République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Yahia Farès de MEDEA



Faculté de la Technologie

Département de Génie civile

Filière : génie civile

Mémoire de fin d'étude

Pour obtention du diplôme de Master

Option : structures

Thème :

Conception et étude d'un bâtiment R+6 à usage d'habitation et commerce

Présenté par :

LEBNI Faiçal

RAHIM Rachid

Dirigé par :

YOUSFI Mahfoud

Promotion Juin 2017

Remerciement

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

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mr. YOUSFI MAHFOUD pour l'encadrement de ce mémoire son aide, sa patience et sa confiance qu'elle nous a accordée. Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepter de juger notre travail.

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

Nous tenons également à remercier toutes les personnes et ceux dont les noms ne figurent pas dans cette page mais qui nous ont soutenues de près ou de loin dans la réalisation de ce modeste travail.

lebni/ Rahim

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents

Mes frères

Mes sœurs

Toutes mes familles

Tous mes amis sans exception

Mon binôme faiçal

Tous mes collègues de la 2ème master génie civil

RACHID

Dédicace

Je dédie ce travail à :

Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.

Toute ma famille.

Mes amies.

Mon binôme Rachid.

A toute la Promotion 2017.

Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

faiçal

ملخص:

هذا المشروع وكما يدل عليه موضوعه يهدف إلى هيكلة و دراسة بناية ذات استعمال سكني و تجاري مكونة من (طابق أرضي+ ستة طوابق). و المقرر بنائها بالجزائر العاصمة و المصنفة ضمن المنطقة ذات القوة الزلزالية (المنطقة III)

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

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

القواعد الجزائرية المضادة للزلازل(RPA99 version2003) قانون الخرسانة المسلحة (CBA 93)

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل عن طريق برنامج: (sap 2000 version 19) وفي الأخير تمت دراسة البنية التحتية

Résumé

Ce projet est une conception et étude d'un bloc contient (RDC+6 étages). qui sera implanté à la Wilaya d'ALGER, cette région est classée comme une zone de sismicité élevée (zone III)

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portiques contreventés par des voiles

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au :

Règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003), le document technique (CBA93)

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

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

Abstract:

This project is a conception and study of block contain (ground for dealing+6 stories for dwelling) it will be implanted at city ALGER. The region is classified as a high seismi city area III.

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

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the : Algerian standards (RPA99 version 2003) and the technical document CBA93

The seism study has been realized according to the numerical method (finite element method) using the program (Sap 2000 version 19)

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundation

Sommaire

Remerciements ……...

Dédicace …….

Résumé ……...

Liste des tableaux ……...

Liste des figures …….

Notations ……

Les vues …….

Introduction générale …….

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

I.1.
Introduction……..…….……..1

I.1.1 Présentation générale ……...…..……1

I.1.2. Caractéristique géométrique de la structure……...……1

I.2. Eléments de l'ouvrage……..……1

I.2.1 .L'ossature ……..……...1

I.2.2. Systèmes de contreventement ……..…….1

I.2.3.Plancher ……..……...2

I.2.4.Maçonnerie…….…….……...2

I.2.5.Revêtement 2

I.2.6.L'acrotère ……...……2

I.2.7.L'escalier ……..……2

I.2.8. Le balcon ……..……3

I.2.9.L'infrastructure ……..……3

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux ……..……..3

I.3.1.Béton 3

I.3.2. Béton armé ……..…….4

I.3.3.L'acier ……..…….8

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments résistant

II.1. Introduction ……..……11

II.2. Evaluation des charges permanentes ……..……..11

II.2.1. plancher terrasse ……...……11

II.2.2. plancher courant ……...……12

II.2.3. Maçonnerie ……..……..12

II.2.4. Balcons (dalle pleine) ……...……13

II.3. Evaluation des charges d'exploitations ……..……..13

II.4. Pré dimensionnement……..……..14

II.4.1. Plancher à corps creux……...……14

II.4.2. Dalle pleine ……...……15

II.5. Pré dimensionnement des poutres……..……...15

II.6. Pré dimensionnement des poteaux ……..……18

II.6.1. Détermination des charges et surcharges agissant sur le poteau ……..…….18

II.6.2. calcul de l'effort N_u……..……..19

II.6.3. La descente des charges ……...……..19

II.6.4. Effort normal ultime de résistance ……..……..20

II.6.5. Calcule de coefficient d'élancement du poteau……...…...20

II.6.6. Vérification selon le RPA 99 version 2003 ……..…….22

II.6.7. Vérification aux zones nodales……...……22

II.7. Pré dimensionnement des voiles ……..……...…22

CHAPITRE III: Calcul des éléments secondaires

III.1.Introduction……...24

III.2. L'acrotère……..24

III.2.1.Evaluation des charges et surcharges ……24

III.2.2.Détermination des efforts ……..25

III.2.3.Calcul du ferraillage ……..25

III.2.4.Vérification à l'ELS ……..27

III.2.5.Vérification de l'effort tranchant ……..28

III.2.6.Vérification de la contrainte de cisaillement du béton ……..28

III.2.7.Charges due à la force horizontale (sismique) ……..29

III.3.Plancher corps creux ……30

III.3.1. La dalle de compression ……..30

III.3.2. Les poutrelles ……...31

III.3.2.1. calcul avant coulage ……..31

III.3.2.2.Calcul après coulage ……..33

III.4.Escalier ……41

III.4.1.Introduction ……...41

III.4.2.Dimensionnement ……42

III.4.3.Evaluation des charges et surcharges……45

III.4.4.Détermination des sollicitations ……46

III.4.5.Ferraillage des escaliers ……....47

III.4.6.Calcul de la console sous paillasse……49

III.4.6.1 Déterminations des sollicitations……..50

III.4.6.2.Ferraillage de la poutre console……..50

III.5.Calcul des dalles pleines ……..53

III.5.1.Hypothèse de calcul ……..53

III.5.2.Principe de calcul ……..53

III.5.3.Evaluation des charges ……..54

III.5.4.Calcul du 1er type de dalle pleine : (dalle reposant sur 3 appuis)……..54

III.5.5.Calcul du 2^{éme} type de dalle pleine : (dalle reposant sur 3 appuis)……59

III.5.6.Calcul du 3éme type de dalle pleine (Dalle repose sur 2 cotée) ……..63

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1.Introduction ……..69

IV.2. Caractéristiques dynamiques de la structure ……..69

IV.2.1.Le centre de masse ……69

IV.2.2.Centre de torsion ……...70

IV.2.3 . Excentricité ……71

IV.2.4.Effets de la torsion accidentelle ……72

IV.3.Choix de la méthode de calcul ……73

IV.3.1. Introduction……..73

IV.3.2. Méthode statique équivalente ……73

IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale ……73

IV.4.Résultat de l'analyse dynamique ……75

IV.4.1.Le comportement de trois premier modes ……75

IV.4.2.Vérification de participation massique ……77

IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……78

IV.4.4.Vérification de la stabité au renversement……79

IV.4.5.Vérification des déplacements en têt……83

IV.4.6. Vérification des déplacements inter étages: [Art 4.4.3]……83

IV.4.7. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ ……84

IV.4.8. Vérification de cisaillement des éléments ……85

IV.4.9. L'effort normal réduit à la base……86

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

V.1.Introduction ……...88

V.2.Ferraillage des poutres ……..88

V.2.1.Introduction ……88

V.2.2.Recommandation du RPA 99 version 2003 ……...89

V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA 93 ……90

V.2.4.Vérification des poutres selon les conditions RPA 99 version 2003 et CBA93 ……91

