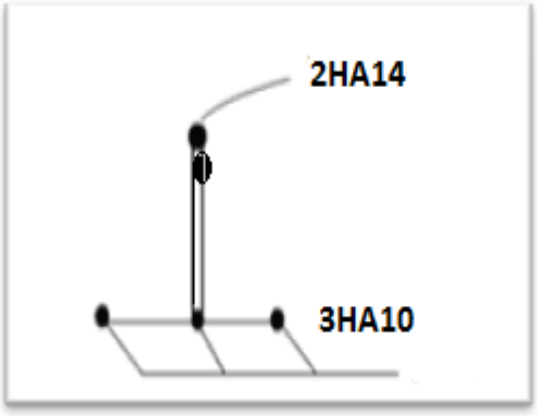


Figure III. 11: Ferraillage des poutrelles

III.3. Plancher en dalle pleine :

III.3.1. Définition

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis et même des dalles pleines en porte à faux (console).

La structure étudiée comporte des dalles pleines qui se distinguent par leurs formes en plan ; et les charges qui leurs reviennent on trouve des dalles pleines triangulaires.

Pour le calcul on choisi la dalle la plus sollicitée

L'épaisseur des dalles dépend des trois conditions suivantes :

- Condition d'isolation acoustique
- Condition de sécurité à l'incendie

- Condition de limitation de la flèche

e = 7 cm pour une heure de coupe de feu

e = 11 cm pour deux heures de coupe de feu

III.3.2 : calcule des moments :

III.3.2.1 : Méthodes de calcul :

Pour les dalles de forme irrégulière, il est préférable d'utiliser la méthode des lignes de rupture comme notre cas. Cette méthode est basée sur l'orientation des lignes de rupture des dalles.

Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs parties qui s'appellent régions rigides. Elles sont supposées planes après déformation.

Cette méthode est plus exacte et plus puissante et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

III.3.2.2 : Principe du calcul :

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

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

- ***travail externe :***

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

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

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

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

Avec:

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

- ***Travail interne :***

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

Tint= M. L.θ

Avec :

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

- Θ: Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser :$\sum T_{ext}$ = Σ Tint

III.3.2.3 Type 1 :

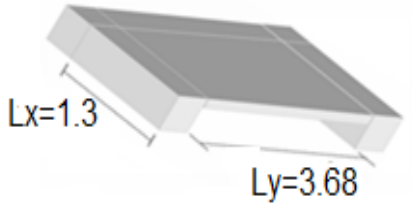


Figure III.12 : Dalle pleine repose sur trois appuis

a) Pré dimensionnement :

L'épaisseur sera: $L/40 \geq e \geq L/45 \Rightarrow 640/40 \geq e \geq 640/45 \Rightarrow 16 \geq e \geq 14.22$

On adopte e=15 cm

b) Calcul des actions :

Les résultats de calcul sont :

Tableau III. 8 : les actions sur la dalle pleine

		G(KN/m)	Q(KN/m)	P(KN/m)
Plancher terrasse	ELU	6.72	1	10.57
	ELS			7.77
Plancher caurant	ELU	5.49	1.5	9.66
	ELS			6.99

O na un dimension de dalle plein : L_x=1.3 et L_y= 3.68m

c) Calcul de la dalle rectangulaire (méthode forfaitaire):

Pour les dalles de forme rectangulaire on utilise la méthode forfaitaire si les conditions de cette dernière sont satisfaites.

- **Conditions de la méthode forfaitaire** :
  - ✓ Panneau de dalle rectangulaire (c.v)
  - ✓ Charge uniformément répartie (c.v)
  - ✓ Q < 2 G ⟹ 2.5 ≤ 2 *5.63= 12.46 KN/m² (c.v)

Alors la méthode forfaitaire est applicable :

lx = 1.3 m ; L_y= 3.68 m

e = lx/L_y = 0.35 < 0.4

Alors la dalle travaille suivant une seule direction.

Remarque :

le ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur.

- **Détermination des moments :**

ELU :

M_{tx}= Px lx² / 10

Max = - Px lx² / 16

Mt x = 1.63KN.m

Ma x= -1.02 KN.m

ELS :

Mt x = 0.2 KN.m

Ma x = - 0.12 KN.m

d) Ferraillage :

Tableau III.9 : Calcul des sections de la dalle pleine

	Mu(KN.m)	d(cm)	σ_b	σ_s	μ
Travée	1.63	12.5	14,2	348	0,0118349
Appuis	1,02	12.5	14,2	348	0,00738459
	B	A_{cal} (cm²/ml)	A_{choisi} (cm2)	Ar=A/4 cm²	Ar choisit (cm²)
Travée	0,997	0.375	4HA10=3.14	0,785	3HA10=2.35
Appuis	0,998	0.235	4HA10=3.14	0,785	3HA10=2.35

Tableau .III.10 : Calcul d'espacement

	St (cm)	$\overline{S(}_t$cm)	$S_t \leq \overline{S_t}$
Pour les armatures longitudinales	25	33	cv
Pour les armatures transversales	25	45	cv

Tableau .III.11 : vérification a l'ELS

	M_{ser}(KN,m)	c (cm)	d (cm)	A (cm²)	b (cm)	fc28
En travée	0.2	2,5	12.5	3,14	100	25
En appuis	0.12	2,5	12.5	3,14	100	25
	Δ	Y(cm)	IG(cm^4)	k	σ_b	$\overline{\sigma_b}$
En travée	119968,41	2,992645623	5150,75625	3882924,96	0,116202184	15
En appuis	119968,41	2,992645623	5150,75625	2329754,97	0,06972131	15

- **Espacement :**

St < Min (3h; 33 cm) = 33 cm

St = 25 < 33 cm (c.v)

- **Armature de répartition :**

St < Min(4h = 60 ; 45 cm) = 45 cm

St = 33 < 45 cm (c.v)

- **L'effort tranchant :**

Vmax = pl/2 = 10.57* 1,3 / 2 = 6.87KN

$\bar{\tau}$= 0.07 fc28/σb = 1.16 Mpa.

τu = Vmax /bd = 0.01 Mpa

Alors : τu = 0.054 Mpa <$\bar{\tau}$u (c.v)

Le béton seul peut prendre tout seul l'effort de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **La flèche :**
  - h/l > Mt / 20 M0

A/bd < 2/fe

M0 =2.23KN.m

Alors : h/l = 0.11>Mt / 20 M0 = 0.036 (c.v)

A/bd = 0.0026 < 2/fe = 0.005 (c.v)

Donc le calcul de la flèche n'est pas indispensable.

III.3.2.4 : Type 2 :

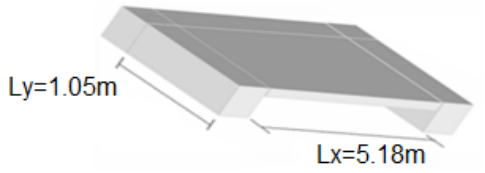


Figure III.13 : Dalle pleine repose sur trois appuis

Le calcul se fait pour une bande de 1m. Epaisseur

e≥ $\frac{L}{10} = \frac{105}{10}$=10.5

On prend: e=15cm

Les dimensions de dalle pleine sont : L_x= 5.18m et L_y =1.05m

a. Calcule des actions :

Tableau III. 12 : les actions sur la dalle plein

		G(KN/m)	Q(KN/m)	q (KN/m)
Plancher terrasse	ELU	6.72	1	10.57
	ELS			7.77
Plancher caurant	ELU	5.49	1.5	9.66
	ELS			6.99

b. Calcul des efforts internes :

Tableau .III.13 : Calcul des efforts internes

	La formule	ELU	ELS
M(KN.m)	M(x)= - ($\frac{q}{2}x^2$)	-5.32	-3.85
T(KN)	T(x)=q x	10.14	7.33

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

c. Calcul de ferraillage :

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

Tableau .III.14 : Ferraillage de la dalle

Mu(KN.m)	d(cm)	σ_b	σ_s	μ
5.32	12,5	14,2	348	0,02397746
β	A_{cal} (cm²/ml)	(cm2)	Ar=A/4 cm²	Ar choisit (cm²)
0,990	1,953439524	4HA10=3,14	0,785	3HA10=2,35

- **Espacement:**

Tableau .III.15 : calcul d'espacement

	St (cm)	$\overline{S_t}$(cm)	$s_t \leq \overline{S_t}$
Pour les armatures longitudinales	25	33	cv
Pour les armatures transversales	25	45	cv

- **Condition de non fragilité :**

Tableau .III.16 : vérification de Amin

Amin (cm²)	B(cm)	h(cm)	A ≥ A min
1,5	100	15	cv

- **vérification de l'effort tranchant :**

Tableau .III.17 : vérification de l'effort tranchant

T_{max} (KN)	τ u	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
10.14	0.8112	3,33	cv

d. Vérification de l'E.L.S :

On considère que la fissuration est préjudiciable.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

Tableau .III.18 : vérification a l'ELS

M_{ser}(KN,m)	Δ	Y(cm)	I_G(cm4)	k	σ_b(Mpa)	σ_b(Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
3,85	119968,41	2,9926	5150,75	74746305,4	2,23689	15	CV

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

e. Vérification de flèche :

Tableau .III.19 : Vérification de la flèche de la dalle

1ere condition			2eme condition		
h/L	$\frac{M_t}{20M_0}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20M_0}$	$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\rho \leq \frac{2}{f_e}$
0.13	0.11	OUI	0.0025	0.01	OUI

Conclusion :

L'Etat Limite d'ouverture des fissures est vérifié pour le cas de la dalle pleine

III.4 : ESCALIER :

III.4.1. Introduction:

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

Pour ce bâtiment, un seul type d'escaliers est utilisé : les escaliers droits à trois volées.

III.4.2.Terminologie:

- **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives.
- **La contremarche :** est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche :** est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche.

- **a ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée :** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée :** est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

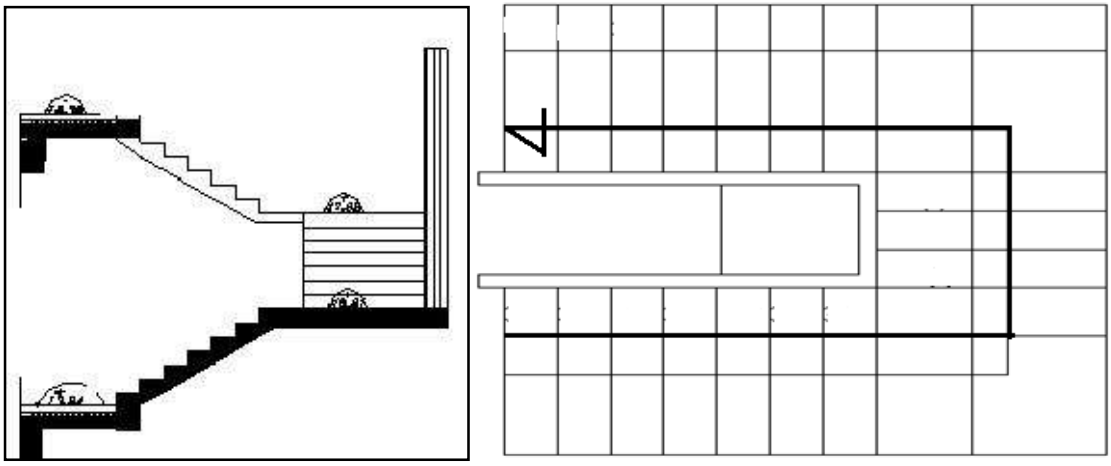


Figure.III .14 : coupe d'escalier.

III 3.3 : Dimensionnement:

✓ **La première volée :** h_e(hauteur de volée)=1.28m
g(Giron)=30 cm

on a 15<h<20 ⟹ on adopt h=16 cm

❖ **calcul le nombre de contre marche :**

$n=\frac{he}{h}=\frac{128}{16}=8$

- le nombre de marche par volée : n-1=7
- la longueur de la ligne de foulée sera :L=g (n-1)=30x7=210 cm

l'inclinaison de la paillasse : $\tan\alpha=\frac{h_e}{L}=\frac{128}{210}=0.609 \longrightarrow \alpha = 31.34°$

- la longueur de la paillasse :$L=\frac{he}{\sin\alpha}=\frac{128}{\sin 31.34}=246.09$ cm
- Condition de résistance :
- L_{total}=246.08+130=376.08 cm
- $\frac{L_{total}}{30} < ep < \frac{L_{total}}{20}$ 11.33< ep < 17 cm

- On adopte e_p=15 cm

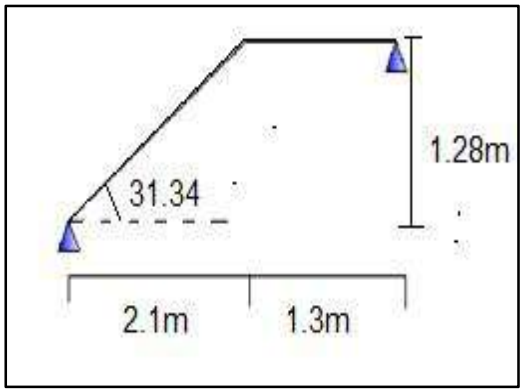


Figure.III.15 : schéma statique d'escalier de la 1ère et le 3ème volées

✓ La deuxième volée : $\begin{cases} h_e\text{(hauteur de volée)=0.67m} \\ \text{g(Giron)=30 cm} \end{cases}$

On a 15<h<20 $\Longrightarrow$ on adopt h=16 cm

➢ **calcul le nombre de contre marche :**

$$n = \frac{he}{h} = \frac{67}{16} = 4$$

- le nombre de marche par volée : n-1=3
- la longueur de la ligne de foulée sera :L=g (n-1)=30x3=90 cm
- l'inclinaison de la paillasse : $tg\alpha = \frac{he}{L} = \frac{67}{90} = 0.74$

  $\alpha = 36.5°$
- Condition de résistance :

  Ltotal=112,63+130=220 cm

  $\frac{L_{total}}{30} < ep < \frac{L_{total}}{20} \Longrightarrow 7.33 < ep < 11\text{cm}$

On adopte **ep=15 cm**

✓ **La troisième volée :** $\begin{cases} h_e\text{(hauteur de volée)=1.28m} \\ \text{g(Giron)=30 cm} \end{cases}$

On a 15<h<20 $\Longrightarrow$ on adopt h=16 cm

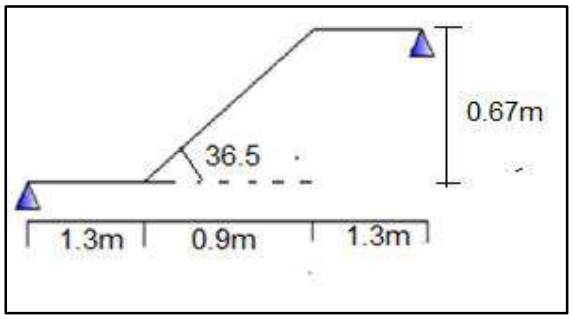


Figure III.16 : schéma statique d'escalier de la 2ème volée.

calcul le nombre de contre marche :

$n=\frac{he}{h}=\frac{128}{16}=8$

le nombre de marche par volée : n-1=7

- la longueur de la ligne de foulée sera :L=g (n-1)=30x7=208 cm
- l'inclinaison de la paillasse : $tg\alpha=\frac{he}{L}=\frac{128}{208}=0.61 \longrightarrow \alpha = 31.38°$
- la longueur de la paillasse :$L=\frac{he}{\sin\alpha}=\frac{128}{\sin 31.38}=245.8$ cm
- Condition de résistance :

  $L_{total}=245.8+130=375.8$ cm

  $\frac{L_{total}}{30} < ep < \frac{L_{total}}{20}$ $\quad 12.53 < ep < 18.79$ cm

On adopte e_p=15 cm

III.3.4 Evaluation des charges et surcharges d'escalier : [3]

Tableau III.20 : Evaluation des charges permanentes du palier de l'escalier

	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m²) [4]	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge Permanente				**5.49**

Tableau III.21 : Evaluation des charges permanentes du paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m²) [4]	Poids surfacique (KN/m²)
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	Poids propre de la paillasse	0.15 / cos α	25	4.66
5	Poids des marches	0.16 / 2	25	2
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge Permanente				**8.40**

Q = 2.5 KN/m^2

III.3.5. Détermination des sollicitations:

- ELU : Pu = 1,35G+1,5Q
- ELS : p_{ser}= G+Q

-Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau.III.22 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m)	Q (KN/m)	Pu (KN/m)	Pser (KN/m)
Palier	5,49	2,5	11,161	7,99
Paillasse	8,13	2,5	14,72	10,63

III.3.6. Détermination des efforts:

a. Etat Limite Ultime :

Les équations d'équilibres donnent :

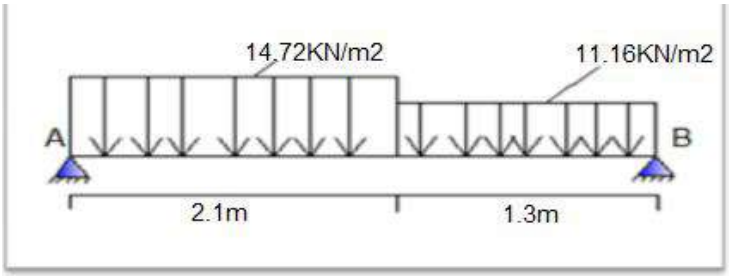


Figure III.17 : Schéma statique de l'escalier à L'ELU

R_A= 24.85KN ; R_B=21.6KN

M_{max}= 13.08KN.m à (x=0.66m)

T_{max} = 24.85KN à (x=0m)

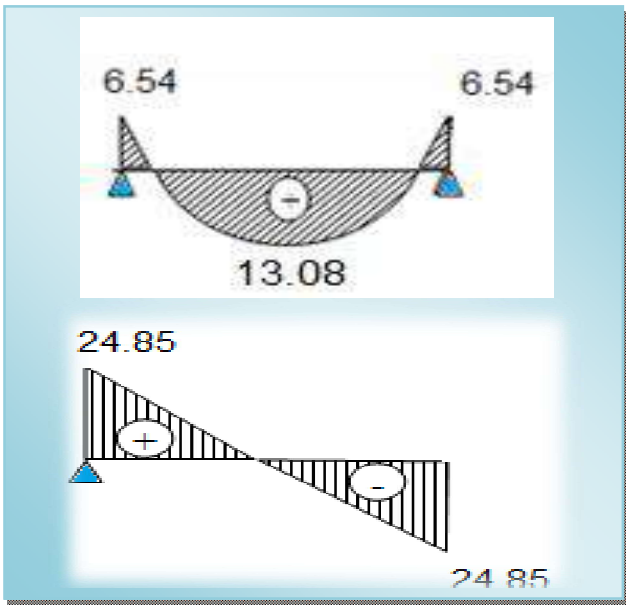


Figure III .18 : Diagrammes des sollicitations à l'ELU

b. Etat limite de servisse :

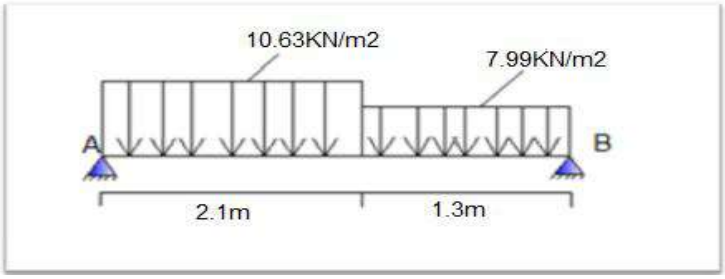


Figure III.19 : Schéma statique de l'escalier à L'ELS

Les équations d'équilibres donnent :

R_A= 17.93KN ; R_B = 15.52KN.