V.2.5.Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants ……92

V.2.6.Calcul des armatures transversales ……93

V.2.7.Vérification de la flèche ……94

V.3. Ferraillage des poteaux ……96

V.3.1. Détermination des armatures longitudinales ……96

V.3.2. Détermination des armatures transversales ……100

V.4. Ferraillage des voiles……...104

V.4.1. Calcul des armatures ……...106

V.4.1.1.Armatures verticales ……..107

V.4.1.2.Armatures horizontales ……109

V.4.1.3.Armatures transversales ……110

Chapitre IV : Etude des fondations

VI.1. Etude du sol ……112

VI.1.1. Introduction ……...…112

VI.1.2. Situation du projet ……112

VI.1.3. Compagne d'investigation ……112

VI.1.4 Nature du sol ……..112

VI.2. Etude des fondations……..113

VI.2.1.Introduction ……..…113

VI.2.2.Type de fondation……113

VI.2.3.Choix de type de fondation ……..…113

VI.3. Calcul des fondations ……...114

VI.3.1.Calcul des semelles isolées ……114

VI.3.1.1.Dimensionnement des semelles isolées ……...…115

VI.3.1.2.Vérification des contraintes à ELS ……..116

VI.3.1.2.Vérifications de chevauchement entre les semelles isolées ……117

VI.3.2.Semelles filantes ……118

VI.3.2.1.dimensionnement des semelles filantes ……...118

VI.3.2.2.Vérification des contraintes à l'ELS ……119

VI.3.2.3.Calcul de ligne chevauchement……120

I.3. Radier générale……120

VI.3.1.Introduction ……120

VI.3.2.Surface nécessaire ……...121

VI.3.3.Pré dimensionnement des radier nervuré ……...122

VI.3.4.Dimensionnement des nervures ……..123

VI.3.5.Ferraillage de la dalle de radiers ……..…124

VI.3.6. Ferraillage de nervures ……...128

VI.3.7.Armature de peau ……130

VI.3.8.ferraillage de débord……...….131

VI.4.Calcul des longrines ……...…132

VI.4.1. Introduction ……132

VI.4.2. Pré dimensionnement ……132

VI.4.3. Ferraillage de longrine ……..….133

Conclusion……

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I-1 : Résistance f_{c28} du béton (à 7 ; 14 et 90jours)……..... 5

Tableau I-2 : les données de calcul…….8

Tableau I-3 : les types d'acier utilisés et leurs nuances ……...10

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistant

Tableau II-1 : charges permanentes du plancher terrasse…….…11

Tableau II-2 : charges permanentes du plancher courant ……12

Tableau II-3 : charges permanentes du mur extérieur……...12

Tableau II-4 : charges permanentes du mur intérieur……...13

Tableau II-5 : charges permanentes du balcon……..13

Tableau II-6 : les charges d'exploitations…….13

Tableau II-7 : dimension de plancher……14

Tableau II-8 : hauteur des poutres principales …….16

Tableau II-9: largeur des poutres principales……16

Tableau II-10: la hauteur des poutres secondaires……16

Tableau II-11 : largeur des poutres secondaires ……...16

Tableau II-12 : les charges et surcharges agissant sur le poteau ……..19

Tableau II-13 : calcul de N_u.....19

Tableau II-14 : pré dimensionnement des poteaux……...21

Tableau II-15 : Vérification de dimension des poteaux selon le RPA 99 ……..22

Tableau II-16 : Vérification aux zones nodales……22

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III-1 : Évaluation des efforts ……..25

Tableau III-2 : les données nécessaire……..25

Tableau III-3 : les charges de la poutrelle avant collage……..32

Tableau III-4 : Calcul des étaiements……..33

Tableau III-5 : Evaluation des charges…….....34

Tableau III-6 : les efforts internes de la poutrelle d'une seule travée……..…35

Tableau III-7 : les efforts internes de la poutrelle à deux travées…….35

Tableau III-8 : les efforts internes de la poutrelle à trois travées……..35

Tableau III-9 : les efforts internes de la poutrelle à quatre travées……...36

Tableau III-10 : Récapitulations des efforts internes……36

Tableau III-11 : calcul des armatures……37

Tableau III-12 : calcul de la flèche……...40

Tableau III-13 : charges permanentes de paillasse……...45

Tableau III-14 : charges permanentes du palier de repos…….45

Tableau III-15: combinaison des charges de l'escalier…….46

Tableau III-16: récapitulation des efforts de l'escalier ……47

Tableau III-17: ferraillage des escaliers……47

Tableau III-18 : vérification de l'espacement……...48

Tableau III-19 : La Vérification à l'état limite de service……48

Tableau III-20 : calcul de la flèche……...49

Tableau III-21 : calcul des armatures longitudinales……50

Tableau III-22 : vérification à l'ELS…….....51

Tableau III-23 : évaluation des charges…….....54

Tableau III-24 : les données de calcul……...55

Tableau III-25 : ferraillage des dalles pleines……...56

Tableau III-26: vérification à l'ELS……..57

Tableau III-27 : Calcul de la flèche de la dalle triangulaire suivant Lx.....58
Tableau III-28 : Calcul de la flèche de la dalle triangulaire suivant Ly.....58
Tableau III-29 : Les efforts internes ……60
Tableau III-30 : Résultats de ferraillage (E.L.U)……..61
Tableau III-31 : Vérification des contraintes à l'ELS……...62
Tableau III-32 : calcul de la flèche……...63
Tableau III-33 : Les efforts internes ……64
Tableau III-34: Résultats de ferraillage (E.L.U)……...65
Tableau III-35 : Vérification des contraintes à l'ELS……...66
Tableau III-36: Calcul de la flèche de la dalle triangulaire suivant Lx……..67
Tableau III-37: Calcul de la flèche de la dalle triangulaire suivant Lx…….68

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV-1: Calcul des centres de masse de chaque niveau ……70
Tableau IV-2: calcul de centre de torsion……71
Tableau IV-3 : calcul de l'excentricité théorique……..72
Tableau IV-4 : Excentricités accidentelles……72
Tableau IV-5 : Effets de la torsion accidentelle……72
Tableau IV-6 coefficient d'accélération de zone A……...…73
Tableau IV-7 : Justification du coefficient de comportement R sens x……74
Tableau IV-8 : Justification du coefficient de comportement R sens y……74
Tableau IV-9: détermination du facteur de qualité Q……...75
Tableau IV-10: Le comportement de trois premier modes……...75
Tableau IV-11 : Vérification de participation massique……...77
Tableau IV-12 : calcul de la force sismique……..79
Tableau IV-13: vérification de la résultante des forces sismiques……79
Tableau IV-14 : force sismique selon la hauteur suivant X……..81
Tableau IV-15: force sismique selon la hauteur suivant Y……...81
Tableau IV-16 : moment de renversement……82

Tableau IV-17 : moment de stabilité…….82

Tableau IV-18 : Vérification stabilité au renversement……..82

Tableau IV.19. Vérification déplacement en tête……..83

Tableau IV-20: vérification des déplacements inter-étages sens X……..84

Tableau IV-21: vérification des déplacements inter-étages sens Y……..84

Tableau IV-22: vérification de l'effet P-Δ sens X……85

Tableau IV-23: vérification de l'effet P-Δ sens Y……85

Tableau IV-24: Vérification de cisaillement des éléments……...86

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

Tableau V-1: les données de calcul…….……..88

Tableau V-2 : ferraillage longitudinal des poutres principales…….…89

Tableau V-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaire…….90

Tableau V-4:Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales……..90

Tableau V-5: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires……91

Tableau V-6 : vérification des poutres principales selon les conditions de CBA et le RPA…92

Tableau V-7:Vérification des poutres secondaires selon les conditions de RPA et CBA……92

Tableau V-8: calcul de contrainte de cisaillement admissible [τ_u]……...92

Tableau V-9: vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales …….93

Tableau V-10 : vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaire ……..93

Tableau V-11: calcul des armatures transversales ainsi leur espacement…….94

Tableau V-12:vérification de la flèche des poutres……...94

Tableau V-13: Évaluation de la flèche des poutres……...94

Tableau V-14: les efforts adoptés pour le ferraillage des poteaux……....98

Tableau V-15: ferraillage longitudinales des poteaux ……99

Tableau V-16:Vérification des contraintes dans les poteaux à L'ELS……...100

Tableau V-17:Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux……...101

Tableau V-18 : Calcul des armatures transversales avec leur espacement ……....102

Tableau V-19:calcul des armatures verticales…….107

Tableau V-20 : vérification des armatures verticale à l'ELS……..108

Tableau V-21: vérification des voiles à l'effort tranchant…….109

Tableau V-22: détermination des armatures horizontales et leur espacement……110

Chapitre IV : Etude des fondations

Tableau VI-1: Dimensionnement des semelles isolées……...…115

Tableau VI-2: Vérification des contraintes à ELS……..116

Tableau VI-3: vérification des contraintes après l'augmentation des sections……...116

Tableau VI-4: vérification de chevauchement des semelles……...117

Tableau VI-5 : dimensionnement des semelles filantes……..118

Tableau VI-6: vérification des contraintes……..119

Tableau VI-7:vérification des contraintes après l'augmentation des sections……119

Tableau VI-8: vérification de ligne de chevauchement……..120

Tableau VI-9:ferraillage de la dalle de radier ……125

Tableau VI-10:ferraillage de la dalle de radier……...126

Tableau VI-11: Vérification des contraintes à l'ELS……..126

Tableau VI-12: Calcul des ferraillages à l'ELS……..127

Tableau VI-13: Ferraillage de nervures……..128

Tableau VI-14: vérification des contraintes à l'ELS……..129

Tableau VI-15: Armatures transversales ainsi leur espacement dans la nervure……...130

Tableau VI-16: Vérification des contraintes à l'ELS……..132

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Diagramme contrainte –déformation du béton ……...…7

Figure I.2 : Diagramme contrainte –déformation de l'acier ……..9

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistant

Figure II.1:composants d'un plancher terrasse.. ……11

Figure II.2: composants d'un plancher courant ……...12

Figure II.3: Mur double cloison (gauche) ; Mur simple cloison (droite)……13

Figure II.4: dimensionnement de plancher corps creux……14

Figure II.5: surface reprise per le poteau le plus sollicité……18

Figure II.6 : section réduite du poteau……..20

Figure II.7 : coupe de voile en plan (gauche) voile 3D (droite)…….....22

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : l'acrotère……...……...25

Figure III .2: section de l'acrotère……..……...25

Figure III .3: vue sur le ferraillage de l'acrotère……...……29

Figure III .4: disposition des armatures de la table de compression……...…..32

Figure III .5: schématisation de la poutrelle avant de coulage……..……32

Figure III .6: les sections considérées pour le calcul des ferraillages ……..……36

Figure III .7: ferraillage des poutrelles en zone d'appui (gauche), en travée (droite)……..40

Figure III .8: représentation d'un escalier……41

Figure III .9: dimensionnement d'escalier pour étage courant ……..…….41

Figure III .10: dimensionnement d'escalier pour RDC……43

Figure III .11: schéma statique à l'ELU……46

Figure III .12: schéma statique à l'ELS……46

Figure III .13: représentation des lignes de rupture……..54

Figure III .14: représentation des lignes de rupture……..……59

Figure III .14: représentation des lignes de rupture……..……64

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure IV-1 : Dispositions des voiles……70

Figure IV-2 : Inerties des voiles et des poteaux……...71

Figure IV-3 : le comportement des trois premiers modes…….78

Figure IV-4 : distribution des forces sismiques……..81

Figure IV-5:concentrations des forces sismiques aux étages suivant la direction X et Y.....82

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

Figure V-1: Disposition des armatures pour les poutres……...……91

Figure V-2: Ferraillages des poutres principales……..95

Figure V-3: Ferraillages des poutres secondaires…….96

Figure V-4: définition de la zone nodale dans les poteaux……...97

Figure V-5: disposition des armatures dans les poteaux…….104

Figure V-6 : ferraillage des poteaux……...105

Figure V-7: disposition des armatures verticales dans les voiles……107

Figure V-8:disposition des armatures transversales……111

Figure V-9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles……112

Chapitre VI : Etude des fondations

FigureVI-1: Semelle isolée sous poteau…….115

FigureVI-2 : les bulles de pression…….117

FigureVI-3: Schéma d'une semelle filante…….118

FigureVI-4: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux……..122

FigureVI-5: Diagrammes des moments dans la nervure (appui)……128

FigureVI-6: Diagrammes des moments dans la nervure (travée)……...128

FigureVI-7: Diagrammes des moments dans la nervure à ELS……..128

FigureVI-8: Diagramme de l'effort tranchant dans la nervure……...129

FigureVI-9: disposition des armatures de nervures……130

FigureVI-10: schéma statique des débords…….131

FigureVI-11 : ferraillage des longrines……...134

Liste des Symboles

»» Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{max} : Section d'acier maximale.

A_{min}: : Section d'acier minimale.

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

A_{ver} : Section d'armatures verticales.

A_h : Section d' d'armatures horizontales.

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

A_D : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

M_t : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_U : Effort normal ultime.

T_U : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

»» Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c : Enrobage supérieur.

c' : Enrobage inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

L_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.

S_v : 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.

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.

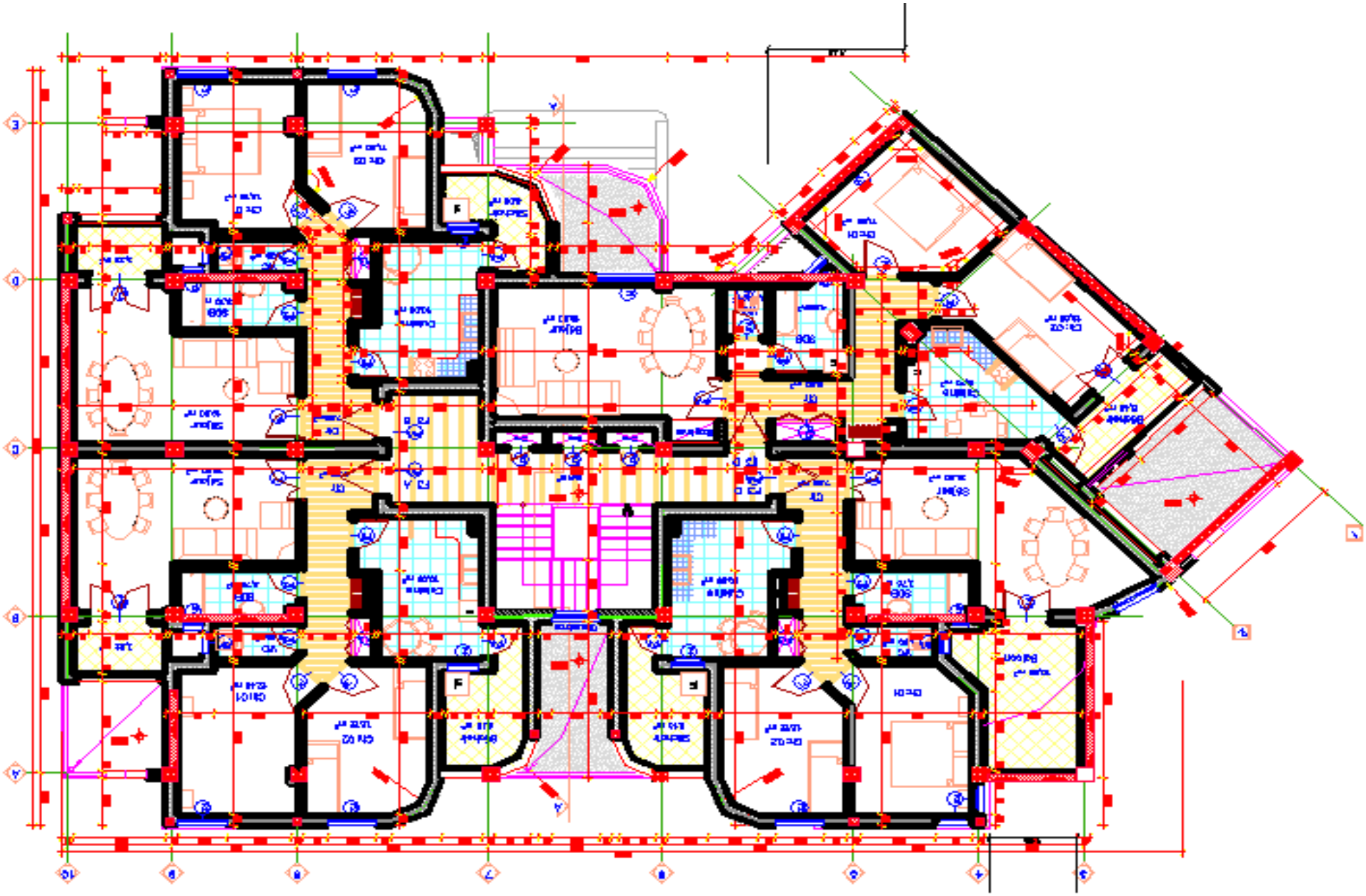
δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