M_{max} =8.52KN.m à (x=0.66m)

T_{max} = 17.93KN à (x=0)

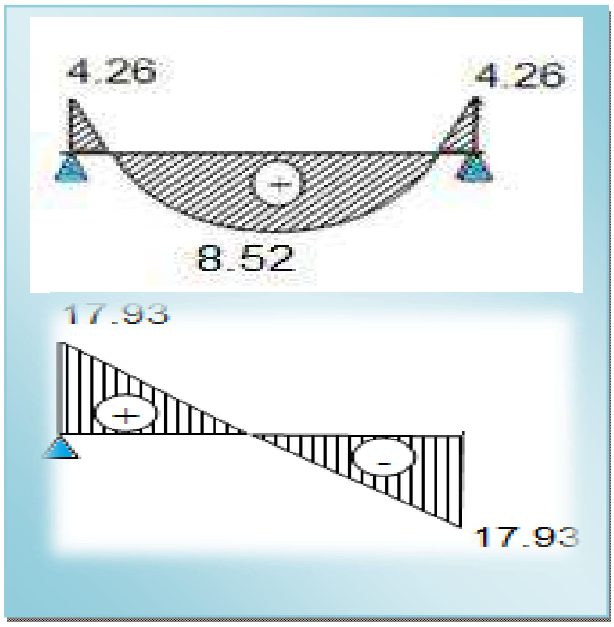


Figure III .20: Diagrammes des sollicitations à l'ELS

❖ 2éme volée :

a. Etat Limite Ultime :

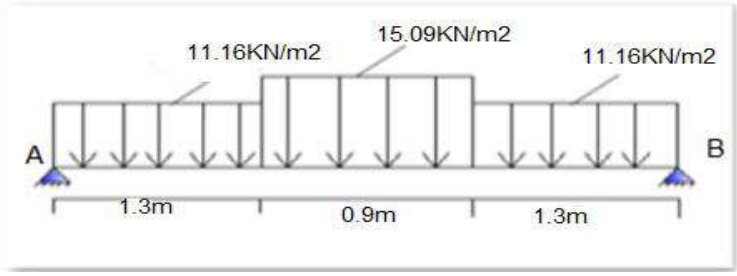


Figure III.21 : Schéma statique de l'escalier à L'ELU

Les équations d'équilibres donnent :

R_A= R_B = 21.35KN

M_{max} =19.47KN.m à(x=0.68m)

T_{max} =21.35KN à(x=0)

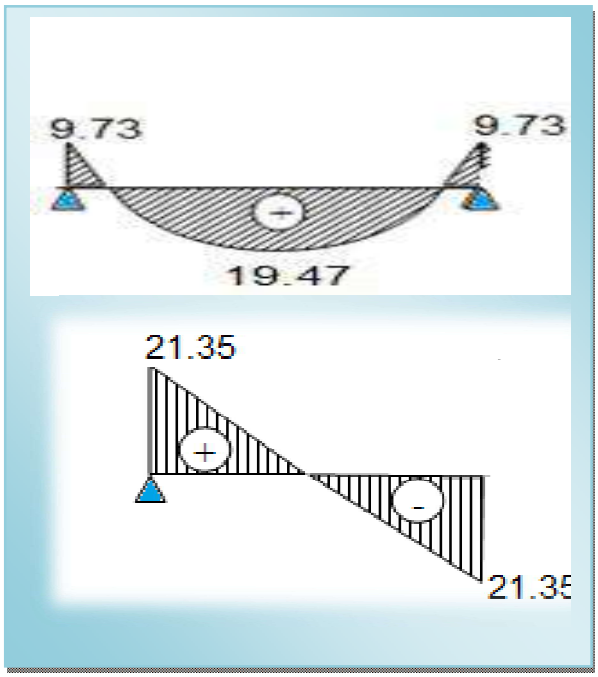


Figure III .22 : Diagrammes des sollicitations à l'ELU

b.état limite de service :

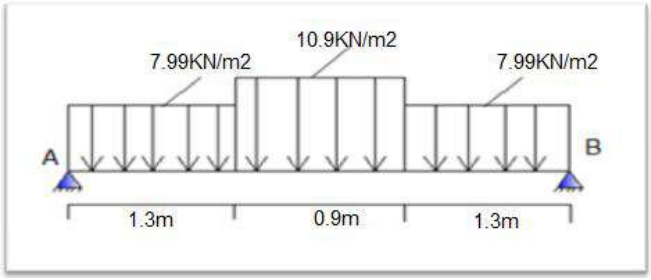


Figure III. 23 : Schéma statique de l'escalier à L'ELS

R_A =R_B = 15.33KN.

M_{max} =13.96KN.m à(x=0.68)

T_{max} =15.33KN (x=0)

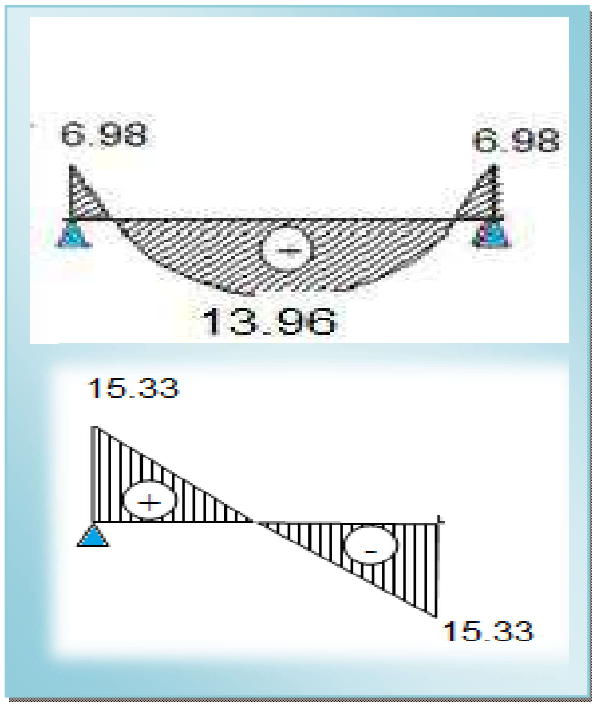


Figure III .24 : Diagrammes des sollicitations à l'ELS

III.3.7. Ferraillage des escaliers:

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

Moment en travée: M_t=0.85M_{max} =0.85× 19.47 = 16.55$KN.m$

Moment en appuis: M_a=0.5M_{max}=0.5× 19.47 = 9.73$KN.m$

III.3. 7.1. Les armatures principales:

Tableau .III.23 : les donnée de calcul des armatures

béton		dimensions		Aciers	
f_{c28} = 25MPa	γ_b=1.5	b=100cm	d=16.2	FeE400	Fe=400MPa
σ_{bc}=14.2Mpa	f_{t28}=2.1MPa	h=16cm		γ_s=1.15	σ_s=348MPa

Tableau III.24: Calcul de ferraillage de l'escalier

.	M_U (KN.m)	μ	μ_l	β	A (cm^2)	A'(cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopt}(cm^2)$
En travée	16.55	0.063	0.392	0.967	3.64	0	1.6	4.52 4HA12
En appui	9.73	0.037	0.392	0.981	2.11	0	1.6	4.52 4HA12

Condition de non fragilité: [1]

On vérifie que: A≥ $A_{min}=\frac{B}{1000}$ (cv dans le tableau précident)

III.3.7.2. Les armatures de répartition: [1]

En travées: $A_r=\frac{A}{4}=\frac{4.52}{4}=1.13cm^2$

On adopte : 4HA8 $=2.01cm^2$/ *esp*=25cm

En appuis: $A_r=\frac{A}{4}=\frac{4.52}{4}=1.13\ cm^2$

On adopte : 4HA8=2.01cm^2/ esp=25cm

Vérification de l'espacement: [1]

Pour les armatures longitudinales:

En travées: *St*= 10*cm*≤ *Min[*3*h;* 33 *cm*]=33cm (c.v.)

En appuis: *St* =10*cmMin* [3*h;* 33 *cm*]=33cm (c.v.)

Pour les armatures de répartitions:

En travées: *St*=15*cm* ≤ *Min* [4*h* ; 45 *cm*]=45cm (c.v.)

En appuis : *St*=15*cm* ≤ *Min* [4*h* ; 45 *cm*]=45cm (c.v.)

Vérification de l'effort tranchant: [1]

$\tau_u=\frac{T_u}{b\times d}=0.158\ MPa \leq \overline{\tau_u}=0.07\times\frac{f_{c28}}{1.5}=1.16$Mpa (cv)

III.3.8. Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie Seulement la contrainte de béton "σ_b ".

$\overline{\sigma_b}$ =0.6× f_{c28} =0.6× $25 = 15MPa$ [2]

En travées:

A=4.52 cm^2

M_{ser} =9.85KN.m

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ on a : I= 8199.02cm^4 et Y=3.65cm

σ_b =4.38MPa< $\overline{\sigma_b}$ =15Mpa (cv)

En appuis:

A=4.52cm^4

M_{ser} =5.85Mpa on a : I=8199.02 cm^4 et Y=3.65

σ_b=2.6Mpa< $\overline{\sigma_b}$ = 15Mpa (cv)

Vérification de la flèche: [1]

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{L} = \frac{16}{376}$ =0.042 cm ≥ $\frac{1}{16}$ =0.062 (c.n.v)
- $\frac{A}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 13.5}$ =0.003≤ $\frac{2}{f_e}$ =0.008 (c.v)
- $\frac{h}{L}$ =0.42 ≥ $\frac{M_t}{20 \times M_0}$ =0.03 (c.v)

Une condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Avec : $f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$; $f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$; $\bar{f} = \frac{L}{500}$; L= 3.76m< $5m$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s\left(\frac{h}{2} - d'\right)$

Ei=32164,20MPa ; Ev=10819Mpa

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 25 : Vérification de la flèche de l'escalier

A(cm^2)	M(KN.m)	ρ	σ_s(Mpa)	μ	λ_i	λ_v
4.52	19.47	0.003	216.19	0.26	6.27	2.5
$I_0(cm^4)$	$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	F_i(mm)	F_v(mm)	ΔF	F_{adm}
38342.77	15868.53	25359.56	3.28	6.17	2.89	7.52

On a :Δf_T = 2.89mm< $\bar{f}$ = 7.52mm

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1. INTRODUCTION :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation. Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

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

IV.2.Objectifs de l'étude dynamique.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

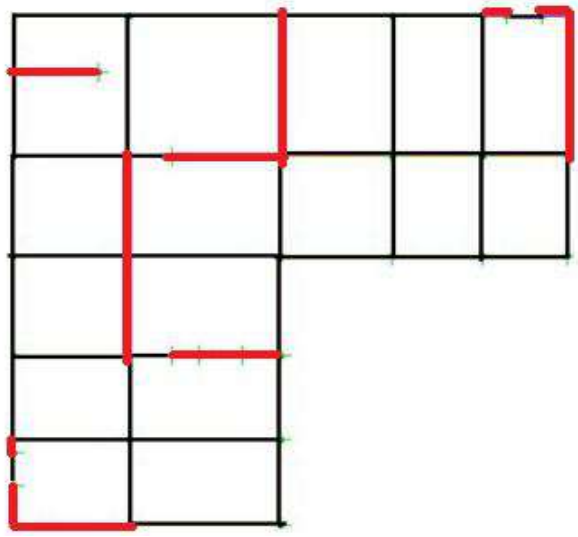


Figure IV .1 : disposition des voiles (vue en plans)

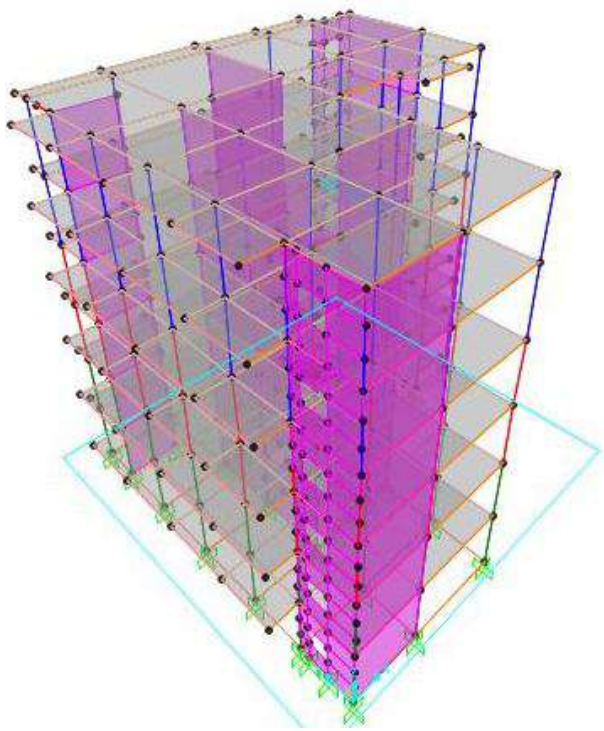


Figure IV.2 : disposition des voiles (vue 3D)

Remarque:

Permit les dispositions ; cette disposition est la meilleur pour assuré la stabilité de la structure.

IV.3.Caractéristiques dynamique de la structure :

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

Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.3.1 Centre de masse :

Le centre de masse est le point de l'application de la résultante des charges horizontales (vent, séisme).

La détermination du centre de masse est basé sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieure……..).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axe orthonormé, convenablement choisi, et défini par les relations suivantes :

$$X_{Gj}=\frac{\sum W_i \times X_i}{\sum W_i} \quad \text{et} \quad Y_{Gj}=\frac{\sum W_i \times Y_i}{\sum W_i}$$

Où :

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

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

Tableau IV.1 : centre de masse

Niveau(m)	W_i(KN)	$\sum W_i \times X_i$	$\sum W_i \times Y_i$	X_G (m)	Y_G(m)
3.23	5584.89	42277.67	62718.40	7.57	11.23
6.46	5502.90	41656.95	61852.59	7.57	11.24
9.69	5421.51	40986.67	60937.86	7.56	11.24
12.92	5341.84	40384.34	60149.16	7.56	11.26
16.15	5273.89	39765.04	59489.35	7.54	11.28
19.38	3850.37	29262.85	44086.79	7.6	11.45

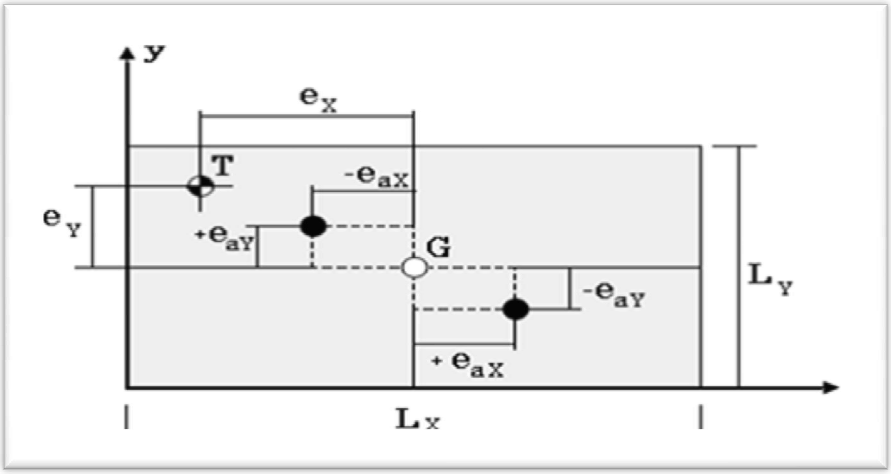


Figure IV. 3: Position du centre de masse

IV.3.2.centre de torsion :

a. Définition :

Le centre de torsion T est un point tel que :

- toute force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à la force et sans rotation.
- tout moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

b. principe de calcul :

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_T=\frac{\sum I_{yGi}\times X_i}{\sum I_{xGi}} \quad \text{et} \quad Y_T=\frac{\sum I_{xGi}\times Y_i}{\sum I_{xGi}}$$

Avec :

-I_{XG} i et I_{YG} i l'inertie suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de contreventement (poteau, voile).

-Xi et Yi les coordonnées du centre de gravité des éléments par rapport au repère globale.

-XT et YT les coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère globale.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

➢ **pour les poteaux** :

$$I_{xG}=\frac{bh^3}{12} \quad \text{et} \quad I_{YG}=\frac{hb^3}{12}$$

➢ **pour les voiles :**

$$I_{XG}=\frac{L\,e^3}{12} \quad \text{et} \quad I_{YG}=\frac{e\,L^3}{12}$$

➢ **pour les voiles avec ouvertures** :

$$I_e=\frac{a_n\times I}{\frac{60}{11}\times\frac{2mc}{(I_1+I_2)}+\frac{A_0\times\alpha\times\xi}{a^2}}$$

Avec :

a_n : coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\begin{cases} a_n=\left(\frac{11}{20}+\frac{8}{20n}-\frac{1}{30n^2}-\frac{1}{30n^3}\right)\times\frac{20}{11} & \text{si } n\leq 11 \\ a_n=1 & \text{si } n>11 \end{cases}$$

I: inertie totale du refend.

E: module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m: moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

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

- Ii : moment d'inertie des trumeaux.
- Ai: aire des éléments du refend.

- 2c: distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.
- a: demi portée de l'ouverture.
- H0 α =w. (Coefficient du monolithisme des voiles).
- H0: hauteur totale du refend.

$W^2=\frac{3i\times I_C}{I_0\times m\times a^3\times H}$: Voile à une seule file d'ouverture

$W^2=\frac{G}{3LH}[2(\frac{i\times c^2}{a^3})]$: Voile à une deux d'ouvertures

H: hauteur d'étage.