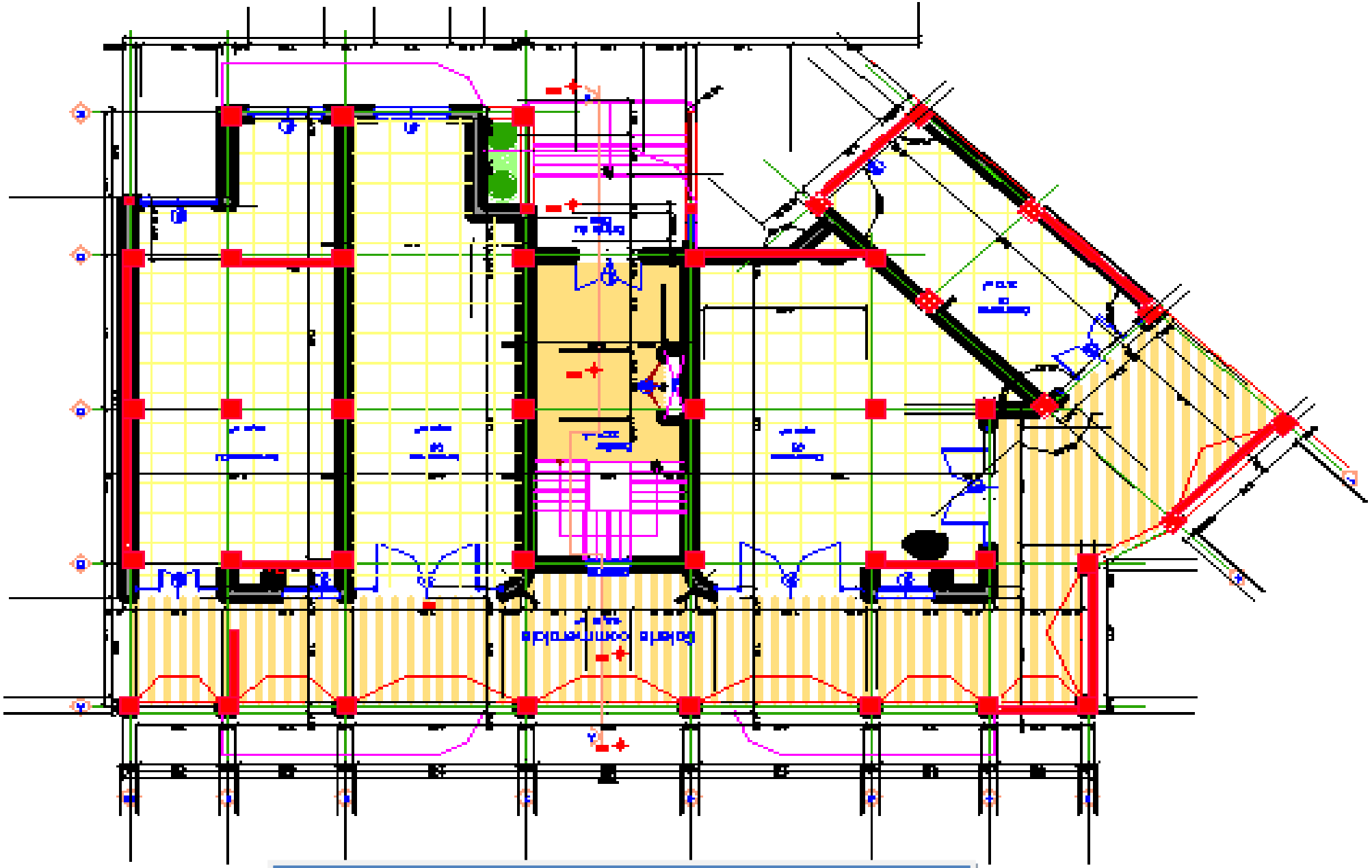
C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

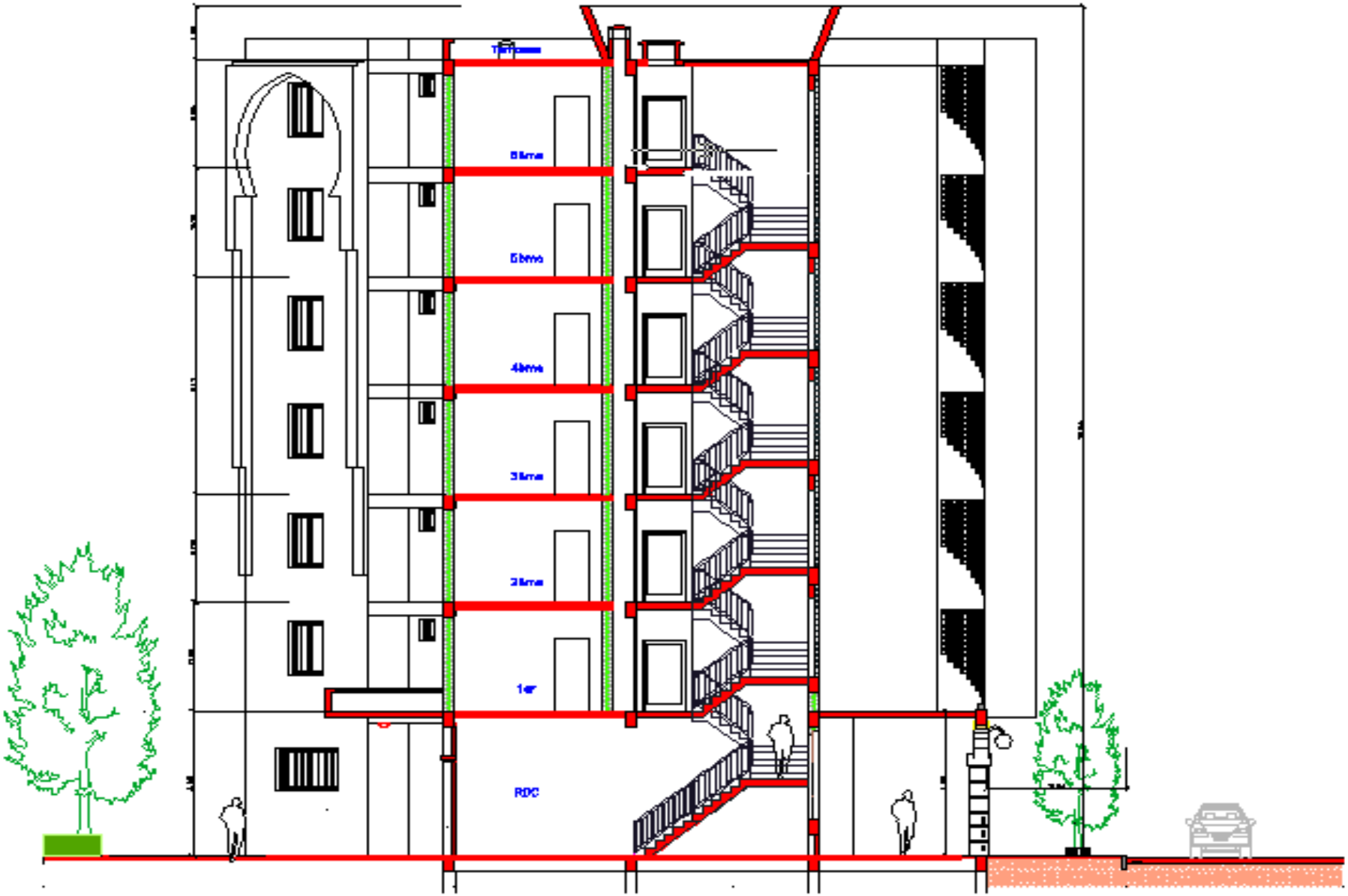
RDC : rez-de-chaussée.