A (α , ξ)0 : est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut:

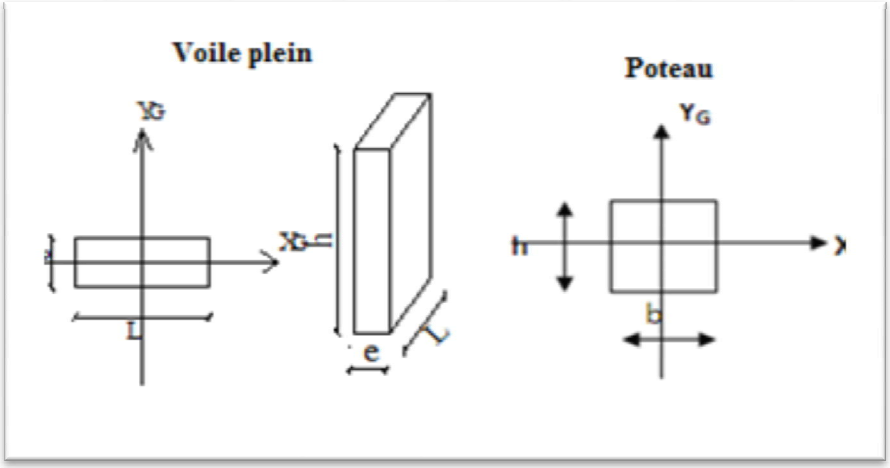


Figure IV.4 : dimension des voiles et poteaux

Tableau IV.2: Calcul de centre de torsion

Niveau(m)	$I_{xi(m^4)}$	$I_{yi(m^4)}$	X_i(m)	Y_i(m)	$I_{xi}\times Y_i$	$I_{yi}\times X_i$
+3.23	14.30	7.91	9.5	10.9	180.04	40.02
+6.46	17.52	8.23	9.31	11.66	220.57	41.31
+9.69	17.39	8.49	9.48	12.05	225.89	43.55
+12.92	15.59	8.81	9.49	12.1	193.78	45.45
+16.15	14.46	9.12	9.45	12.14	183.64	45.32
+19.38	10.26	10.36	9.25	12.15	128.60	50.34

IV.3.3. Excentricité :

IV.3.3.1. Excentricité théorique (statique) :

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

$\boldsymbol{E_X=|X_T-X_G|}$ et $\boldsymbol{E_Y=|Y_T-Y_G|}$

Tableau IV.3 : Calcul de l'excentricité théorique

	Direction suivant (X)			Direction suivant (Y)		
niveau	X_G(m)	X_i(m)	$E_{xthé}$ (m)	Y_G(m)	Y_i(m)	$E_{ythé}$ (m)
+19.38	7.57	9.5	1.93	11.23	10.9	0.33
+16.15	7.57	9.31	1.74	11.24	11.66	0.42
+12.92	7.56	9.48	1.92	11.24	12.05	0.81
+9.69	7.56	9.49	1.93	11.26	12.1	0.84
+6.46	7.54	9.45	1.91	11.28	12.14	0.86
+3.23	7.6	9.25	1.65	11.45	12.15	0.7

IV.3.3.2. Excentricité accidentelle :[1] [Art4.2.7]

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 :

Ex= 0,05. Lx

Ey= 0,05. Ly

Tableau IV. 4 : Calcul d'excentricité accidentelle

Niveau(m)	$L_x(m)$	L_y(m)	E_x(m)	E_y(m)
+3.23	20.53	19.82	1.02	0.99
+6.46	20.53	19.82	1.02	0.99
+9.69	20.53	19.82	1.02	0.99
12.92	20.53	19.82	1.02	0.99
+16.15	20.53	19.82	1.02	0.99
+19.38	20.53	19.82	1.02	0.99

IV.3.3.3. Effet de la torsion accidentelle : [1] [Art4.3.7]

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

Tableau IV .5 : Calcul de l'excentricité totale

	Direction suivant (X)		Direction suivant (Y)	
niveau	$e_{xthé} - E_{xacc}$	$e_{xthé}+E_{xacc}$	$e_{ythé} - E_{yacc}$	$E_{ythé}+E_{yacc}$
+19.38	0.91	2.95	0.56	1.32
+16.15	0.72	2.76	0.57	1.41
+12.92	0.91	2.94	0.18	1.8
+9.69	0.91	2.95	0.15	1.83
+6.46	0.89	2.93	0.13	1.85
+3.23	0 .63	2.67	0.29	1.69

IV. 4. Choix de la méthode de calcul :

IV. 4 .1. Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des Planchers.

Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes:

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

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 'SAP2000'.

IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.4.2.1. 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.4.2.2. Le spectre de réponse de calcul : [1]

Le spectre de réponse est une courbe de réponse maximale en termes de déplacements, de vitesses et d'accélérations pour un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes.

IV .4.2.3.Objectifs de l'analyse spectrale :

L'analyse spectrale permet d'avoir :

1) Pour chaque mode propre : la période, les énergies participantes, les masses participantes

2) Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres, ainsi que les efforts et les déplacements quadratiques.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_g}{g} \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & \text{si} \quad 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & \text{si} \quad T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{si} \quad T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & \text{si} \quad T > 3.0s \end{cases}$$

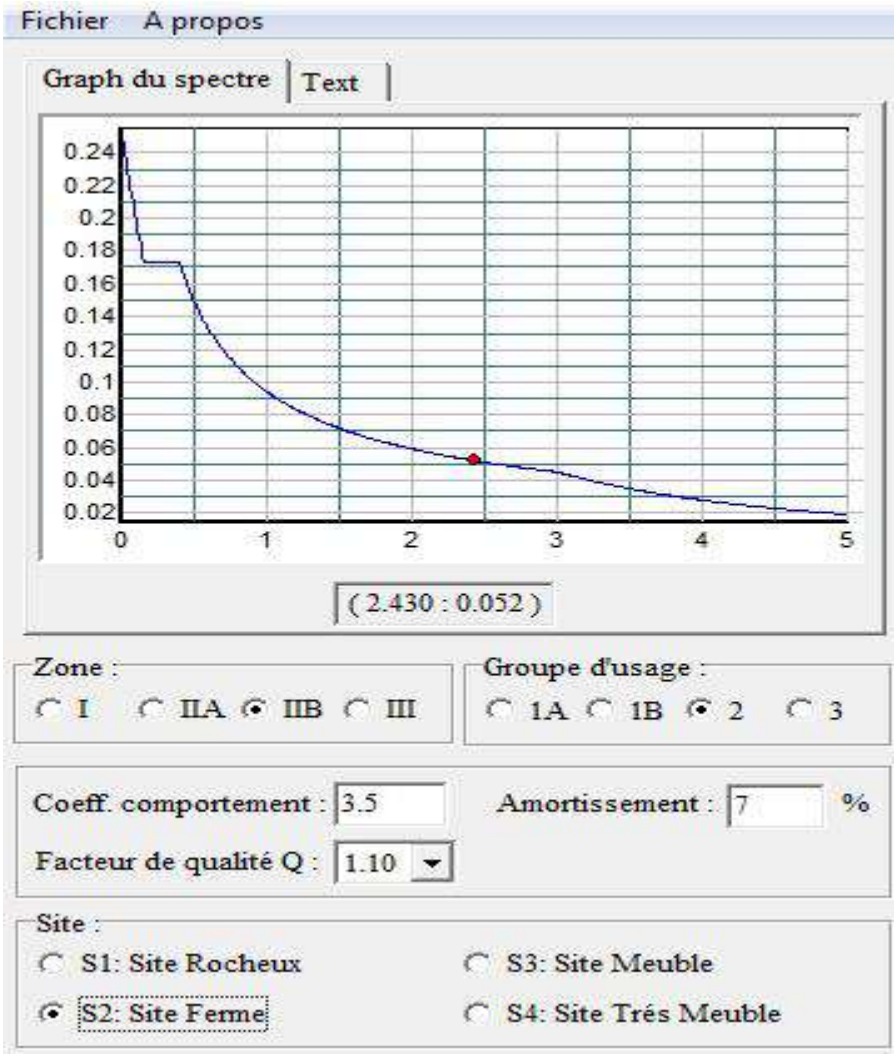


Figure .IV.5 : Spectre de réponse suivant (x,y)

a. Coefficient d'accélération A : **[1] [Tab4.1]**

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zoneII_b, groupe d'usage 2)…… A = 0,2 .

b. facteur de correction d'amortissement η:

$$\eta=\sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad \text{avec} \quad \xi = 7\ \% \ \textbf{[1] [Tab4.2]}$$

Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement R : **[1] [Tab4.3]**

On prend dans un premier calcul (R=3.5) ce qui correspond à un système de contreventement de structures en portiques avec des voiles en béton armé, et on doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (sap19) qui sont données ci-après.

- **justification du coefficient de comportement R :**

➢ Suivant (x) :

Tableau IV. 6:justification du coefficient de comportement R suivant(x)

Niveau(m)	Sollicitation des aux charge verticales			Sollicitation des aux charge horizontales		
	Poids $N_z(KN)$	N_z/poteaux (KN)	N_z/voiles (KN)	Effort tranchant(KN)	T_x/ Poteaux(KN)	T_x/ Voiles(KN)
+19.38	2399.656	1777.06	622.59	723.91	210.46	513.45
+16.15	5361.256	4008.64	1352.61	1325.7	186.16	1139.53
+12.92	8719.973	6647.79	2072.17	1904.74	306.49	1598.25
+9.69	11904.947	9159.25	2745.69	2138.23	256.23	1881.99
+6.46	15575.57	12292.13	3283.44	2420.473	305.42	2115.04
+3.23	18959.95	15111.18	3848.77	2778.34	203.95	2574.390

-Valeur en pourcentage :

Tableau IV.7: justification du coefficient de comportement R suivant (x)

Niveau(m)	Sollicitation des aux charge verticales			Sollicitation des aux charge horizontales		
	Poids N_z(%)	N_z/poteaux (%)	N_z/voiles (%)	Effort tranchant (%)	T_x/ Poteaux (%)	T_x/ Voiles (%)
+19.38	100	74.055	25.94	100	29.073	70.92
+16.15	100	74.77	25.23	100	14.04	85.95
+12.92	100	76.23	23.76	100	16.09	83.90
+9.69	100	76.93	23.07	100	11.98	88.02
+6.46	100	78.91	21.09	100	12.61	87.38
+3.23	100	79.7	20.3	100	7.34	92.65

➢ suivant (y) :

Tableau .IV.8 : justification du coefficient de comportement R suivant (y)

Niveau (m)	Sollicitation des aux charge verticales			Sollicitation des aux charge horizontales		
	Poids $N_z(KN)$	N_z/poteaux (KN)	N_z/voiles (KN)	Effort tranchant(KN)	T_x/ Pouteaux(KN)	T_x/ Voiles(KN)
19.38	2739.90	1777.06	962.84	871.07	87.83	783.24
16.15	6112.26	4008.64	2103.68	1679.61	82.68	1596.92
12.92	9722.82	6647.79	3075.03	2281.91	137.04	2144.86
9.69	13245.83	9159.25	4086.58	2719.36	118.07	2601.28
6.46	17092.98	12292.13	4800.84	3048.87	144.03	2904.83
3.23	21000.63	15111.18	5889.46	3173.46	142.31	3031.15

-Valeur en pourcentage :

Tableau .IV.9 : justification du coefficient de comportement R suivant (y)

Niveau (m)	Sollicitation des aux charge verticales			Sollicitation des aux charge horizontales		
	Poids $N_z(\%)$	N_z/poteaux (%)	N_z/voiles (%)	Effort tranchant(%)	T_x/ Poteaux *(%)*	T_x/ Voiles%)
19.38	100	64.85	35.14	100	10.08	89.91
16.15	100	65.58	34.41	100	4.92	95.07
12.92	100	68.37	31.62	100	6	93.99
9.69	100	69.14	30.85	100	4.34	95.65
6.46	100	71.91	28.08	100	4.72	95.27
3.23	100	71.95	28.04	100	4.48	95.51

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 .

La valeur de Q est déterminée par la formule : Q=1+$\sum_6^1 \boldsymbol{p_q}$

ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau .IV.10 : Valeurs des pénalités P_q.

	critère	Suivant X		Suivant Y	
		observé	valeur	observé	valeur
1	Condition minimales sur les fils de contreventement	non	0.05	non	0.05
2	Redondance en plan	oui	0	oui	0
3	Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
4	Régularité en élévation	oui	0	oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

En récapitulant les résultats on trouve : $\begin{cases} \boldsymbol{Q_X}=1+0.1=1.1 \\ \boldsymbol{Q_Y}=1+0.1=1.1 \end{cases}$

IV .4.2.4 : périodes caractéristiques : [1] [Tab4.7]

Site(2) $\begin{cases} \boldsymbol{T_1 = 0.15s} \\ \mathbf{T_2 = 0.4s} \end{cases}$

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule : $\mathbf{T= C_t (h_N)^{3/4}}$

$\boldsymbol{C_t}$: coefficient , fonction du système de contreventement, du type de remplissage

C_t=0.050s (contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé , des palées triangulées et des murs en maçonnerie).

$T=0.05\times 19.38^{3/4}=0.46s$

$D=2.5\times 0.882(\frac{0.4}{0.46})^{2/3}=2.008$

IV.4.2.5.Concentration des masses :

D'après le RPA99 version 2003 ;la valeur de M_i comprend la totalité des charges permanentes ainsi que pour les bâtiments à usage commercial plus de 30% des charges d'exploitation.

$M_i=\sum M_{Gi}+\beta\sum M_{Qi}$

Le poids total de la structure : $W=\sum_{i=1}^{n} W_i$ tel que $W_i= W_{Gi}+\beta W_{Qi}$

Avec :

W_i : Représente le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i ».

W_{Gi} : Représente le poids dû aux charges permanentes et celle des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i ».

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau « i ».

***β*:** Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation il est donné par le règlement **:** $\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation).

Tableau IV.11 : Le poids dû aux charges d'exploitations de la structure (Q).

	terrasse	4	3	2	1	RDC
Q(KN)	1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
S(m^2)	418.482	418.482	418.482	418.482	418.482	418.482
S× Q	418.482	627.72	672.72	672.72	672.72	672.72

Tableau IV.12 : Le poids total dû aux combinaison (G+βQ).

	terrasse	4	3	2	1	RDC
G(KN)	3540.42	3470.42	3470.42	3470.42	3470.42	3470.42
Q(KN)	418.482	627.72	627.72	627.72	627.72	627.72
G+0.2Q	3624.11	3595.96	3595.96	3595.96	3595.96	3595.96

Donc la masse totale de la structure :W=21603.93KN

$V_X = V_y = \frac{0.2 \times 2.008 \times 1.1}{3.5} \times 21603.93 = 2721.35$KN.

IV.5. Résultats de l'analyse dynamique:

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

- ✓ Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- ✓ Vérification de participation massique
- ✓ Vérification des périodes
- ✓ Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- ✓ Vérification de la stabilité au renversement
- ✓ Vérification de déplacement (Inter étage, En tète)
- ✓ Vérification vis a vis de l'effet P-Δ

IV.5.1.Vérification de comportement des trois premiers modes:

Tableau IV.13 : vérification de comportement des trois premiers modes

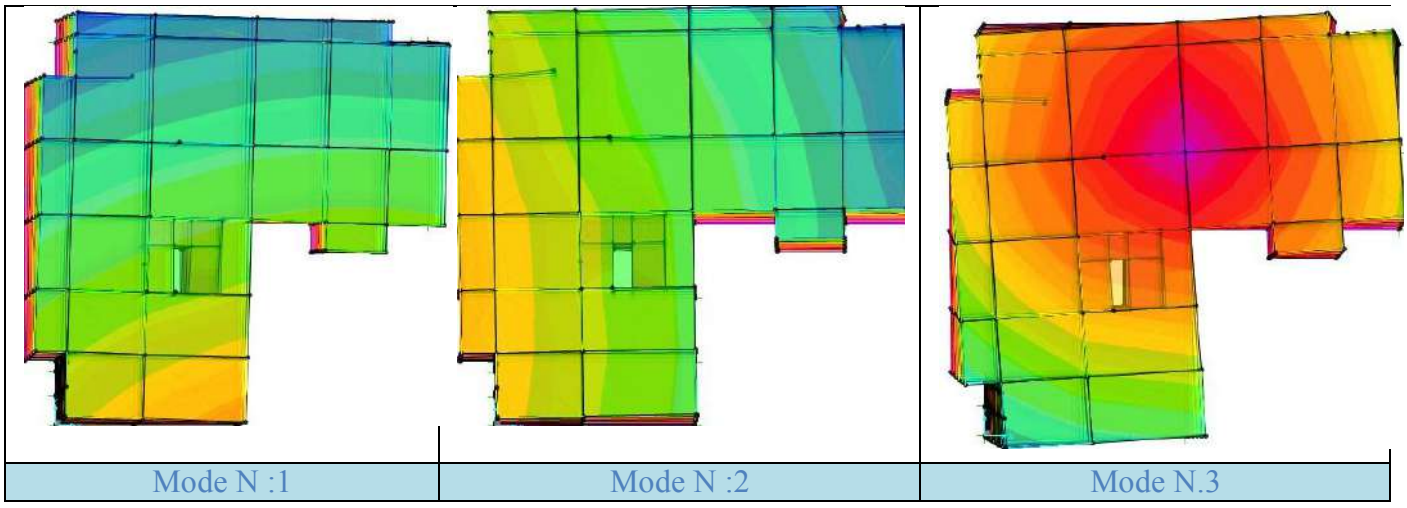
mode	Période(s)	$U_x(\%)$	$U_y(\%)$	$R_z(\%)$	commentaire
1	0.488138	59.45	4.12	1.34	Translation suivant(x)
2	0.328828	2.26	62.39	1.85	Translation suivant(y)
3	0.292268	0.849	7.128	59.39	Rotation autour de (z)

IV.5.2 : la participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Figure IV.6 : déférentes modes de la structure



Mode N :1	Mode N :2	Mode N.3

Tableau IV.14 : Vérification de la participation massique

Le mode	La période	$U_X(\%)$	$U_Y(\%)$	$R_Z(\%)$	Somme $U_X(\%)$	Somme $U_Y(\%)$	Somme $R_Z(\%)$
1	0.48	59.45	4.12	1.34	59.450	4.12	1.34
2	0.32	2.26	62.39	1.85	61.71	66.51	3.190
3	0.29	0.84	7.12	59.39	62.55	73.63	62.58
4	0.18	0.01	0.03	0.033	62.57	73.66	62.61
5	0.17	0.004	0.28	0.094	62.58	73.94	62.70
6	0.15	0.001	0.008	0.001	62.58	73.95	62.70
7	0.12	0.091	0.051	0.037	62.67	74	62.74
8	0.12	17.16	0.592	1.731	79.83	74.6	64.47
9	0.11	0.11	0.006	0.052	79.94	74.60	64.528
10	0.11	0.003	0.076	0.016	79.95	74.68	64.544
26	0.0767	0.00	0.296	0.198	89.24	90.21	86.88
27	0.076	0.19	0.63	3.90	89.43	90.84	90.78

Constatation :

La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 27^{éme} mode

IV.5.3 : Vérification des déplacements : [1] [Tab4.4.3]

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée.

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\boldsymbol{\delta_K}=R\ \boldsymbol{\delta}_{ek}$$

$\boldsymbol{\delta}_{ek}$: Déplacement du aux forces séismiques Fi

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\boldsymbol{\Delta k = \delta_R - \delta_{R-1}}$

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par

le « ***RPA99version 2003*** »

Tableau IV.15 : Vérification des déplacements suivant (x)

diaphragme	Niveau(m)	δ_X(cm)	R δ_X(cm)	ΔX(cm)	0.01h(cm)	vérification
Dia19.38	19.38	1.4	4.9	0.98	3.23	ok
Dia16.15	16.15	1.12	3.92	1.01	3.23	ok
Dia12.92	12.92	0.83	2.91	0.98	3.23	ok
Dia9.69	9.69	0.55	1.93	0.88	3.23	ok
Dia6.46	6.46	0.30	1.05	0.66	3.23	ok
Dia3.23	3.23	0.11	0.35	0.35	3.23	ok

Tableau IV.16 : Vérification des déplacements suivant (y)

diaphragme	Niveau(m)	δ_y(cm)	R $\delta_y$cm)	Δy(cm)	0.01h(cm)	vérification
Dia19.38	19.38	0.76	2.66	0.52	3.23	ok
Dia16.15	16.15	0.61	2.14	0.59	3.23	ok
Dia12.92	12.92	0.44	1.54	0.52	3.23	ok
Dia9.69	9.69	0.29	1.02	0.49	3.23	ok
Dia6.46	6.46	0.15	0.53	0.35	3.23	ok
Dia3.23	3.23	0.05	0.108	0.18	3.23	ok

IV. 5.4: IV.5.4.vérification vis-à-vis de l'effet p-Δ : [1] Art[5.9]

On néglige dans le cas des bâtiments si la condition de (p-Δ)suivant est satisfaite à tout les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{v_k \times h_k} \leq 0.1$$

Avec :

p_k : poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « K ».

v_k : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « K »par rapport au niveau « K-1 ».

h_k :hauteur de l'étage « K ».

Si $(0.1< \theta \leq 0.2)$, les effets (p-Δ)peuvent être pris en compte de maniére approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1°ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$

Si $\theta > 0.2$ la structure est partiellement instable et doit étre redimensionnée.

suivant (x) :

Tableau IV.17: Vérification l'effet p-Δsuivant (x)

Niveau(m)	h_k(cm)	W_i(KN)	$\Delta K_x(cm)$	V_{kx}(KN)	θK_x	$\theta K_x \leq 0.1$
+19.38	323	3797.75	0.95	637.97	0.016	ok
+16.15	323	5111.86	1.01	715.61	0.02	ok
+12.92	323	5194.85	0.98	581.78	0.02	ok
+9.69	323	5276.20	0.88	443.17	0.03	ok
+6.46	323	5357.58	0.66	300	0.034	ok
+3.23	323	5439	0.35	152.30	0.038	ok

suivant (y) :

Tableau IV.18 : Vérification l'effet p-Δ suivant (y)

Niveau(m)	h_k(cm)	W_i(KN)	$\Delta K_y(cm)$	V_{ky}(KN)	θK_y	$\theta K_x \leq 0.1$
+19.38	323	3797.75	0.33	763.32	0.008	ok
+16.15	323	5111.86	0.59	856.21	0.009	ok
+12.92	323	5194.85	0.56	696.09	0.012	ok
+9.69	323	5276.20	0.46	530.24	0.014	ok
+6.46	323	5357.58	0.35	358.98	0.016	ok
+3.23	323	5439	0.21	182.22	0.019	ok

- **Conclusion :**

D'après les tableaux représentes ci-dessous , on constate que la structure étudiée est justifiée vis-a-is de l'effet p-Δ.

IV.5Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : [1] [Tab4.2.6]

La résultante des forces sismiques à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée :

$\frac{V_{tx}}{V} = \frac{2833.076}{2721.35} \times 100 = 104\% \geq 80\%$.

$\frac{V_{ty}}{V} = \frac{3317}{2721.35} \times 100 = 121\% \geq 80\%$

IV.6 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : [1] [Tab4.2.5]

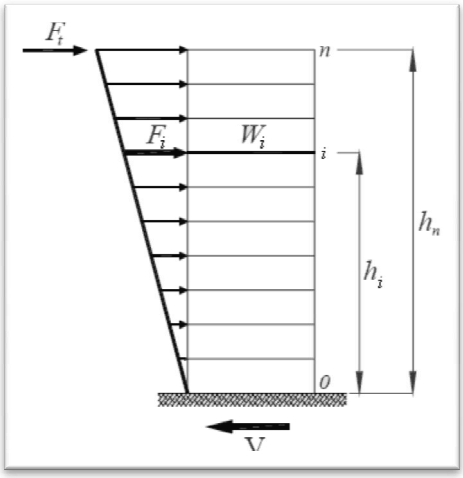


Figure IV.7 : Distribution de la résultante des forces sismique

$F_t = \left(\frac{W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j \times h_j}\right)(V - F_i)$

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV \leq 0.25V & \text{si } T \geq 0.7s \\ 0 & \text{si} T < 0.7s \end{cases}$$

Ona $T_x = 0.46s \longrightarrow F_t = 0$

$F_i = \frac{V \times W_i \times h_i}{\sum_{i=1}^{n} W_i \times h_i}$

Tableau IV .19: : les forces sismiques de chaque niveau

	V=2721.35KN			
etage	H(m)	$W_i \times h_i$(KN)	F_{iy} (KN)	F_{ix} (KN)
5^{eme}	19.38	70235.25	781.86	781.86
4^{eme}	16.15	58074.75	646.49	646.49
3^{eme}	12.92	46459.8	517.19	517.19
2^{ere}	9.69	34844.85	387.9	387.9
1^{ere}	6.46	23229.9	258.59	258.59
RDC	3.23	11614.95	129.3	129.3
Σ		244459.51	2721.37	2721.37

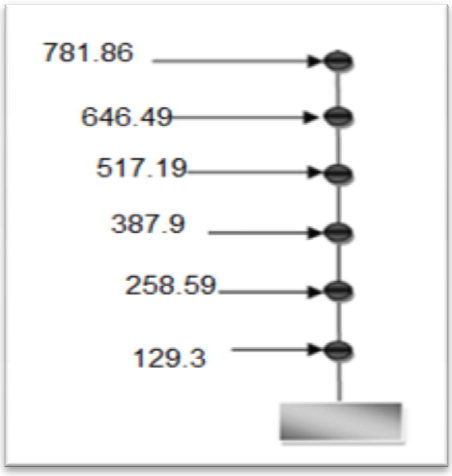


Figure IV. 8 : Concentration des forces sismiques

IV.7 : Vérification de la stabilité au renversement :

a.Moment de renversement :

$$M_0 = \sum_{i=1}^{n} h_i \times F_i$$

avec

Fi : la force distribuée en hauteur.

hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Mi = hi.Fi

le moment de renversement doit être équilibrée par le moment de stabilité qu'est égale :

$$\begin{cases} M_{tx}=X_G \times W_i \\ M_{ty}=X_G \times W_i \end{cases}$$

Avec :

X_G, Y_G: les coordonnées de centre de géométrie de la structure.

W_i : la masse du plancher dans chaque niveau.

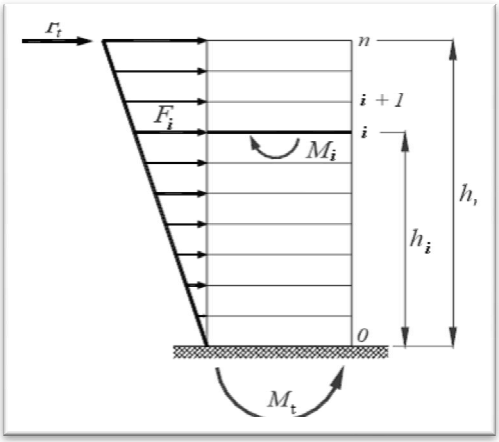


Figure IV.9 : Moment de renversement

Tableau. IV.120 : Moment de renversement

.H_i(m)	$F_{ix}=F_{iy}$ (KN)	$M_{ox}=M_{oy}$(KN)
+3.23	129.3	417.67
+6.46	258.6	1670.56
+9.69	387.9	3750.75
+12.92	517.2	6682.22
+16.15	646.2	10440.95
+19.38	781.87	15152.64
		$\sum M_{ox} = 38122.78$

Figure IV.21 : Moment stabilisant

H_{min} (m)	$F_{ix}=F_{iy}$(KN)	M_{tx}(KN.m)	M_{ty}(KN.m)
3.23	129.3	27434.51	40698.75
6.46	258.6	27221.42	40418.59
9.69	387.9	27185.45	40418.59
12.92	517.2	27185.45	40490.51
16.15	646.2	27221.41	40562.43
19.38	781.87	27329.29	41173.74
$\sum M_t$		163577.56	243762.62

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_o} \geq 1.5$

t

Tableau IV.22 : vérification de la stabilité

M_{tx}(KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ox}(KN.m)	M_{oy}(KN.m)	$\frac{M_{tx}}{M_{ox}}$	$\frac{M_{ty}}{M_{ty}}$	$\frac{M_t}{M_o}$
163577.26	243762.62	38122.78	38122.78	4.29	6.39	cv

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc la structure est stable suivant des deux directions

- **Conclusion :**

  Le choix de pré dimensionnement est satisfait



Ferraillage des éléments Structuraux

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.

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

V.2. Recommandations des règlements :

V.2.1Armatures longitudinales :

le pourcentage minimal des aciers longitudinaux des poutres doit être de 0.5% en tout section .le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4**% en zone courante.
- **6**% en zone de recouvrement.

La largeur minimale de recouvrement (l_{min}) est de 40Ø en zones I et II et de 50Ø en zone III.

V.2.2.Armatures transversales :

la quantité d'armatures transversales minimale est donnée par l'expression suivante :A_t=0.003(s× b).

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$S \leq \left(\frac{h}{4} ; 12Ø\right)$.

en dehors de la zone nodale : s≤ $\frac{h}{2}$

❖ **Selon le CBA93 (A.7.1.2):**

La section des armatures longitudinales **(A.7.1.2)** est : $A \geq \frac{b \times h}{1000}$

L'espacement des armatures transversales **(A.5.1.2)** est tel que :

$$s_t \leq \min[0.9d; 40cm]$$

$$\frac{A_{t \times f_e}}{b \times s_t} \geq 0{,}4MPa$$

$$\frac{A_t}{b \times s_t} \geq \frac{\gamma_{s(\tau_u - 0.3 f_{c28} \times K)}}{0.9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

avec k=1 et $\alpha = 90°$

Le diamètre des armatures transversales **[A.6.4.2]**est donné par :$\emptyset_t \leq min[\frac{h}{35} ; \frac{b}{10}]$

V.3.Ferraillage des poutres :

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant. (les efforts normaux sont négligeables).

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant on ne le prend pas en compte; Donc le ferraillage se fera en flexion simple (cas le plus défavorable).

Le ferraillage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu nuisible.

✓ **Les sections:**

- Poutres principales (b× h) = (30x40) cm^2

- Poutres secondaires : (b× h)= (30x35) cm^2

Tableau .V.1. Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	acier
γ_b=1.5	γ_s=1.15	γ_b=1.15	γ_s=1.00
f_{c28}=25MPa	FeE400	f_{c28}=25MPa	FeE400
$\overline{\sigma_b}$=14.2MPa	σ_s=400MPa	σ_b=18.5MPa	σ_s=400MPa

-

a. Poutres porteuses: (b× h) = (30x40) :

Tableau V.2: Ferraillage des poutres porteuses en travée et aux appuis

	zone	situation	M_u(KN.m)	$A_{cal}(cm^2)$	A'(cm^2)	A_{choisi}	
Plancher terrasse							
rive	travée	durable	58.75	4.75	0	5.65	5HA12
	appui	durable	-72.25	5.61	0	5.65	5HA12
inter	travée	durable	47.44	3.79	0	4.62	3HA14
	appui	durable	-56.77	4.16	0	6.15	4HA14
Plancher courant							
rive	travée	durable	68.56	5.6	0	5.65	5HA12
	appui	accidentelle	-83.12	5.98	0	6.15	4HA14
inter	travée	durable	55.4	4.46	0	4.62	3HA14
	appui	accidentelle	-77.68	5.2	0	5.74	1HA12+3HA14

b. Poutres non porteuses: (b× h) = (30×35) :

Tableau V.3: Ferraillage des poutres non-porteuses en travée et aux appuis

	zone	situation	M_u(KN.m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A'(cm^2)$	A_{choisi}	
Plancher terrasse							
rive	travée	accidentelle	21.42	2.24	0	3.39	3HA12
	appui	accidentelle	-57.75	4.82	0	5.65	5HA12
inter	travée	accidentelle	60.85	5.8	0	6.78	6HA12
	appui	accidentelle	--100.06	10.1	0	11.12	4HA16+ 2HA14
Plancher courant							
rive	travée	accidentelle	21.74	2.29	0	3.39	3HA12
	appui	accidentelle	-49.67	4.84	0	6.78	6HA12
inter	travée	accidentelle	70.14	6.8	0	8.16	1HA16+ 3HA14
	appui	accidentelle	-100.58	10.2	0	11.12	4HA16+ 2HA14

V.3.1 Vérification des contraintes à L'ELS :

Une fois la section des armatures longitudinales choisie, une vérification à L'E.L.S est nécessaire ;Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser}.

✓ **Béton** :

Calcul des contraintes :

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Avec : $\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I}$

$\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28}$

$\overline{\sigma_b}$ =15Mpa

-Calcul de la position de l'axe neutre :

Y: est déterminé à partir de l'équation:

$\frac{b \times y^2}{2} + 15A'_s(y\text{-}c') - 15A_s(d - y) = 0$

Calcul du moment d'inertie :

$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15\, A'_s(y\text{-}c')^2 + 15A_s(d\text{-}y)^2$

Ou' : As : section d'armature tendue

A'_s: section d'armature comprimée

n : coefficient d'équivalence (n=15)

✓ **Acier** :

on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} f_e\ ;\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 202\text{Mpa}$

et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Donc :

Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.fc28 = 15\text{MPa}$

Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.fc28 = 15\text{MPa}$ & $\sigma_s \leq [\sigma_s]$.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau V.4: Contraintes à l'état limite de service dans les poutres porteuses

	zone	M_{ser}(KN.m)	situation	σ_b	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Plancher terrasse							
rive	travée	25	pré	4.15	cv	132.09	cv
	appui	-29.51	pré	4.89	cv	155.91	cv
inter	travée	28.94	peu	4.4	cv	159.51	cv
	appui	-33.81	peu	5.61	cv	178.63	cv
Plancher courant							
rive	travée	24.45	pré	4.05	cv	129.18	cv
	appui	-29.18	peu	4.54	cv	129.65	cv
inter	travée	28.37	pré	5.06	cv	181.59	cv
	appui	-35.01	peu	5.74	cv	184.97	cv

Tableau V.5: Contraintes à l'état limite de service dans les poutres non porteuses

	zone	$M_{ser}(KN.m)$	situation	σ_b	$\sigma_b \leq \sigma_b$	σ_s	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Plancher terrasse							
rive	travée	15.83	pré	3.96	cv	156.68	cv
	appui	-29.13	pré	6.11	cv	191.29	cv
inter	travée	44.47	peu	8.3	cv	196.22	cv
	appui	-81.3	peu	13.7	cv	198.54	cv
Plancher terrasse							
rive	travée	15.36	pré	7.37	cv	182.72	cv
	appui	-30.54	pré	13.24	cv	188.15	cv
inter	travée	51.12	peu	9.7	cv	201.01	cv
	appui	-82.13	peu	13.9	cv	199.54	cv

V.3.2 Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 :

Il faut vérifier que :

$A_{tendue} \geq A_{min}$ CBA

$A_{travée} \geq A_{min}$ RPA et $A_{travée} \leq A_{max}$ RPA

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

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

		position	A_{choisi} (cm^2)	A_{min} CBA=1.2cm^2	A_{min} RPA=6cm^2	A_{maxT} RPA= 48cm^2	A_{maxA} RPA= 72cm^2
Etage terrasse	rive	travée	5.65	cv	cv	cv	cv
		appui	5.65	cv		cv	cv
	inter	travée	4.62	cv	cv	cv	cv
		appui	6.15	cv		cv	cv
Etage courant	rive	travée	5.65	cv	cv	cv	cv
		appui	6.15	cv		cv	cv
	inter	travée	4.62	cv	cv	cv	cv
		appui	5.34	cv		cv	cv

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

	niveau	position	A_{choisi} (cm^2)	A_{min} CBA=1.05cm^2	A_{min} RPA=5.25cm^2	A_{maxA} RPA=63cm^2	A_{maxT} RPA= 42cm^2
inter	ET	appui	11.12	cv	cv	cv	cv
	EC	appui	11.12	cv	cv	cv	cv
rive	ET	appui	5.65	cv	cv	cv	cv
	EC	appui	6.78	cv	cv	cv	cv

V.3.3.Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

Tableau V.8 : les contrainte de cisaillement du béton

	Poutres de rive	Poutre intermédiaires
fissuration	Fissuration préjudiciable	Fissuration peu nuisibles
$\overline{\tau_u}$	Min[0,15$\frac{f_{ci}}{\gamma_b}$; 4MPa]	Min[0,2 $\frac{f_{ci}}{\gamma_b}$;5MPa]
Situation durable	$\overline{\tau_u}$= 2.5MPa	$\overline{\tau_u}$=3.33MPa
Situation accidentelle	$\overline{\tau_u}$=3.26MPa	$\overline{\tau_u}$=4.34MPa

V.3.4.Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

CBA :

$$\frac{A_t}{b_{0\times}S_t} \geq \frac{\gamma(\tau_u - 0.3\times f_{tj}\times K}{0.9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

$$S_t \leq Min(0.9d; 40\ cm)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4\ Mpa$$

RPA.99 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b$$

$S \leq Min(\frac{h}{4}, 12\Phi)$ (zone nodale)

$S \leq \frac{h}{2}$ (zone courante)

Tableau V.9 : Contraintes de cisaillement dans les poutres porteuses.