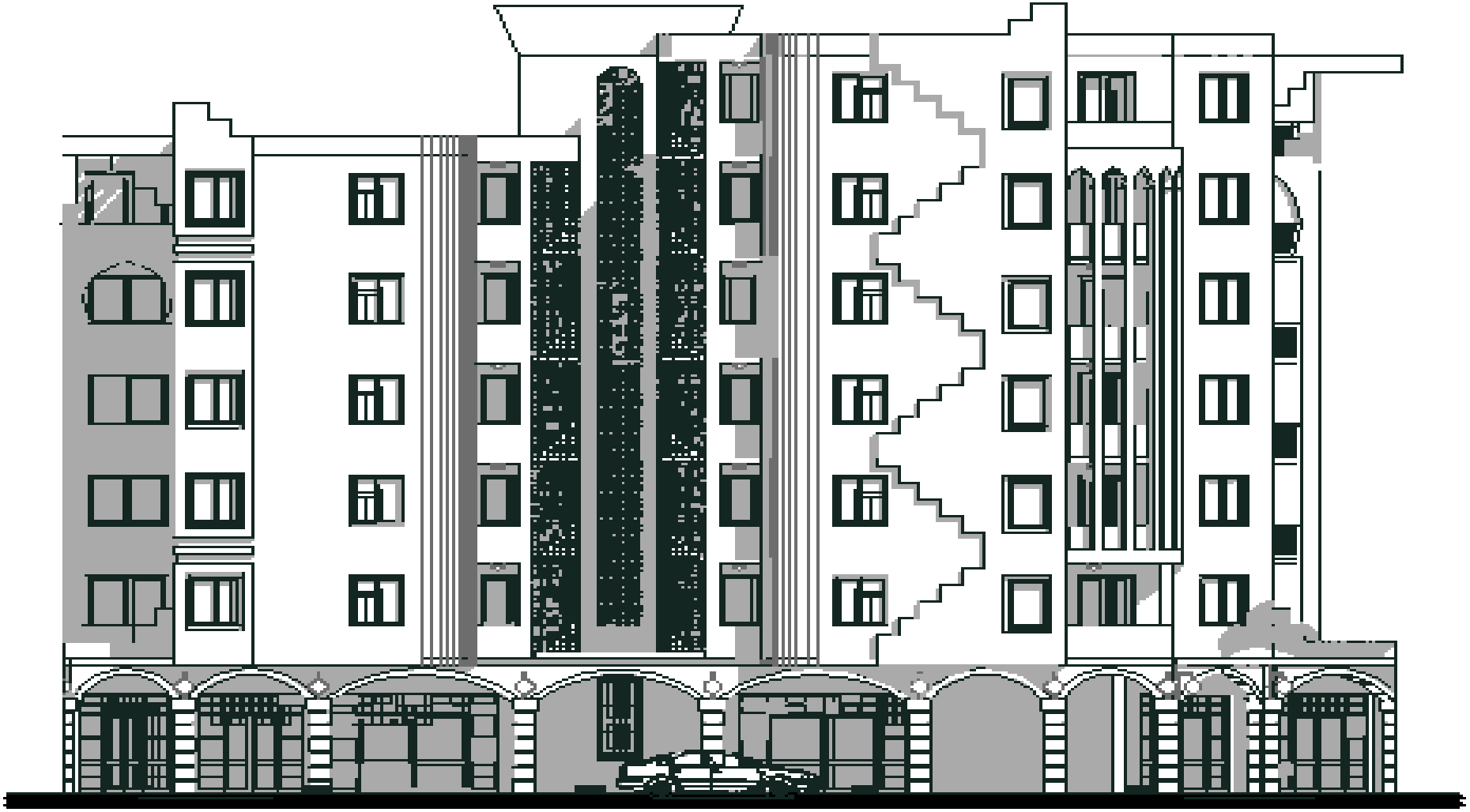
PLAN D'ETAGE COURANT D'HABITATION



PLAN DE RDC COMMERCES



COUPE A-A



FAÇADE PRINCIPALE

Introduction

Ce projet est une conception et étude d'une structure multifonction (habitation+commerciale) contient (RDC pour les locaux de commerces+ 6étages à usage d'habitation).il est implanté à la willaya d'ALGER qui est classée dans la zone de forte sismicité (Zone III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement (portiques et voiles)

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ses dimensions.

Le second traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles. Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre

Le 4ème chapitre présente l'analyse dynamique de la structure par utilisation du logiciel de calcul "SAP 200 version 19", on présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structures qui intervient dans la réponse dynamique

Les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage éléments (portiques et voiles) qui est la partie de 5ème chapitre. Le dernier chapitre s'attache le calcul l'infrastructure (fondation) conformément au rapport du sol

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

.

Chapitre I :

Présentation de l’ouvrage

I.1. présentation de l'ouvrage

I.1.1 Présentation générale :

Ce projet consiste à étudier un bâtiment relativement élancé (RDC+6) à usage multiple (commerce, habitation) ; ce bâtiment est situé à la wilaya d'ALGER, il a confié par le bureau d'étude et d'architecture Mr (ben chikh N, Ben Allaoua A). Architecte U D B (Bejaia). Celui-ci est classé selon le RPA 99 version 2003, comme étant une zone de forte sismicité (Zone III).

Notre étude sera menée conformément aux exigences et règle de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA 93 et aux règles parasismiques RPA 99 version 2003.

I.1.2. Caractéristique géométrique de la structure :

a) Dimension en plan :

- Longueur =27,8 m
- Largeur = 20,61 m

b) Dimension en élévation :

- Hauteur total = 22.44 m ;
- Hauteur RDC =4.08 m ;
- Hauteur d'étage courant =3.06 m.

I.2. Eléments de l'ouvrage :

I.2.1 .L'ossature :

Quand on parle d'ossature on parle de la stabilité de toute la structure, pour cela il faut que celle-ci soit bien capable de reprendre toutes les sollicitations aux quelles sera soumise.