		T(KN)	τ_u(Mpa)	Fissuration	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	$\emptyset_t$(mm)	A_t (cm^2)		S_t (cm)	$A_t \geq A_{trpa}$	$A_t \geq A_{tcba}$
Plancher terrasse											
rive	travée	50.9	0.45	préjudiciable	cv	8	4HA8	2.01	15	cv	cv
	appui	-	-		-		4HA8	2.01	10		
inter	travée	38.5	0.34	Peu nuisible	cv		4HA8	2.01	15		
	appui	-	-				4HA8	2.01	10		
Plancher courant											
rive	travée	58.29	0.52	préjudiciable	cv	8	4HA8	2.01	15	cv	cv
	appui	-	-		-		4HA8	2.01	10		
inter	travée	59.67	0.54	Peu nuisible	cv		4HA8	2.01	15		
	appui	-	-		-		4HA8	2.01	10		

Tableau V.10: Contraintes de cisaillement dans les poutres non porteuses

		T(KN)	τ_u(Mpa)	fissuration	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	$\emptyset_t$ (mm)	A_t (cm^2)		S_t (cm)	$A_t \geq A_{trpa}$	$A_t \geq A_{tcba}$
Plancher terrasse											
Rive	travée	61.18	0.62	préjudiciable	cv	8	4HA8	2.01	15	cv	cv
	rive	-	-	préjudiciable	cv		4HA8	2.01	10	cv	cv
Inter	travée	123.18	1.26	Peu nuisible	cv		4HA8	2.01	15	cv	cv
	rive	-	-	Peu nuisible	cv		4HA8	2.01	10	cv	cv
Plancher courant											
Rive	travée	63.27	0.65	préjudiciable	cv	8	4HA8	2.01	15	cv	cv
	rive	-	-	préjudiciable	cv		4HA8	2.01	10		
Inter	travée	154.02	1.57	Peu nuisible	cv		4HA8	2.01	15		
	rive	-	-	Peu nuisible	cv		4HA8	2.01	10		

V.3.5 Vérification de la flèche:

Selon le CBA 93 annexe D on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$;

2) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$;

3) $\rho \geq \frac{4.2}{F_e}$

Avec : M_t = K× M_0 on a : K :est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$)

On prend : K=0.75.

a) Poutres porteuses: (b× h) = (30x40)

Tableau V.11 : vérification de la flèche des poutres principales

1ere condition			2eme condition			3eme condition		
$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\rho = \frac{A}{b \times d}$	$\frac{4.2}{F_e}$	$\rho \leq \frac{4.2}{F_e}$
0.077	0.062	cv	0.077	0.075	cv	0.004	0.010	cv

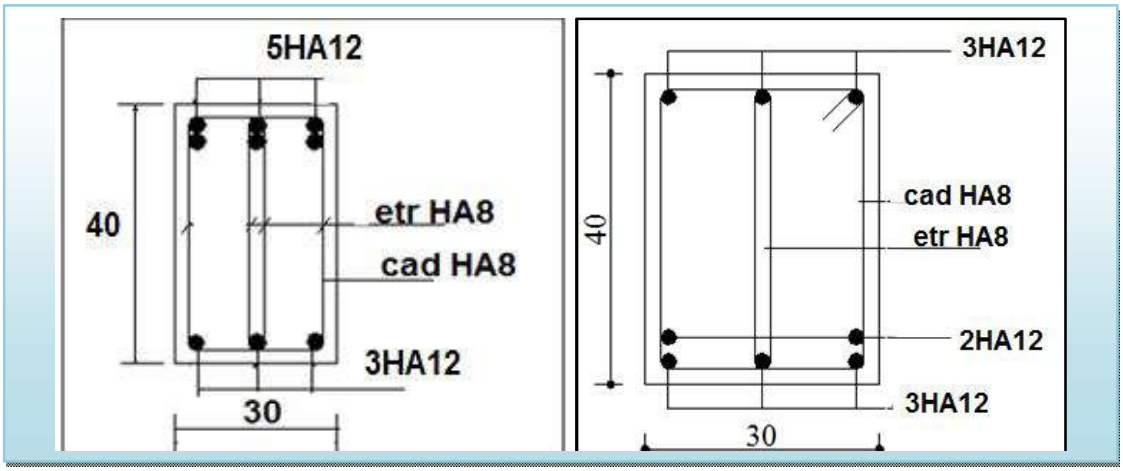
b) Poutres non-porteuses: (b× h) = (30x35)

Tableau V.12 : vérification de la flèche des poutres secondaires

1ere condition			2éme condition			3éme condition		
$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	ρ	$\frac{4.2}{F_e}$	$\rho \leq \frac{4.2}{F_e}$
0.067	0.062	cv	0.067	0.062	cv	0.009	0.01	cv

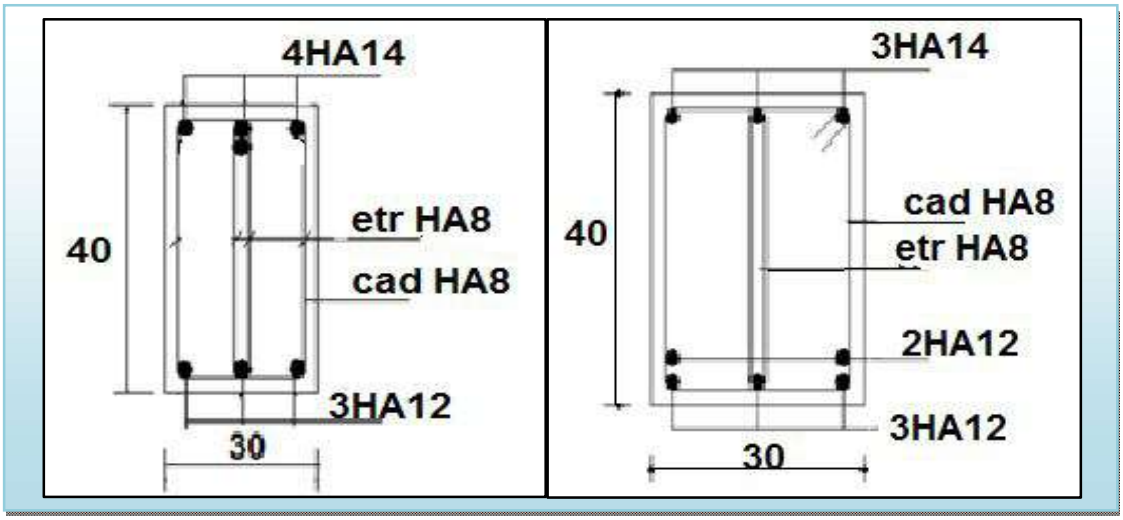
Conclusion :

Toutes les conditions de vérifications sont satisfaites, donc on n'a pas besoin de calculer la flèche.



En appui En travée

Figure .V.1: disposition des armateurs des poutres principales de rive (terrasse)



En appui En travée

Figure .V.2: disposition des armateurs des poutres principales de rive (courants)

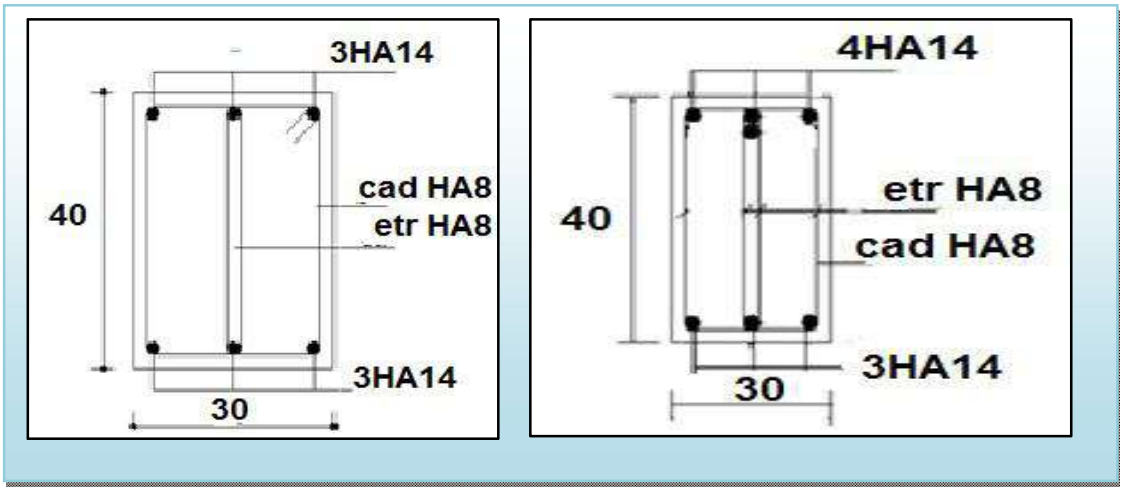
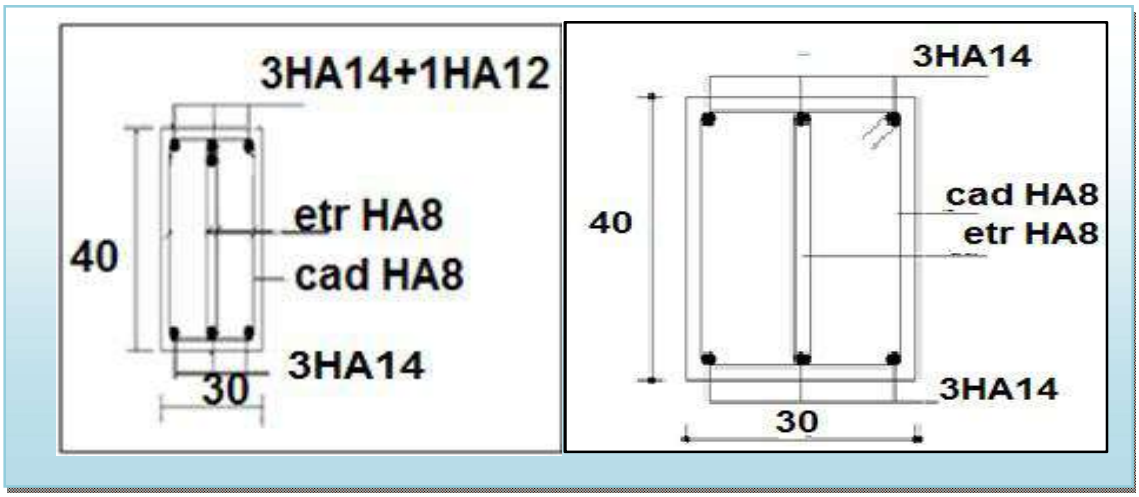
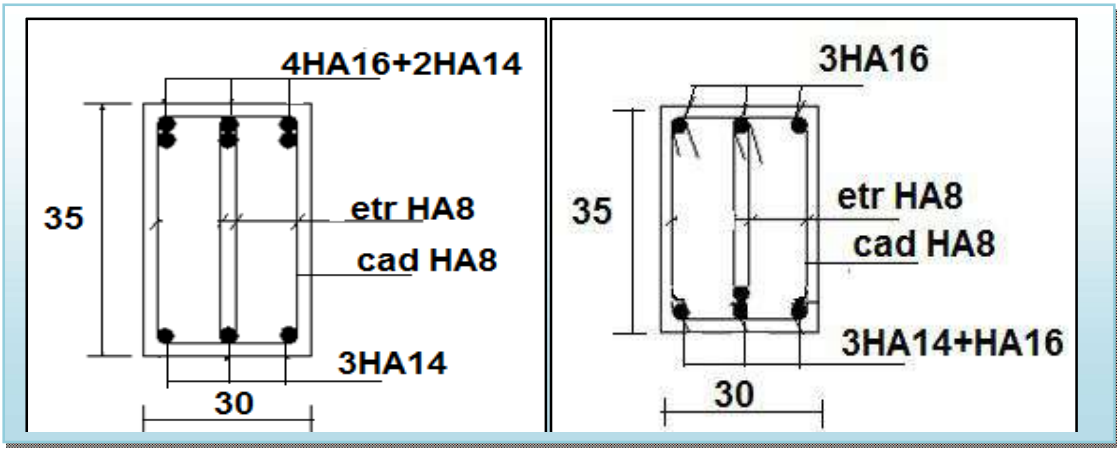


Figure .V.3: disposition des armateurs des poutres principale intermédiaire (terrasse)



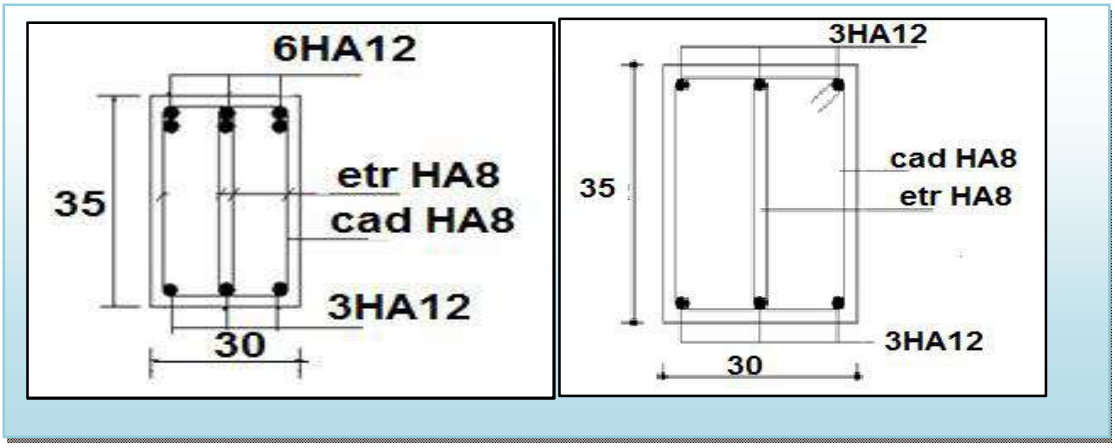
Appui Travée

Figure .V.4: disposition des armateurs des poutres principale intermédiaire (courant)



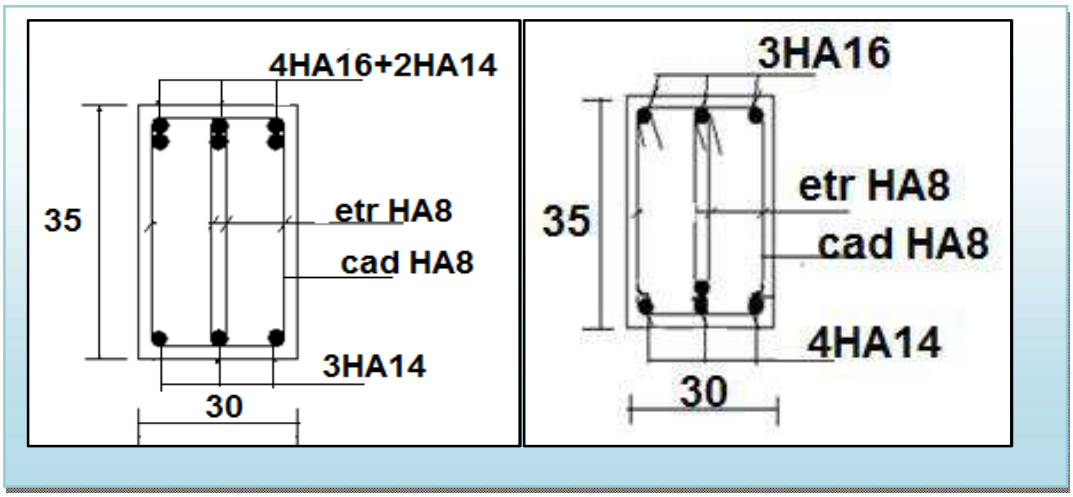
Appui Travée

Figure .V.5: disposition des armateurs des poutres non porteuse intermédiaire (courante)



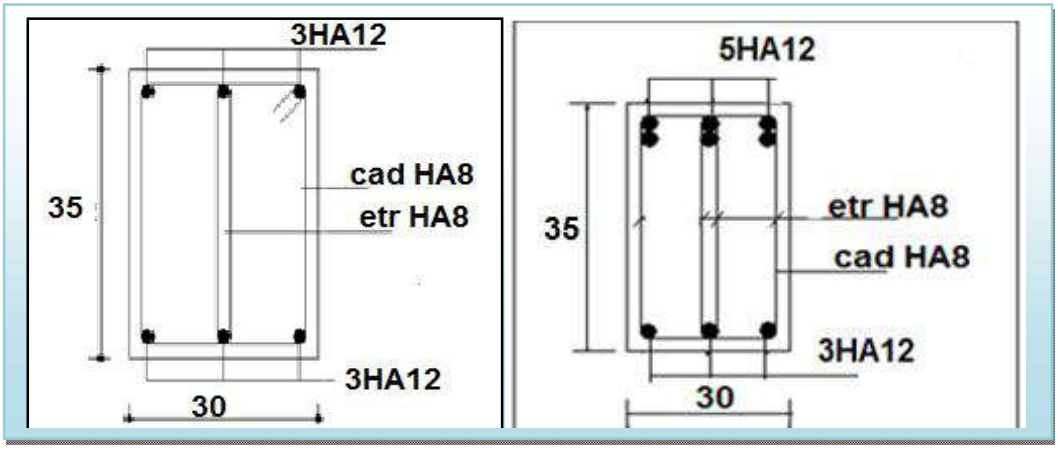
Travée Appui

Figure .V.6: disposition des armateurs des poutres non porteuse intermédiaire(terrasse)



Appui Travée

Figure .V.7: disposition des armateurs des poutres non porteuse de rive (courant)



Travée appui

Figure .V.8: disposition des armateurs des poutres non porteuse de rive (terrasse)

V.4. Ferraillage des poteaux :

V.4.1 Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous un effort normal "N" et un moment fléchissant "M".

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables

Tableau V.13 : les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	acier
γ_b=1.5	γ_s=1.15	γ_b=1.15	γ_s=1.00
f_{c28}=25MPa	FeE400	f_{c28}=25MPa	FeE400
$\overline{\sigma_b}$=14.2MPa	σ_s=400MPa	σ_b=18.5MPa	σ_s=400MPa

D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les plus défavorables en se basant sur les trois cas suivants:

1)N_{max} ⟶ M_{corr}

2)M_{max} ⟶ N_{corr}

3)N_{min} ⟶ M_{corr}

1) Influence de l'effort normal :

Dans le cas de l'effort normal maximumN_{max}, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q. Dans ce cas, on détermine le moment correspondant M_{corr}pour le même poteau et la même combinaison.

Le calcul est effectué en flexion composé avec N_{max}et M_{corr}

2) Influence du moment :

Un moment maximum M_{max}est obtenu généralement avec les combinaisons G+Q±E ou 0.8G±E. Le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal.

Le calcul est effectué flexion composé avec M_{max}et N_{corr}

3) Effort normal minimum :

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est pas forcement le maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul est effectué aussi en flexion composé avec N_{min}et M_{corr}

V.4.2 Armatures longitudinales :

- ✓ *Selon CBA 93 :*

A_l = min $\begin{cases} 4cm^2 \text{ pour chaque métre de longueur de parement} \\ 0.1 \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\% B \text{ : section de béton comprimé} \end{cases}$

- Le diamètre minimum est de **12 mm** ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : **50 Φ** en zone **III**;

la distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : **20 cm** en zone **III.**

pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous : h'=Max [$\frac{h_e}{6}$; b_1 ; h_1 ; 60cm]

Et : h_e =la hauteur d'étage.

-L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.14: Les Armatures longitudinales des poteaux

		cas	N(KN)	M(KN.m)	situ	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	A_{choisi}
RDC+1^{ére}	Rive (40×40)	N_{max} ;M_{corr}	1098.19	10.98	dur	3.2	12.8	4HA14 + 4HA16 = 14.19 cm^2
		M_{max} ;N_{corr}	46.44	114.61	acc	12.4		
		N_{min} ;M_{corr}	414.579	19.55	dur	3.2		
	Inter (40×40)	N_{max} ;M_{corr}	1212.356	1.97	acc	3.2		
		M_{max}.N_{corr}	25.91	120.38	dur	9.4		
		N_{min} ;M_{corr}	198.15	12.64	acc	3.2		
2^{éme} Et 3^{éme}	Rive (35×35)	N_{max} ;M_{corr}	926.33	6.46	dur	2.8	9.8	8HA14 = 12.31cm^2
		M_{max} ;N_{corr}	47.8	120	acc	10.7		
		N_{min} ;M_{corr}	218.45	5.18	dur	2.8		
	Inter (35×35)	N_{max} ;M_{corr}	772.91	5.62	acc	2.8		
		M_{max} ;N_{corr}	27.17	104.15	dur	9.5		
		N_{min} ;M_{corr}	268.61	3.31	acc	2.8		
4^{éme} Et 5^{éme}	Rive (30×30)	N_{max} ;M_{corr}	420.13	5.14	dur	2.4	7.2	8HA12 = 9.05cm^2
		M_{max} ;N_{corr}	32.10	53.95	acc	5.6		
		N_{min} ;M_{corr}	52.68	5.35	dur	2.4		
	Inter (30×30)	N_{max} ;M_{corr}	365.194	4.05	acc	5.7		
		M_{max} ;N_{corr}	22.33	101.38	dur	11.2		
		N_{min} ;M_{corr}	201.45	3.15	acc	3.3		

V.4.3.Vérification des contraintes à l'état limite service (E.L.S) :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables.

- La contrainte dans le béton est limitée à : $\overline{\sigma_b}$ =15MPa

- La fissuration est considérée:

Peu nuisible (poteaux intermédiaires) → pas de vérification de contraintes d'acier.

Préjudiciables (poteaux de rive) :

$\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3} f_e$;110$\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = min [333.33Mpa ; 201.63MPa]

Tableau V.15 : Vérification des contraintes à E.L.S.

	pouteau	M_{ser} (KN.m)	N_{ser} (KN)	fissuration	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$	vérification
RDC+1^{ére}	Rive (40× 40)	667.059	27.11	préjudiciable	6.2	88.3	15	201.6	ok
	Inter (40× 40)	13.2	40.05	préjudiciable	3.6	42.5	15	201.6	ok
2èm et 3ème	Rive (35× 35)	15.04	25.22	préjudiciable	5.6	57.1	15	201.6	ok
	Inter (35× 35)	171.31	20.48	préjudiciable	3.8	51.6	15	201.6	ok
4ème et 5ème	Rive (30× 30)	12.37	20	préjudiciable	6.8	64.8	15	201.6	ok
	Inter (30× 30)	3.61	25	préjudiciable	7.2	70.5	15	201.6	ok

V.4.4 Vérification des contraintes de cisaillement :

La contrainte tangentielle τu dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_{0\times d}}$$

Avec : Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).

b0 : la largeur de la section transversale du poteau.

d : la hauteur utile, avec d = h – c. Et c l'enrobage des aciers.

- *Contrainte tangente admissible :* $\overline{\tau_u}$

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

✓ ***Selon le CBA93 :***

-Armatures droites (α = 90°)

Tableau V.16 : tableau des contrainte de cisaillement

	Poutres de rive	Poutre intermédiaires
fissuration	Fissuration préjudiciable	Fissuration peu nuisibles
$\overline{\tau_u}$ —	Min[0,15$\frac{f_{ci}}{\gamma_b}$; 4MPa]	Min[0,2 $\frac{f_{ci}}{\gamma_b}$;5MPa]
Situation durable	τ_u= 2.5MPa	τ_u=3.33MPa
Situation accidentelle	τ_u=3.26MPa	τ_u=4.34MPa

✓ **Selon le RPA. 99 version 2003 [7. 4. 3. 2]:**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$\boldsymbol{\tau_{ub}=\rho_d \times f_{c28}}$ **avec :** $\boldsymbol{\rho_d}=\begin{cases} \mathbf{0.075 \ldots\ldots\ldots\ldots si\ (\lambda \geq 5)} \\ \mathbf{0.04\ldots\ldots\ldots\ldots\ si\ \ \lambda < 5} \end{cases}$

Avec λ l'élancement d'un poteau où :

Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur :

On a $\lambda=\frac{l_f}{i}$; $i=\sqrt{\frac{I}{B}}$.

Et : $\lambda = \frac{l_f}{a}\sqrt{12} \approx 3.46\frac{l_f}{a}$

V.4.5 Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont pour rôles :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Encadrer et empêcher le flambement des armatures longitudinales.

✓ *Selon le CBA93 :*

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur diamètre (Φ_t) est donné par la relation :

$\Phi_t \leq [\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l]$

Φ_l: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$A_t = a_t \times n_t$: avec $\begin{cases} n_t \text{: est le nombre des barres transversales.} \\ a_t \text{: section d'une seule barre.} \end{cases}$

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante **[A.5.1.2.3]** :

$$s_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times k)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée.

K=1+3× $\frac{N_u}{B \times f_{c28}}$; $s_t \leq Min\ [0.9d; 40cm]$

$\frac{A_t \times f_{et}}{b_0 \times s_t} \geq 0.4MPa$

✓ *Selon le RPA99 version 2003 :*

-D'après l'article **[7.4.2.2]** on a :

$s_t = \frac{h \times f_e \times A_t}{\rho \times V_u}$

Avec : $A_t = n_t \times a_t$

ρ: coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \; si \; \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \; si \; \lambda < 5 \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

Dans la zone nodale: $S_t \leq$ 10cm en zone III.

Dans la zone courante: St ≤ Min ($\frac{b}{2}$, $\frac{h}{2}$,10Φ_l) en zone III.

-La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t \times b}$en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% \; si \; \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \; si \; \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135°ayant une longueur droit de 10Φ_t minimum.

➢ **Récapitulation des résultats :**

Tableau V.17: Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

	situation	fissuration	T_u (KN)	τ_u (Mpa)	ρ_d	τ_{bu} (Mpa)	$[\tau_u]$	$\tau_u \leq [\tau_u]$
40× 40	accidentelle	préjudiciable	29.01	0.19	0.075	1.875	3.26	cv
35× 35			25.91	0.23	0.075	1.875	3.26	
30× 30			17.09	0.21	0.075	1.875	3.26	

Tableau V.18 : Les armatures transversales et leurs espacements.

	situation	fissuration	V_u (KN)	zone	ρ	S_t Adopté (cm^2)	A_{tmin} RPA cm^2	A_t Calculée (cm^2)	choix
40× 40	accidentelle	préjudiciable	29.01	cou	2.5	15	1.2	2.01	4HA8
				nod		10	1.8		
35× 35			25.91	cou	2.5	15	1.05	2.01	4HA8
				nod		10	1.57		
30× 30			17.09	cou	2.5	15	0.9	2.01	4HA8
				nod		10	1.35		

❖ **La longueur de recouvrement :**

La longueur de recouvrement min selon le RPA est 50Φ en zone II_b.

la barre (HA16) : L= 80cm

(HA14) : L=70cm

(HA12) : L=60cm

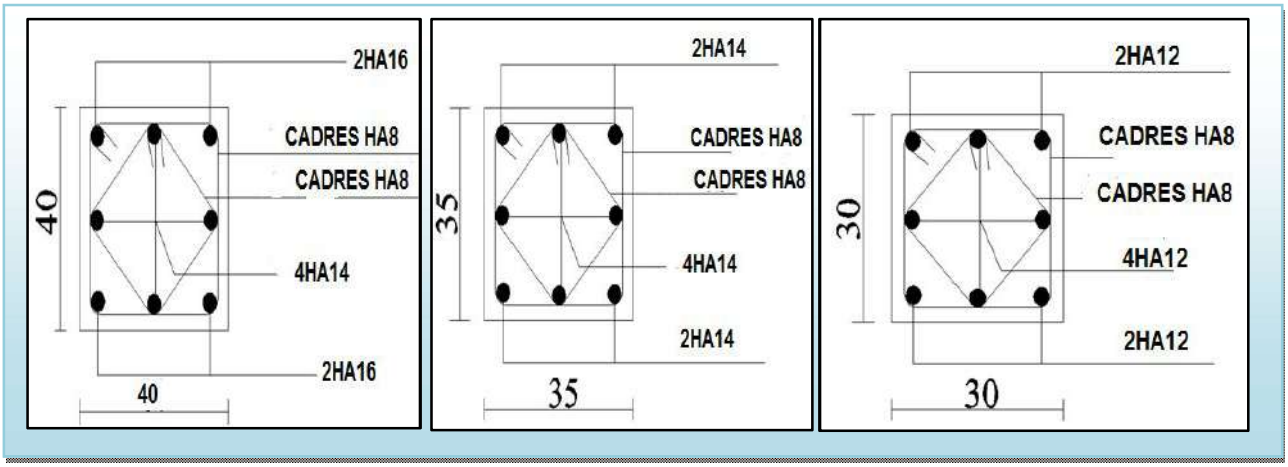


Figure V.9 : ferraillage des poteaux

V.5. Ferraillage des voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs ,dans notre cas ,sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- ✓ reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- ✓ assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- ✓ minimiser les effets de torsion.

V.5.1. Les voiles pleins :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.5.2.Voiles avec files d'ouvertures :

V.5.2.1. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

A fin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois typesd'armatures:

- ➢ Armatures verticales.
- ➢ Armatures horizontales.
- ➢ Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.5.2.2. Les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- Des aciers longitudinaux de flexion " A_l".
- Des aciers transversaux " A_t".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).
- Des aciers diagonaux A_d

V.5.3. Recommandations réglementaires :

V.5.3.1Selon le RPA 99(V2003) :

a. Armatures verticales :[1] [ART 7.7.4.1]

$A_{ver} = 0.2\%B_t$……dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0.15\%B_t$……..dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0.1\%B_t$ …… dans la section courante.

Avec :

B: section du voile.

a: épaisseur du voile.

$\emptyset_{ver}$: diamètre vertical.

b. Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (Ah) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

c. Calcul de vérification de l'espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S_h \leq \min[1.5a ; 30cm]$

d. Armatures transversales

Ce sont des armatures rondes lisses de FeE235 de nuance , elles sont perpendiculaires aux faces du refend ,elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et

horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.5.3.2.selon le CBA93 :

a. armatures verticales :

$$0.1\% \leq \frac{A_v}{ab} \leq 5\%$$

Avec :

a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

b.calcul et vérification de l'espacement :

S_t=min[0.9d ;40cm]……..**[ArtA.5.1.2.2CBA93]**

$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4MPa$…..**[Art A.5.1.2.2CBA93]**

$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \gamma_s(\frac{\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28}}{0.9 \times f_e[\csc\alpha + \sin\alpha]}$ …..**[Art A.5.1.2.3 CBA93]**

c. limite de cisaillement dans les voiles :

$\tau_b \leq \bar{\tau_b}$ ou $\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_0 \times d}$ avec : $\bar{v}$ =1.4× v_u

$\bar{\tau}$ =0.2f_{c28}

Avec :

τ_b: contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau_b}$: contrainte de cisaillement admissible.

Ah: section d'armatures horizontales

d = 0.9 h: hauteur utile.

$\bar{\tau_b}$ =min|0.2$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$,5MPa] : Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau_b}$ =min[0.15$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$;4MPa] : Fissuration Préjudiciable.

V.5.4. Recommandations pour les voiles et les trumeaux : (RPA99et CBA93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- ✓ 40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- ✓ 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devra pas dépasser :

$$\emptyset_v \; ; \emptyset_h \leq \frac{1}{10}\, a$$

Avec : (a : largeur de voile)

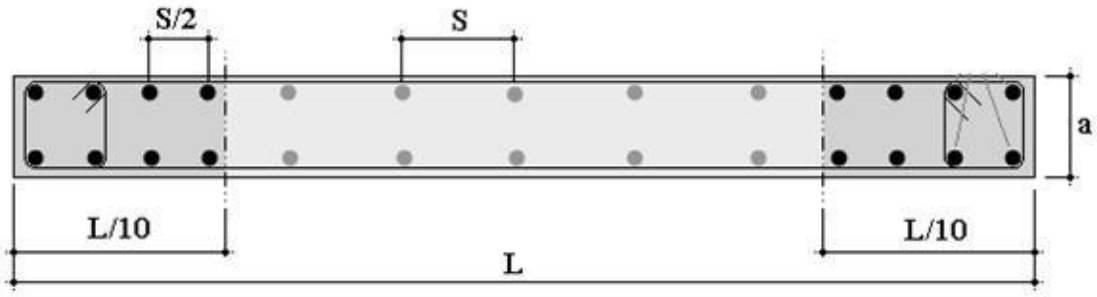


Figure V.10 : disposition des armatures verticales dans les voiles

V.5.5 .linteaux :

- Recommandation des RPA99v2003 :

a.la contrainte limite de cisaillement comme les trumaux.mais on a deux cas :

❖ **premier cas :**

$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$ **[1][Art 7.7.3.1]**

➢ **Acier longitudinaux :**

Les aciers longitudinaux inférieures et supérieurs sont calculés par la formule :

$A_L \geq \frac{M}{f_{e \times Z}}$ avec Z= h-2d'

M : moment du à l'effort tranchant.

H : hauteur totale du linteaux.

D : distance d'enrobage.

Acier transversaux :

On distingue deux cas :

$\lambda = \frac{l}{h}$ ⟶ $\lambda > 1$ linteau longe

$\lambda < 1$ linteau court

a. Linteau long : $\lambda > 1$

On a $S_t \leq A_t \times f_e \frac{Z}{T}$

S_t : espacement entre les armatures transversales.

A_t : section d'armatures transversales.

L : porté du linteau.

$Z = h - 2d'$

*b.*linteau court : $\lambda < 1$:

On doit avoire : $S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times L}{T + A_t \times f_e}$

T=min(v1,v2) avec v1= $\frac{M_{ci}+M_{cj}}{L_{ij}}$; v2=$2V_u$

M_{ci} ,M_{cj} : moment résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de porté L_{ij}

On le calcul comme suit : $M_c = A_l \times f_e \times Z$ avec : Z=h-2d'

.

❖ Deuxième cas :

$\tau_b > 0.06 f_{c28}$ **[1][Art 7.7.3.1]**

Dans ce cas , il ya lieu de disposer le ferraillage longitudinal ,transversal,et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (Met N)sont repris suivant des bielles diagonales A_Dà disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$A_D = \frac{V}{2 \sin \alpha f_e}$ avec : $\tan \alpha = \frac{h-2d}{L}$

$V = V_u$ (sans majoration)

Ferraillage minimal :

on a :

$A_l \geq 0.15\% \, b \, h$

$A_c \geq 0.20\% \, b \, h$

$$A_D = \begin{cases} 0 & \text{si } \tau_b \leq 0.06 f_{c28} \\ 0.15 b \, h & si \ \tau_b > 0.06 f_{c28} \end{cases}$$

$A_t \geq 0.15\% \, b \, s$ si $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$

$0.25\% b \, s$ si $\tau_b > 0.06 f_{c28}$

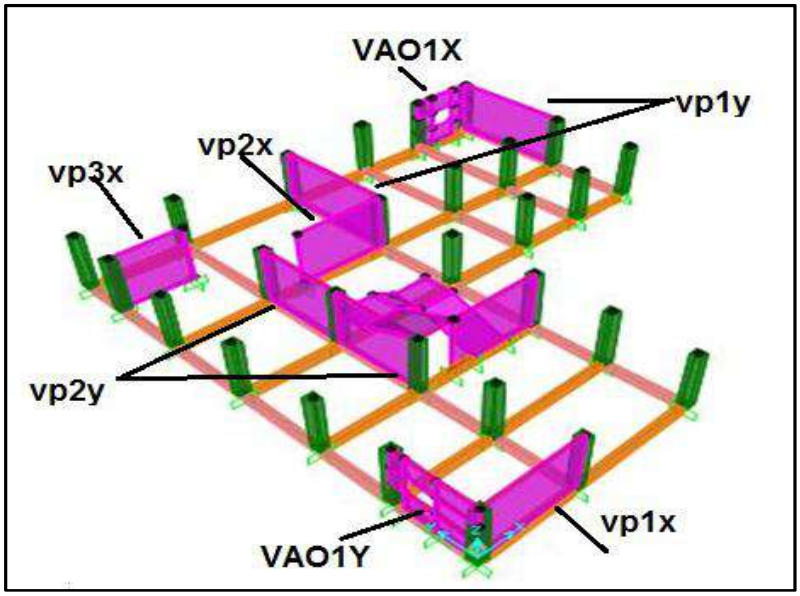


Figure V.11: disposition des voiles

V.5.6. les voile plein :

V.5.6.1.les armatures verticales :