Pour assurer cette fonction il faut opter pour avoir un comportement harmonique entre tous les éléments qui constituent cette ossature. Dans notre cas on a 3 éléments principaux :

Poteaux qui sont destiné à porter tous l'ouvrage et transmettre les charges aux fondations qui a leurs tours transmettront au sol, les poutres qui sont destinées à transmettre les charges de chaque niveau aux poteaux adjacents, et les voiles qui sont destiné à reprendre les sollicitations horizontales tels que le séisme et le vent.

I.2.2. Systèmes de contreventement :

Le contreventement est un élément ou plusieurs éléments en béton armé qui sont destinée des sollicitations horizontales principalement le séisme et éventuellement le vent.

Dans le cadre de l'application du règlement parasismique algérien (RPA99.V2003).

I.2.3.Plancher :

Les planchers sont des éléments horizontaux disent « diaphragmes rigides », avec d'épaisseur relativement fiable par rapport aux autres dimensions des structures, la tache de celui-ci est principalement de séparer les niveaux, son rôle dans la structures est la transmission des charges verticales aux éléments porteurs notamment poutre et poteaux.

Notre bâtiment comporte deux types de plancher :

- ✓ Plancher corps creux ;
- ✓ Plancher à dalle pleine pour les paliers d'escalier.

I.2.4.Maçonnerie *:*

On a deux types :

1-murs extérieurs : sont composés de

- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur ;
- Une lame d'air de10 cm d'épaisseur ;
- Une cloison en brique creuses de 10 cm d'épaisseur.

2- murs intérieurs : ce sont des cloisons de séparation.

I.2.5.Revêtement *:*

Le revêtement de la structures est constitué par :

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

I.2.6.L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère réalisé en béton armé de 60cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

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

I.2.7.L'escalier :

Les escaliers sont des éléments secondaires dans la structures servent à faciliter les déplacements verticale entre les étages, on utilise un seul type d'escalier (escalier droit avec deux volet et un palier de repos intermédiaire).

I.2.8. Le balcon :

Par définition le balcon est une saillie pratiquée sur la façade d'un bâtiment et entourée d'une balustrade ce dernier a des forme géométrique plus au mois complexes. Le type de balcon sera principalement soit en dalle pleine ou en corps creux, ce choix sera étudié en détail.

I.2.9.L'infrastructure :

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

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

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

I.3.1. Béton :

Le béton est un matériau constitué par mélange hétérogène de matériau inerte appelés granulats (sable, gravier) avec du ciment et l'eau de gâchage. Il est caractérisé de point de vue, par sa résistance à la compression à 28 jours.

Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton

- ✓ ***Caractéristique du béton***

1. la facilité de la fabrication et la mise en œuvre ;
2. bonne résistance aux actions climatiques ;
3. bonne résistance à la compression ;
4. faible résistance a la traction.

- ✓ ***constituent du béton :***

1. Ciment :

Le ciment est un liant hydraulique, une matière inorganique finement moulue qui gachée avec l'eau, forme une pa^te qui fait prise et durcit, la réaction du poudre de ciment avec l'eau produit une minirale artificiel insoluble, plus les grains est fin plus que les réactions s'opérer rapidement. Après le durcissement la pate converse sa résistance est sa stabilité sans l'eau.

2. Les granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats :

1- Sable de dimension infirieur à 5 mm ;
2- Gravier de dimension infirieur à 25 mm (3/8, 8/15, 15/25).

3. Eau de gachages :

L'eau utilisée doit etre propre, et ne doit pas contenir des matière organique qui influent sur le durcissement du béton.

- Les composition d'un $1m^3$ de béton sont :
  1. Ciment :……..350÷ 400 (Kg)
  2. Gravier :…….....800 (Kg)
  3. Sable : ……500÷ 550 (Kg)
  4. Eau de gachage :…….175÷ 200 (Kg)

I.3.2. Béton armé :

Le béton armé est un matériau obtenu on enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équillibrer les efforts aux quels le béton résiste mal « effort de traction ».

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

1. **Résistance du béton :**

c'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destructuion sous l'action de contrainte dues à une chargement de compression ou de traction.

a- Résistance caractéristique à la compression :

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'age ; cette résistance est mésurée sur des cylindres droits de révolution de $200cm^2$ de section (ϕ=16 cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (h= 32cm).

Pour des béton d'un age « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivants :

$$fcj = \frac{J}{4.76+0.83\,J} * fc28 \qquad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$fcj = \frac{J}{1.4+0,95\,J} * fc28 \qquad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

L'orsque l'age des béton dépasse les 28 jours, on peut admettre unerésistance au plus égale à $1.10 f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traiter thermiquement.

Tableau I-1 : Résistance $\int_{c28}$ du béton (à 7 ; 14 et 90 jours)

$\int_{c28}$ (Mpa)	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	10,6	13,2	14,6	16,5	19,9	23,2	26,5
14 jours	13,7	17,9	18,8	21,4	25,6	29,9	34,2
90 jours	17,6	22	24,2	27,5	33	38,5	44

b- Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction du béton à « j » jours, désignée par 'f_{tj}' est déterminer par trois éssais :

1- En taction directe
2- En traction par fondage
3- En traction par flexion

La résistance à la traction des béton 'f_{tj}' est déduite de celle à la compression par le biais de la relation :

$$f_{tJ} = 0.6 + 0.06 f_{cJ}$$ avec : f_{cJ} et f_{tJ} en Mpa

c- Coeficient de poisson :

C'est le rappert de la défformation transversale relative à la déformation longitudinale relative, notée par « ν » : $\nu = \frac{\delta a/a}{\delta l/l}$

Le coefficient de poisson est pris égal à :

ν= 0.2 pour le calcul de déformation (ELS) ;

ν= 0 pour le calcul des sollicitation (ELU).

2. **Module d'alasticité** :

1- Module d'élasticité longitudinale :

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

$E_{ij}=11000 \sqrt[3]{fcj}$ (Mpa) **Art [A.2.1.2.1]**

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$E_{vj}= \frac{11000}{3} \sqrt[3]{fcj}$ (Mpa) **Art [A.2.1.2.2]**

2- Module d'élasticité transversale :

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

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

Et en simplifiant G= $0.41.10^7$ MPa

3- Containtes limites :

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

- *Conrainte de compression* :

La résistance caractétistique du béton no traiter thermiquement suit les lois données par le :

CBA93 Art [A.2.1.1.1]

$fcj = \frac{J}{4.76+0.83\ J} * fc28$ pour $f_{c28} \leq 40$ Mpa

$fcj = \frac{J}{1.4+0,95\ J} * fc28$ pour $f_{c28} > 40$ Mpa

- *Containte de traction* :

La résistance à la traction du béton ftj est déduite de celle de compession par l'intermidiare de la relation du **CBA93 Art [A.2.1.1.2] :**

f_{tJ} =0.6 + 0.06f_{cJ} avec : f_{cJ} et f_{tJ} en Mpa

- *Containte de cisaillement* :

Les containtes tangentes sont déterminées a partir de l'effort tranchant est donnée par le :

CBA93 Art [A.2.1.1.3] :

☞ Fissuration préjudiciable ou trés préjudiciable :

τ_u= min (0.10 f_{c28} ,3 MPa). Pour : f_{c28}= 25 Mpa : τ_u= 2.5 Mpa

☞ fissuration peut niusible (non préjudiciable) :

τ_u= min (0.13 f_{c28} ,4 MPa). Pour : f_{c28}= 25 Mpa : τ_u= 3.33 Mpa

- *relation contrainte-déformation* :

le diagramme de calcul est donné selon la figure :

$$\sigma bc = \frac{0.85 fc28}{\theta * \gamma b}$$

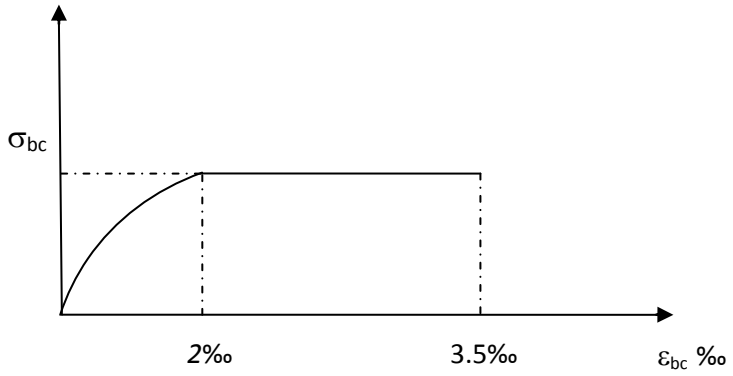


Figure I.1 : diagramme de contrainte-déformation du béton à ELU

Avec : γ_b coefficient de sécurité, tel que

γ_b = 1.5 pour un situation durable

γ_b= 1.15 pour un situation accidentelle

θ= 1 lorsque la durée probable d'application des charges est supèrieure à 24 heures ;

θ= 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 et 24 heures

θ= 0.85 lorsquelle est infirieure à 1 heure

- L'etat limite de service (ELS) :

La containte admissible du béton à la compression :

σ_{bc} =0.6 * f_{c28} = 15 MPa

La contrainte ultime de cisailaiment est donnée par :

fissuration peut niusible (non préjudiciable) : $\tau_u \leq$ min (0.2 f_{c28}/γ_b ;5 MPa).

Fissuration préjudiciable ou trés préjudiciable : $\tau_u \leq$ min (0.15 f_{c28}/γ_b ;4 MPa).

✓ Quelque donnée sur le béton pour notre travail, les valeur standard à utilusée sont :

Tableau I-2 : les données de calcul

F_{c28} (MPa)	25	
F_{t28} (MPa)	2.1	
E_{i28} (MPa)	32164.195	
E_{v28} (MPa)	10721.40	
σ_{bc} ultime (MPa)	Situation durable	14.2
	Situation accidentiel	18.5
σ_{bc} service (MPa)	15.0	
τ_u (MPa) Situation durable	Fissuration préjudiciable	2.5
	Fissuration peu nuisible	3.33

I.3.3. L'acier :

L'acier est un lliage fer carbone en fiable pourcentage, leur role est d'absorbé les éfforts de traction , de cisaillement et de torsion,l'acier du béton armé est sous forme circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre,sa surface extèrne quib à une contact avec le béton est soit une surface lisse ou bien une sufrace rugueuse,chacune ayant sa propre utilité .on désigne deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbonne
- Aciers durs pour 0.25à 0.4% de carbonne

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

Le règlement (CBA 93)prvoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé : [E_s= 2.10^5 MPa] **Art[A.2.2.1]**

2.Containtes limites :

a- Etat limite ultimes (ELU) :

Diagramme contraintes-déformations Art[A.2.2.2]

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

$\overline{\sigma_s}$ =Fe/γ_s avec : $\overline{\sigma_s}$: contrainte de l'acier

Fe : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier

γ_s : coefficient de sécurité = { 1.15 Situation durable ; 1 Situation accidentelle

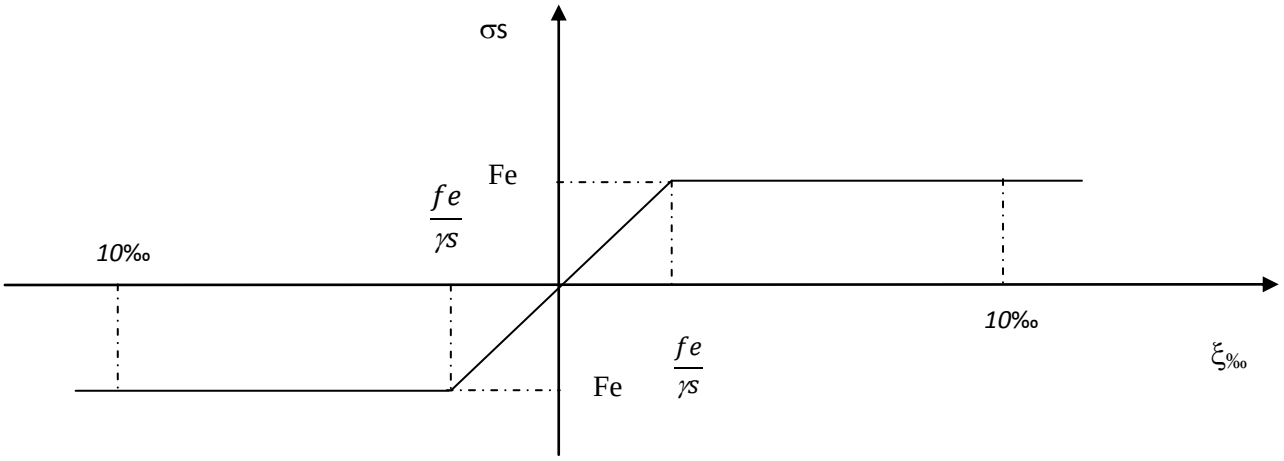


Figure I.2 : diagramme contraintes-déformation

b- Etat limite de service (E LS) :

Il s'agit de la limite d'ouvertures des fissures, ces dèrniers se présentent en trois cas engendrant des contraintes déffiréntes :

- Fissuration peu nuisible : aucune vérification à effectuer
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s}$ = Min[$2fe/3$; $110\sqrt{\eta ftj}$] Mpa
- Fisssuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s}$ = Min[$2fe/2$; $90\sqrt{\eta ftj}$] Mpa

Avec η : coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{Pour les ronds lisses et les treillis soudés} \\ 1.6 & \text{Pour les armatures à hautes adhérences} \end{cases}$$

3. Types d'acier :

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

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.3 : les types d'acier utilisés et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre(mm)	Fe (MPa)	E (MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE 215	ϕ6 et ϕ8	215	$2.1*10^5$
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	T ≥ 10	400	
Treillis soudé	Tables de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520	

4- Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « η »est le rapport entre le module de déformation de l'acier avec le module de déformation du béton.

$$\eta = \frac{Es}{Eb}$$

Chapitre II :

Pré dimensionnement des éléments résistant

II.1. Introduction

Le but de pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure, pour assurer une bonne tenue et une stabilité de l'ouvrage.

Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99version 2003 et du CBA 93. Les résultats obtenue ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifies après la vérification dans la phase de calcul.