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V.19 : Calcul des armatures verticaux des voiles pleines

sens	niveau	voile	S(cm^2)	N(KN)	M(KN.m)	sit	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Sens (x)	RDC Et $1^{ére}$	V1	395× 15	1052.78	2059.44	acc	16.4	16.4	15	$2\times(24HA10 = 18.84)$
		V2	375× 15	1170.1	3234.69	acc	15.6	15.6	15	$2\times(22HA10 = 17.27$
		V3	290× 15	535.91	185.92	acc	12.2	12.2	15	$2\times(17HA10 = 13.34)$
	$2^{éme}$ Et $3^{éme}$	V1	395× 15	647.87	1101.88	acc	16.4	16.4	15	$2\times(24HA10 = 18.84)$
		V2	375× 15	694.12	996.45	acc	15.6	15.6	15	$2\times(22HA10 = 17.27$
		V3	290× 15	109.14	563.98	acc	12.2	12.2	15	$2\times(17HA10 = 13.34$
	$4^{éme}$ Et $5^{éme}$	V1	395× 15	268	201.56	acc	16.4	16.4	15	$2\times(24HA10 = 18.84)$
		V2	375× 15	90.29	184.13	acc	15.6	15.6	15	$2\times(22HA10 = 17.27$
		V3	290× 15	105.05	143.79	acc	12.2	12.2	15	$2\times(17HA10 = 13.34$
Sens (y)	RDC Et $1^{ére}$	V1	518× 15	2113.86	4442.51	acc	21.3	21.3	15	$2\times(31HA10 = 24.33)$
		V2	368× 15	625.09	2011.76	acc	15.32	15.3	15	$2\times(22HA10 = 17.27)$
	$2^{éme}$ Et $3^{éme}$	V1	518× 15	1373.65	2162.97	acc	21.3	21.3	15	$2\times(31HA10 = 24.33)$
		V2	368× 15	237.9	428.46	acc	15.3	15.3	15	$2\times(22HA10 = 17.27)$
	$4^{éme}$ Et $5^{éme}$	V1	518× 15	567.67	775.86	acc	21.3	21.3	15	$2\times(31HA10 = 24.33)$
		V2	368× 15	108.19	179.75	acc	15.3	15.3	15	$2\times(22HA10 = 17.27)$

Tableau .V.20 : Vérification, des armatures verticaux selon la condition RPA et CBA

sens	niveau	voile	s(cm^2)	$A_{choisie}$ ‘(cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	A_{min} CBA(cm^2)	vérification
Sens (x)	RDC ET $1^{ére}$	V1	395× 15	2× (24$HA10$ = 18.84)	8.88	5.92	vérifier
		V2	375× 15	2× (22$HA10$ = 17.27	8.43	5.62	vérifier
		V3	290× 15	2× (17$HA10$ = 13.34)	6.52	4.35	vérifier
	$2^{éme}$ Et $3^{éme}$	V1	395× 15	2× (24$HA10$ = 18.84)	8.88	5.92	vérifier
		V2	375× 15	2× (22$HA10$ = 17.27	8.43	5.62	vérifier
		V3	290× 15	2× (17$HA10$ = 13.34	6.52	4.35	vérifier
	$4^{éme}$ Et $5^{éme}$	V1	395× 15	2× (24$HA10$ = 18.84)	8.88	5.92	vérifier
		V2	375× 15	2× (22$HA10$ = 17.27	8.43	5.62	vérifier
		V3	290× 15	2× (17$HA10$ = 13.34	6.52	4.35	vérifier
Sens (y)	RDC Et $1^{ére}$	V1	518× 15	2× (31$HA10$ = 24.33)	11.65	7.77	vérifier
		V2	368× 15	2× (22$HA10$ = 17.27)	8.28	5.52	vérifier
	$2^{éme}$ Et $3^{éme}$	V1	518× 15	2× (31$HA10$ = 24.33)	11.65	7.77	vérifier
		V2	368× 15	2× (22$HA10$ = 17.27)	8.28	5.52	vérifier
	$4^{éme}$ Et $5^{éme}$	V1	518× 15	2× (31$HA10$ = 24.33)	11.65	7.77	vérifier
		V2	368× 15	2× (22$HA10$ = 17.27)	8.28	5.52	vérifier

V.5.6.2.Vérification des armatures à ELS :

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]$=0.6.fc28=15Mpa
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]$=0.6.fc28=15Mpa et

$\bar{\sigma_s}$=min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$= 201.63MPa

Les résultats de vérification seront représentes dans le tableau suivant :

Tableau .V.21 : vérification des armatures a ELS des voiles pleins

sens	voile	s(cm^2)	N(KN)	M(KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (Mpa)	σ'_s (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	$\bar{\sigma_s}$ (Mpa)	vérification
Sens (x)	V1	395× 15	1043.48	255.71	18.84	18.84	2.1	31.7	15	201.63	ok
	V2	375× 15	959.69	109.79	17.27	17.27	1.8	27.1	15	201.63	ok
	V3	290× 15	691.67	163.45	13.34	13.34	2.1	30.9	15	201.63	ok
Sens (y)	V1	518× 15	911.65	394.08	24.3	24.3	1.5	22.9	15	201.63	ok
	V2	368× 15	1163.98	155.04	17.27	17.27	3.1	45.7	15	201.63	ok

V.5.6.3.Calcul des armatura horizontaux :

Tableau .V.22 ;: Calcul des armatures horizontaux des voiles pleines

sens	voile	S(cm^2)	e(cm)	T(KN)	$\bar{T}$= 1.4T	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}$ (MPA)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Sens (x)	V1	395× 15	15	516.60	723.24	1.65	5	15	2× (23HA10 = 18.05)
	V2	375× 15	15	466.43	653	1.49	5	15	2× (22HA10 = 17.27)
	V3	290× 15	15	523.74	733.23	1.68	5	15	2× (18HA10 = 14.13)
Sens (y)	V1	518× 15	15	811.72	1136.40	2.6	5	15	
	V2	368× 15	15	448.56	627.98	1.44	5	15	2× (22HA10 = 17.27)

V.5.6.4.Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des acier de coutures(épingles) dont le diamètre des armatures φ_t est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$,$\emptyset_v$ étant le diamétre des armatures verticales maintenues par les épingles voir le tableau suivant :

Tableau.V.23 : diamétre des armatures transversales

Armatures longitudinales $\emptyset_v$	Epingles $\emptyset_t$
HA8àHA16	HA6
HA20	HA8

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements .

En zone courante ,les quadratique d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales ,disposées en quinconce ,composées d'épingles au nombre 4 par m^2au moins.

Toutes les longueurs de recouvrement sont :$\boldsymbol{L_r}$=**40**$\emptyset = \mathbf{40}\boldsymbol{cm}$

V.5.7.Ferraillage des voiles avec ouvertures :

- **trumeaux :**

a. Armatures verticales :

Tableau .V.24 : Calcul des armatura verticale des trumeaux.

sens	niveau	voile	S(cm^2)	N(KN)	M(KN.m)	situ	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	S_t (cm$^{2)}$	$A_{choisie}$ (cm^2)
Sens (x)	RDC+1^{ére}	V1	290 × 15	426.52	1401.23	acc	12.2	12.2	15	2× (17$HA10$ = 13.35)
	2^{éme}+3^{éme}			335.83	923.57	acc	12.2	12.2	15	2× (17$HA10$ = 13.35)
	4^{éme}et5^{éme}			190.67	479.26	acc	12.2	12.2	15	2× (17$HA10$ = 13.35)
Sens (y)	RDC+1^{ére}	V2	315 × 15	888.4	835.35	acc	13.2	13.2	15	2× (18$HA10$ = 14.13)
	2^{éme}+3^{éme}			645.7	511.92	acc	13.2	13.2	15	2 × (18$HA10$ = 14.13)
	4^{éme}et5^{éme}			288.07	267.57	acc	13.2	13.2	15	2 × (18$HA10$ = 14.13)

Tableau .V.25 : Vérification des armature à ELS des voiles avec ouvertures

sens	voile	S(cm^2)	N(KN)	M(KN.m)	A_s (cm^2	σ_b (MPA)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	$\overline{\sigma'_s}$ (Mpa)	vérification
X	V1	290 × 15	641.07	56.14	13.35	1.6	23.3	15	201.63	vérifier
			464.96	65.62	13.35	1.2	18.3	15	201.63	vérifier
			228.57	22.21	13.35	0.6	8.4	15	201.63	vérifier
Y	V2	315× 15	658.88	91.64	14.13	1.6	23.5	15	201.63	vérifier
			466.06	34.27	14.13	1	15.2	15	201.63	vérifier
			223.48	30.54	14.13	0.5	7.6	15	201.63	vérifier

2-Calcul de l'armature horizontale des trumeaux :

Tableau .V.26 : calcul de l'armatures horizontale des trumeaux

sens	voile	S(cm^2)	e(cm)	T(KN)= 1.4T	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
X	V1	290× 15	15	697.31	1.59	5	15	$2\times (19HA10 = 14.91)$
Y	V2	315× 15	15	395.75	0.9	5	15	$2\times (20HA10 = 15.7)$

❖ Linteaux :

1- Direction(x) : Voile1 =2.9m

Tableau .V.27 : détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

niveau	e(cm)	h(m)	L(cm)	V(KN)	τ_b	M(KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
RDC-$1^{ére}$	15	2.15	120	724.73	2.49	311.86	Traction/compression
$1^{ére} - 2^{éme}$	15	2.15	120	741.46	2.55	287.87	Traction/compression
$2^{éme} - 3^{éme}$	15	2.15	120	641.77	2.21	253.69	Traction/compression
$3^{éme} - 4^{éme}$	15	2.15	120	472.93	1.62	193.69	Traction/compression
$4^{éme} - 5^{éme}$	15	2.15	120	289.05	0.99	112.20	Flexion simple
$5^{éme}$	15	1.08	120	83.09	0.28	35.02	Flexion simple

Tableau. V.28 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

niveau	$A_{calculée}(cm^2)$					$A_{choisie}(cm^2)$			
	A_d	A_l	A_t	A_p	S_t	A_d	A_l	$\boldsymbol{A_t}$	$\boldsymbol{A_p}$
RDC-$1^{ére}$	7.62	3.71	1.82	6.45	15	$2\times(4HA12)=9.05$	$2\times(2HA12)=4.52$	$2\times(10HA10)=15.74$	$2\times(4HA12)=9.04$
$1^{ére}$-$2^{éme}$	7.45	3.42	1.86	6.45	15	$2\times(4HA12)=9.05$	$2\times(2HA12)=4.52$	$2\times(10HA10)=15.74$	$2\times(4HA12)=9.04$
$2^{éme}$-$3^{éme}$	6.60	3.02	1.61	6.45	15	$2\times(4HA12)=9.05$	$2\times(2HA12)=4.52$	$2\times(10HA10)=15.74$	$2\times(4HA12)=9.04$
$3^{éme}$-$4^{éme}$	4.86	2.3	1.18	6.45	15	$2\times(4HA12)=9.05$	$2\times(2HA12)=4.52$	$2\times(10HA10)=15.74$	$2\times(4HA12)=9.04$
$4^{éme}$-$5^{éme}$	/	1.33	0.71	/	15	/	$2\times(2HA12)=4.52$	$2\times(10HA10)=15.74$	/
$5^{éme}$	/	0.41	0.71	/	15	/	$2\times(2HA12)=4.52$	$2\times(10HA10)=15.74$	/

2-Direction (y) : voile L=3.15m :

Tableau V.29 : détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

niveau	e(cm)	h(m)	L(cm)	V(KN)= 1.4V	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
RDC-$1^{ére}$	15	2.15	120	654.24	2.25	295.24	Traction/compression
$1^{ére}$-$2^{éme}$	15	2.15	120	574.65	1.97	270.32	Traction/compression
$2^{éme}$-$3^{éme}$	15	2.15	120	486.31	1.67	173.68	Traction/compression
$3^{éme}$-$4^{éme}$	15	2.15	120	332.09	1.14	94.45	Flexion simple
$4^{éme}$-$5^{éme}$	15	2.15	120	179.99	0.62	86.84	Flexion simple
$5^{éme}$	15	1.08	120	**71.73**	0.24	26.3	Flexion simple

Tableau .V.30 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

niveau	$A_{calculée}(cm^2)$					$A_{choisie}(cm^2)$			
	A_d	A_l	A_t	A_p	S_t	A_d	A_l	$\boldsymbol{A_t}$	$\boldsymbol{A_p}$
RDC-$1^{ére}$	6.72	3.51	1.86	6.45	15	$2\times(4HA12)=9.05$	$2\times(2HA12)=4.52$	$2\times(10\text{HA}10)=15.74$	$2\times(6HA10)=9.42$
$1^{ére}$-$2^{éme}$	5.9	3.21	1.53	6.45	15	$2\times(4HA12)=9.05$	$2\times(2HA12)=4.52$	$2\times(10\text{HA}10)=15.74$	$2\times(6HA10)=9.42$
$2^{éme}$-$3^{éme}$	5	2.06	0.87	6.45	15	$2\times(4HA12)=9.05$	$2\times(2HA12)=4.52$	$2\times(10\text{HA}10)=15.74$	$2\times(6HA10)=9.42$
$3^{éme}$-$4^{éme}$	/	1.12	0.54	/	15	/	$2\times(2HA12)=4.52$	$2\times(10\text{HA}10)=15.74$	/
$4^{éme}$-$5^{éme}$	/	1.03	0.36	/	15	/	$2\times(2HA12)=4.52$	$2\times(10\text{HA}10)=15.74$	/
$5^{éme}$	/	0.31	0.24	/	15	/	$2\times(2HA12)=4.52$	$2\times(10\text{HA}10)=15.74$	/

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :

Une fondation est l'organe intermédiaire entre la structure et le sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part. La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les principales fonctions que doivent remplir les fondations sont :

- Reprendre sans subir de dommages les charges et surcharges ou plus exactement la combinaison de ces dernières amenées par la superstructure.
- Transmettre ces sollicitations au sol (dit de fondation) dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. Reconnaissance du sol:

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier. Il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain de fondation.

.VI.2.1. Fondation des ouvrages:

La profondeur d'ancrage préconisée est de 1.50 m Par rapport au terrain naturel.

$\overline{\sigma_{sol}}$=1 bar =0.1 Mpa

VI.2.2. Stabilité du site:

- Les investigations géotechniques n'ont décèle aucun signe défavorable concernant la stabilité majeur du terrain.
- Aucun niveau d'eau n´a été repéré jusqu´à la profondeur atteinte.

VI.2.3. Recommandations:

Afin d'éviter les dommages des travaux ; le laboratoire d'essai géotechnique responsable a recommandé les mesures préventives suivantes :

- La mise en œuvre du béton juste après la réalisation des fouilles pour éviter les dégradations du fond et des parois de ces fouilles.
- Eviter les eaux pluviales ou autres en tête de fouilles.
- Prévoir un drainage adéquat afin d'éviter la stagnation des eaux au niveau des fondations.
- Procéder à un dallage périphérique autour de la construction.

VI.3. Type de la fondation :

Pour les fondations On distingue : les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc.….) les fondations peu profondes (puits), et les fondations profondes (pieux).

On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations entre les quelles on devra choisir en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous–jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations, dont la solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction : d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

VI.4. 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.5. Efforts transmis par les fondations:

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.
- Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence
- du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.6. Calcul des fondations:

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage, nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage (la portance du sol) l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{SOL} \quad \Longrightarrow \quad S \geq \frac{N}{\sigma_{SOL}}$$

Avec :

- σsol : Contrainte du sol.
- S : Surface de la fondation.
- N : Charge de la superstructure calculée par la combinaison [G+Q].

VI.6.1. Semelles isolées:

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a /b :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => S = A2

S est déterminé par :

$S \leq \frac{N}{\sigma_{SOL}}$ d'où $S = [\frac{N}{\sigma_{SOL}}]$

Avec :

$A = b = \sqrt{S}$

σsol = 1 bar = 0.1 MPa

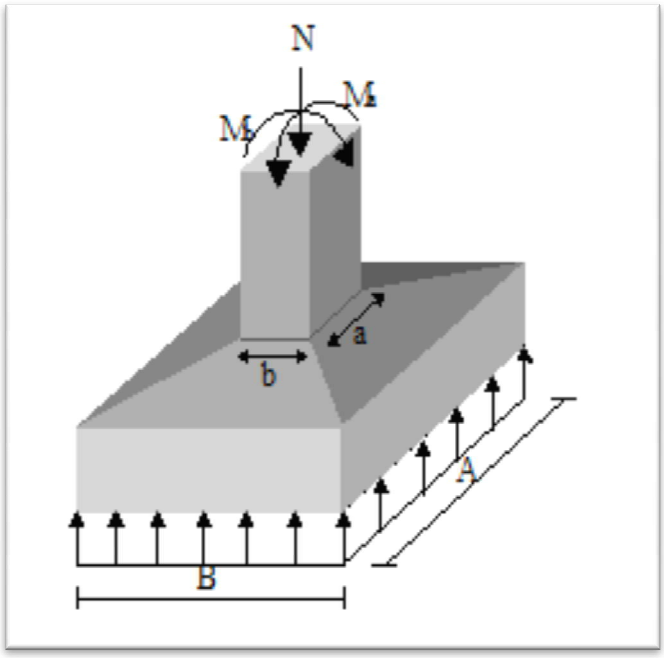


Figure.VI.1. Semelle isolée sous poteau.

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau VI.1: Dimensionnement des semelles isolées l'ELS

N	Nser(KN)	S	A=B	A choisier	1,5A	h(mm)	da(mm)	db(mm)	e(mm)
1	527,43	5274300,00	2,30	2,5	3,75	668,5	512,5	512,5	150
2	1143,8	15626170,00	3,95	4	6	1043,5	887,5	887,5	150
3	1573,77	21459400,00	4,63	5	7,5	1293,5	1137,5	1137,5	150
4	816,13	11146900,00	3,34	3,5	5,25	918,5	762,5	762,5	150
5	530,25	7219200,00	2,69	3	4,5	793,5	637,5	637,5	150
6	961,08	13090800,00	3,62	4	6	1043,5	887,5	887,5	150
7	680,17	9262000,00	3,04	3,5	5,25	918,5	762,5	762,5	150
8	892,12	12184300,00	3,49	3,5	5,25	918,5	762,5	762,5	150
9	1485,2	20264120,00	4,50	4,5	6,75	1168,5	1012,5	1012,5	150
10	1724,35	23507400,00	4,85	5	7,5	1293,5	1137,5	1137,5	150

11	931,52	12752300,00	3,57	4	6	1043,5	887,5	887,5	150
12	738,04	10111100,00	3,18	3,5	5,25	918,5	762,5	762,5	150
13	553,311	7538600,00	2,75	3	4,5	793,5	637,5	637,5	150
14	1132,09	15446400,00	3,93	4	6	1043,5	887,5	887,5	150
15	1885,81	25714200,00	5,07	5,5	8,25	1418,5	1262,5	1262,5	150
16	822,59	11222000,00	3,35	3,5	5,25	918,5	762,5	762,5	150
17	808,86	11027800,00	3,32	3,5	5,25	918,5	762,5	762,5	150
18	701,74	9564200,00	3,09	3,5	5,25	918,5	762,5	762,5	150
19	327,55	4457900,00	2,11	2,5	3,75	668,5	512,5	512,5	150
20	896,497	12243000,00	3,50	3,5	5,25	918,5	762,5	762,5	150
21	867,83	11823600,00	3,44	3,5	5,25	918,5	762,5	762,5	150
22	687,89	9355900,00	3,06	3,5	5,25	918,5	762,5	762,5	150
23	490,3	6680800,00	2,58	3	4,5	793,5	637,5	637,5	150
24	696,05	9536300,00	3,09	3,5	5,25	918,5	762,5	762,5	150
25	631,36	8616200,00	2,94	3	4,5	793,5	637,5	637,5	150
26	801,609	10909000,00	3,30	3,5	5,25	918,5	762,5	762,5	150
27	517,4	7039600,00	2,65	3	4,5	793,5	637,5	637,5	150
28	397,02	5410800,00	2,33	2,5	3,75	668,5	512,5	512,5	150

Conclusion :

On a un risque de chevauchement, donc on passe au calcule des semelles filantes.

VI.6.2. Semelles filantes :

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, en destines : la semelle et la poutre de libage.

- La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal trouvant du poteau.
- La poutre de libage travaille longitudinalement et supporte les efforts normaux trouvant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

VI.6.2.a. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit : $$N = \frac{\sum N_i}{L}$$

Avec :

- Ni : La somme des efforts normaux sous la semelle filante.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit **:**

$$\frac{a}{b}\sigma s.B^3 - N.B - 3.e_{0b}.N \geq 0$$

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B **.**

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

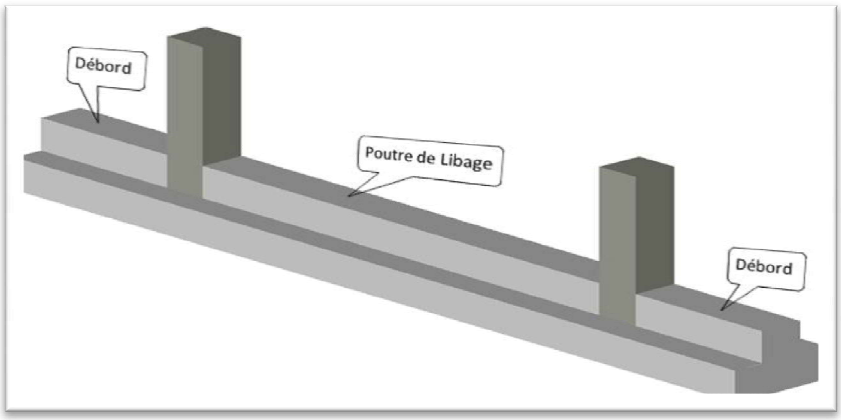


Figure VI.2 : schémas d'une semelle filante sous poteaux

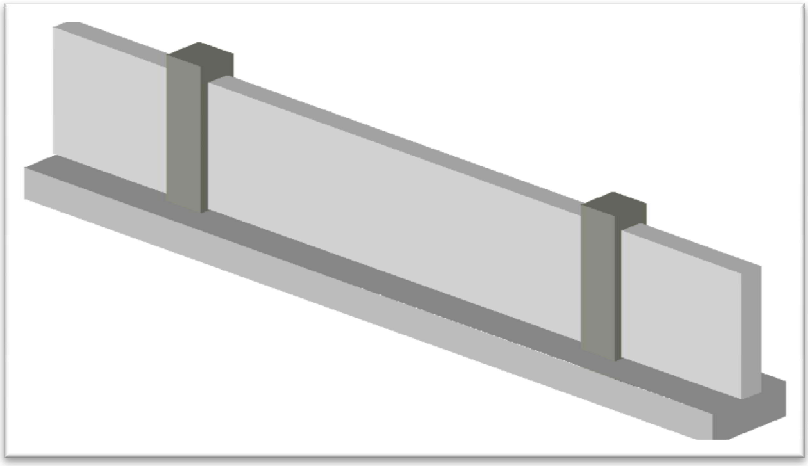


Figure IV.3 : schémas d'une semelle filante sous voiles

semelle	L(m)	Nu(KN)	N(kn/ml)	b(cm)	B(m)	d(cm)	h(cm)
s1	4,88	2062,94	422,73	40	4,22	95,68	98,78
s2	2,6	735,828	283,01	40	2,83	60,75	63,85
s3	2,9	926,2	319,37	40	3,19	69,84	72,94
s4	3,75	2350,74	626,86	40	6,26	146,71	149,81
s5	3,75	935,59	249,49	40	2,49	52,37	55,472
s6	3,38	4597,83	1360,30	40	13,60	330,076	333,17
s7	3,38	3753,78	1110,58	40	11,10	267,64	270,74
s8	2,85	1758,98	617,18	40	6,17	144,29	147,39
s9	3,65	1245,04	341,10	40	3,41	75,27	78,37

✓ **Conclusion:**

D'ou il y a un problème d'interférence des semelles filantes, on opte en troisième lieu pour un radier général

VI.6.3. Le Radier général :

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.6.3.1. Dimensionnement du radier :

- **Dalle :**

a) La hauteur h de la dalle sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{Lmax}{20} = \frac{518 - 40}{20} = 23.9cm$$

On adopte : h=30cm

Avec:

L_{max}: La plus grande portée de la dalle.

- **Nervure :**

$$h \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{518-40}{10} = 47.8cm$$

On opte pour h=50cm

- **Hauteur totale du radier (nervure) :**

$$h \geq 3\sqrt{\frac{48\,.\,L_{max}{}^{4}.K}{\pi^4\,.\,E}} = 0.35\ m$$

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 4 kg/cm3= 4000 t/m3 pour un sol moyen.

E : module de déformation longitudinale instantané E = 32164.198 Mpa= 3,21.106 t/m2

Lmax : Distance maximale entre deux nervures successives égale à 5.18 m.

✓ **Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte les dimensions suivantes :

hr= 50 cm……...Hauteur du radier

hd = 30cm……. Hauteur de la dalle

b = 50 cm……...Largeur de la nervure

hn =50 cm …… Hauteur de la nervure

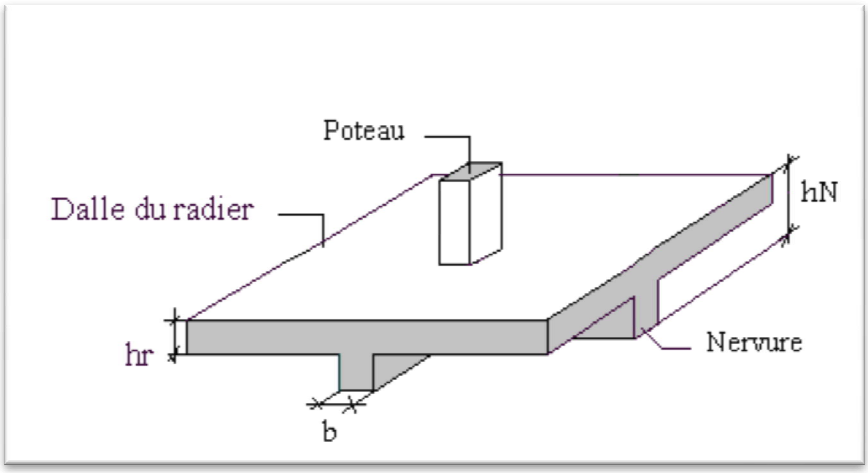


Figure VI.4 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VI.6.3.2. Calcule de la surface :

La surface totale du bâtiment : S=254.79 *(m2)*

Détermination de la surface nécessaire :

$$S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{24221,77}{100} = 242.21\, m^2$$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

.

Alors on prend un débord de 150 cm sur le périmètre du bâtiment pour chaque coté.

Donc : la surface du radier étant égale à := 376.35 (m 2)

Tableau VI.3 : Vérification des contrainte sous radier à l'ELS

	S(m^2)	ΣNser(KN)	Pradier(KN)	Premblais(KN)	σ(Mpa)	σsol(Mpa)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
radier	376.35	24221.77	2951.43	10161.45	0.09	0.1	cv

VI.6.3.3. Vérification au non poinçonnement :

❖ **Poteaux :**

D'après les règles CBA93, la vérification au poinçonnement doit se faire sous le poteau le plus sollicité.

On doit vérifier :

N ≤ 0,045.ht. µc . fc28/γ_b

Avec :

µc: Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

h : La hauteur total du radier.

µc =2 (a+b +2.h radier)

b : Dimensions de poteau.

µc =2 (0,4+0,4 +2×0,5) =3.8 m

0,045.ht. µc . fc28/γb=0,045 × 0.5× 3.6× 25000/1,5 =1995 kN.

N = 1995 kN

N >1885.81 kN …….. (C.V)

✓ **Conclusion :**

Donc le poinçonnement de radier et vérifiée avec la hauteur h=50 cm

VI6.3.4. Condition de cisaillement:

-on doit vérifier que : $\overline{\tau_u} < \tau$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = 0.47Mpa \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b} = 1.16Mpa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{cv}$$

$$T_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

L'effort normal ultime revenant au radier est : N_u=1885.81 *(KN)*

La surface totale du radier est S=376.35 (m^2)

L_{max}=5.18 *;* b=1*m*

Donc : $T_u = \frac{33038.559}{376.35} \times \frac{5.18}{2} = 227.368 \ KN/m$

et $d \geq \frac{T_u}{bx\,\bar{\tau}_u} = 0.2m$ Donc : $h \geq \frac{d}{0.9} = 0.22m$

✓ **Conclusion:**

Nous prenons h = 50 *cm* avec un enrobage e= 3 *cm*.

VI.6.3.5. 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.
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 ,µy qui dépend du coefficient de poisson et du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

On a:$\rho = \frac{5.18}{5.18} = 1 > 0.4$ panneau travaillant suivant deux directions.

$$\text{V=0} \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\text{V} = 0.2 \begin{cases} \mu_x = 0.042 \\ \mu_y = 1.166 \end{cases}$$

a. Calcul des charges du radier:

$$qu=\frac{\Sigma Nu+1.35*(Premblais+Pradier)}{Sradier}=134.82\ KN/m$$

$$qser=\frac{\Sigma Nser+*(Premblais+Pradier)}{Sradier}=99.2\ KN/m$$

b. calcul des moments:

- **A l'ELU:**

Mx= μx*qu*lx= 0.036x 54.8 x (5.18)² = 135.22 kN.m.

My = μy. Mx = 0.9771x 237.67 = 135.22 kN.m.

En travée:

Mtx = 0.85Mx= 114.93 kN.m.

Mty = 0.75My =101.41.m.

Aux appuis:

Max = -0.3 Mx = -40.57.m.

May = -0.5 Mx = -67.61 kN.m.

- **à l'ELS**

Mx= μx*qser*lx² = 111.79kN.m.

My = μy. Mx = 130kN.m.

En travée:

Mtx = 0.85Mx=95.02 kN.m.

Mty = 0.75My = 97.5 kN.m.

Aux appuis:

Max = -0.3 Mx = -33.53 kN.m.

May = -0.5 My = -65 kN.m.

C. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance :

Tableau VI.4 : calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier

élément		Mu(KN.m)	d (cm)	A(cm2)	Amin	Esp(cm)	choix
Suivant x	travée	114.93	27	5.28	3	30	5HA12=5.65
	appuis	40.57		4,383548027			3HA12=3.39
Suivant y	travée	101.41		4.65			5HA12=5.65
	appuis	67.61		3.09			3HA12=7.92

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes à l'ELS

élément		Mser (KN.m)	A adop	σb (Mpa)	σs(Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	σb≤ $\overline{\sigma_b}$	σs≤ $\overline{\sigma_s}$
Suivant x	travée	95.02	**14.7**	0.55	175	15	201.6	cv	cv
	appuis	33.53	**4.52**	0.87	91.32				
Suivant y	travée	97.5	**12.31**	0.59	193.54				
	appuis	65	**7.92**	0.69	102.06				

d. Vérification de la contrainte de cisaillement:

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = 0.373Mpa \le \overline{\tau}_u = \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b} = 1.16Mpa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{cv}$$

Donc, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

VI.6.3.5. Nervures :

a. Détermination des moments des nervures :

TableauVI.6: Détermination des moments des nervures

élément	ELU			ELS	
Nervure	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	T(KN)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)
	-55.32	83.32	97.23	-35.14	79.56

➢ **A l'ELU :**

Tableau .VI.7 : Ferraillage des nervures

section		Mu (KN.m)	A(cm²)	A'(cm²)	choix
Nervure	travée	83.32	8,783644139	0	6HA14=9.23
	appuis	-55.32	3,796841944	0	4HA12=4.52

➢ **A l'ELS :**

:

Tableau VI.8: Vérification des contraintes à l'ELS

élément		Mser (KN.m)	A adop	σb (Mpa)	σs(Mpa)	$(\sigma_b)^{-}$ (Mpa)	$(\sigma_s)^{-}$ (Mpa)	σb≤ $\overline{\sigma_b}$	σs≤ $\overline{\sigma_s}$
nervure	travée	76.56	14.7	0.55	175	15	201.6	cv	cv
	appuis	35.14	4.52	0.87	91.32				

✓ **Conclusion :**

Pour une fissuration préjudiciable, l condition sont satisfaites .

b. Vérification de la contrainte de cisaillement:

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = 1.92Mpa \le \bar{\tau}_u = \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b} = 2.5Mpa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{cv}$$

VI.6.3.6 : Ferraillage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

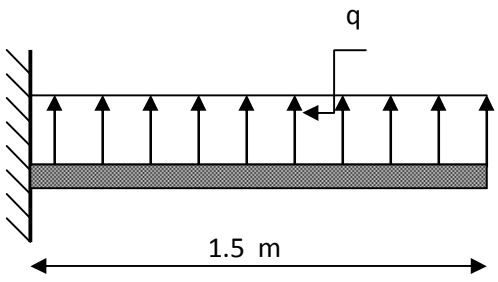


Figure VI.5 : Schéma statique du débord

a. Evaluation des charges et surcharges :

E.L.U : q_u = 134.82 *kN/ml* ⟶ Pour une bande de 1m.

E.L.S : $q_{ser} = 99.2 kN/ml$ ⟶ Pour une bande de 1m.

b. Calcul des efforts :

- **E.L.U :**

$$M_u = \frac{q_u.L^2}{2} = kN.m$$

$$T_u = q_u .L = 202.23\ kN$$

- **E.L.S :**

$$M_{ser} = \frac{q_{ser}.L^2}{2} = 111.6\ kN.m$$

c. Ferraillage :

c.1. armatures longitudinales :

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

Tableau VI.9 : Calcul de ferraillage

Mu(KN.m)	d (cm)	A(cm2)	choix	Amin	Ar	choix	Esp(cm)
151.67	47	9.46	7HA14=10.77	3	2.69	3HA12=3.39	25

C.2. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.43 MPa \leq \tau_{adm} = \min(0{,}1 f_{c28}, 4\ MPa) = 2.5\ MPa \ldots. \text{(C.V)}.$$

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

C3. Vérification des contraintes à l'ELS:

La fissuration est préjudiciable Il faut vérifier que:

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15\ MPa$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min((2/3)\ \text{xfe}\ ;\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}) = 202\ MPa$$

Tableau VI.20 :Vérification des contraintes de L'ELS

M_{ser} *(KN.m)*	A_s *(cm^2)*	Y *(cm)*	I *(cm^4)*	σ_{bc}*(MPa)*	σ_s*(MPa)*	Vérification
99.2	10.77	10,81296894	253691,773	4.22	78.65	OK

VI.7. Les longrines :

VI.7.1. Introduction :

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au-dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

VI.7.2. Pré dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie (S_3), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 × 30) cm².

On adopt: (b × h) = (35 ×35) cm².

VI.7.3. Sollicitations:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à :

$$\begin{cases} F_{ult} = \dfrac{N_u}{\alpha} \geq 20 \ KN \\ F_{ser} = \dfrac{N_{ser}}{\alpha} \geq 20 \ KN \end{cases}$$

- N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité : N_U = 2571.42 KN
- α : coefficient de site en fonction de la zone sismique
- Dans notre cas : α = 15 (Zone II ; Site S_3)

$$\Rightarrow F_u = \frac{2571.42}{15} = 171.43 \, KN$$

VI.7.4. Ferraillage :

a. Etat limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par : $A_U \geq \dfrac{F_u}{\sigma_S}$

Où F_u=171.43 KN,

Donc : A = 4.92 cm^2

b. Condition de non fragilité: (CBA 93)

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :

$$A \geq \frac{B.f_{t28}}{f_e}$$

Alors : $A \geq \frac{(35 \times 35) \times 2,1}{400} = 6.43 cm^2$

c. Etat limite de service: (CBA 93)

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\overline{\sigma_S} = min[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta.f_{tj}}] = 202 \text{ MPa.}$$

Avec : $F_{ser} = 125.72$ KN

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{125.72 \times 10^3}{630} = 199.55\ MPa \ \leq \overline{\sigma_s} = 202\ MPa. \qquad (C.V)$$

d. Section minimale donnée par le RPA99 Version2003 :

$$A_{RPA} \geq 0,6\% B$$

Alors : $A_{RPA} \geq \frac{0,6 \times 35 \times 35}{100}$

$A_{RPA} = 7.75$ cm^2

e. Résultat :

A = Max [A_{ult} ; A_{min} ; A_{RPA}] = 7.75 cm^2

On adopte : A = 6HA14 = 9,23 cm²

f. Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montage destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par le RPA qui doit être inférieur au Min (20 cm ; 15ϕ_ℓ).

❖ **Section :**

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,66\ mm$$

On adopte : $\varphi = 8$ mm

$A_t = 4\phi 8 = 201$ mm²

❖ **Espacement :**

$S_t \leq$ Min [20 cm; 15φ_l] = Min [20 cm; 21cm]

On adopt: S_t = 15 cm.

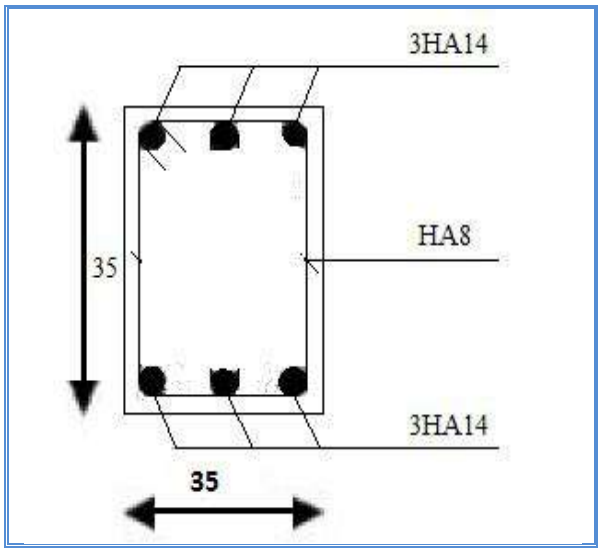


Figure.VI.6 : Ferraillage de la longrine.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master, 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 sécurit

Bibliographie

RÉFÉRENCES

[1] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

[2] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93

[3] Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

[4]Conception des Bâtiments en zone sismique.

[5]Cour du Béton Armé

Logiciels

Sap2000 Ver19.
Auto CAD 2008.
Applications Robot EXPERT