II.2. Evaluation des charges permanentes

II.2.1. plancher terrasse :

Tableau II-1 : charges permanentes du plancher terrasse

N	Composants	Epaisseur (m)		Poids surfacique (KN/m²)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.05		1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02		0.12
3	Papier kraft			0.05
4	Forme de pente	0.10		2.2
5	Plaque de liège (isolant)	0.04		0.16
6	Pare vapeur	0.01		0.06
7	Film polyane	-		0.01
8	Planche corps creux	0.16+0.04		2.80
9	Enduit de plâtre	0.02		0.2
		Total		**6.60**

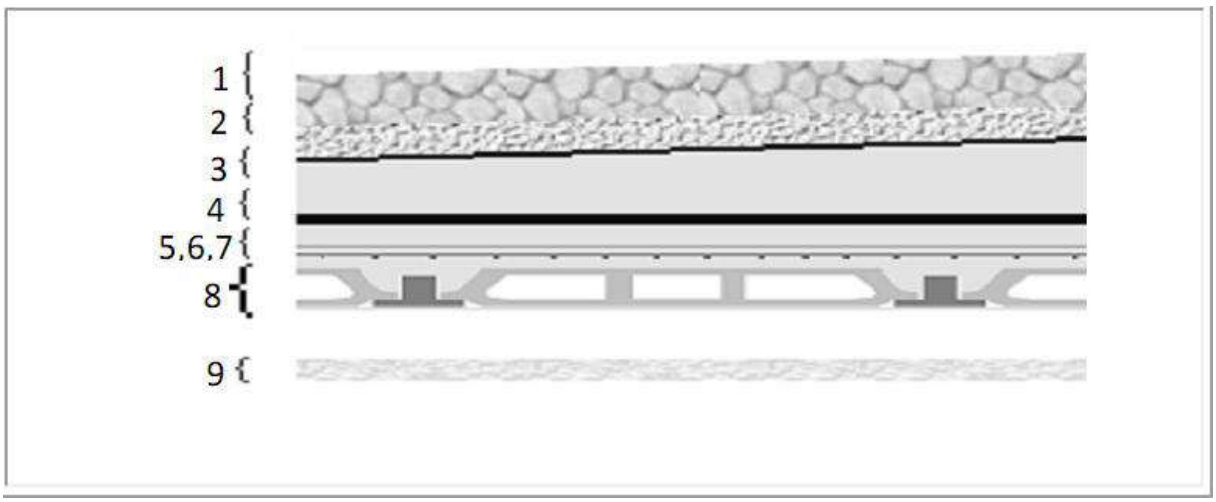


Figure II.1: composants d'un plancher terrasse

II.2.2. plancher courant :

Tableau II-2 : charges permanentes du plancher courant

N	Composant	Epaisseur (m)		Poids surfaciques (KN/m²)
1	Mur simple cloison	0.14		1.62
2	Carrelage	0.02		0.44
3	Mortier de pose	0.02		0.4
4	Lit de pose	0.03		0.54
5	Plancher corps creux	0.16+0.04		2.80
6	Enduit de plâtre	0.02		0.2
		Total		**6.00**

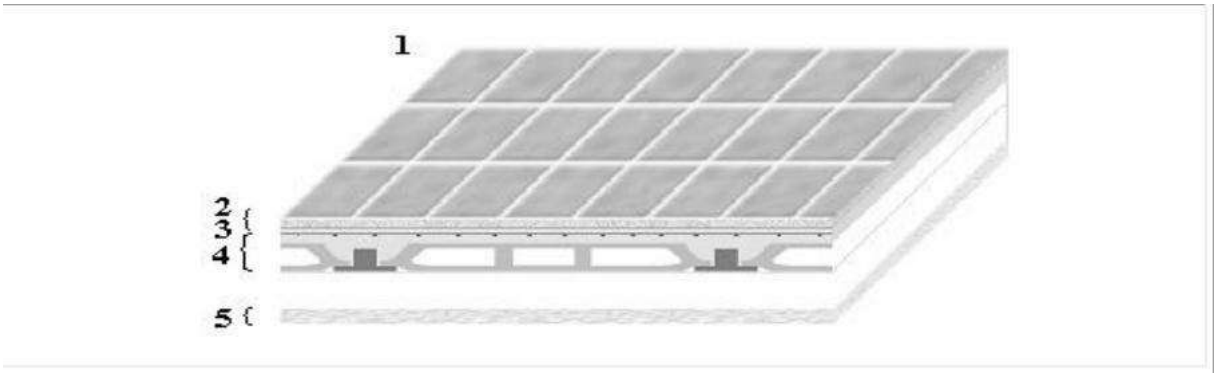


Figure II.2: composants d'un plancher courant

II.2.3. Maçonnerie

a- Mur double cloison

Tableau II-3 : charges permanentes du mur extérieur

N	Composant	Epaisseur	Poids volumiques	Poids surfaciques
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.10	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			Total	**2.52 KN/m²**

b- **Mur simple cloison (intérieur)** :

Tableau II-4 : charges permanentes du mur intérieur

N	Composant	Epaisseur	Poids volumiques	Poids surfaciques
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			Total	**1.62 KN/m²**

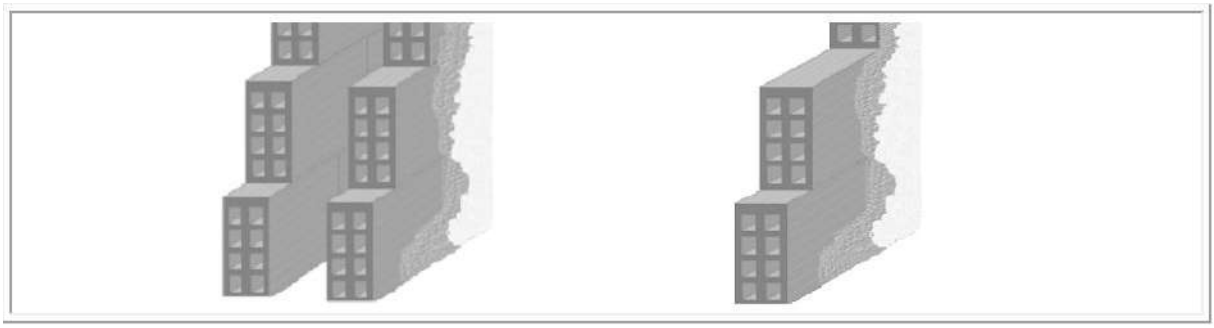


Figure II.3: Mur double cloison (gauche) ; Mur simple cloison (droite)

II.2.4. Balcons (dalle pleine) :

Tableau II-5 : charges permanentes du balcon

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids surfaciques
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.04	0.40
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Dalle pleine	0.15	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	0.36
		Total	**5.61 KN/m²**

II.3. Evaluation des charges d'exploitations :

Tableau II-6 : les charges d'exploitations

Eléments	Surcharges d'exploitations (KN/m^2)
Plancher terrasse	**1**
Plancher courant	**1.5**
Balcon	**3.5**
Escalier	**2.5**

II.4. Pré dimensionnement :

II.4.1. Plancher à corps creux

Les planchers à corps creux sont des aires planes horizontales limitant les étages, elle constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression de faible épaisseur en béton armé. Il est 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 calculer la hauteur du plancher on utilise la formule suivante :

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

Avec :

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

Tableau II-7 : dimension de plancher

L_{max} (cm)	L_{max} /25	ht (cm)	L_{max} /20
460	18.4	20	23

Telle que :

$$h_t = d + e$$

Avec : d= 16 cm (hauteur de corps creux).

e= 04 cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc : h= (16+4) cm ⟶ **ht= 20cm**

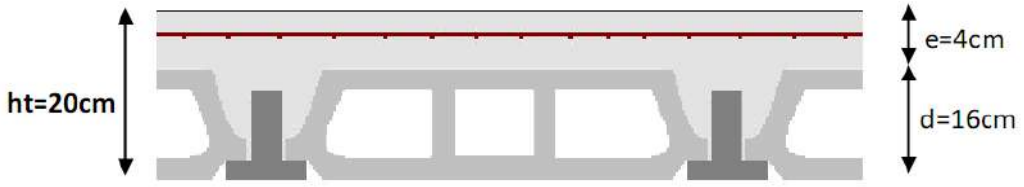


Figure II.4: dimensionnement de plancher corps creux

II.4.2. Dalle pleine :

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

- ***Critères de résistance :***

Pour les dalles reposant sur 3 ou4 appuis :

$(L_x/45) \leq e_p \leq (L_x/40)$: 14.44 cm$\leq e_p \leq$16.25 cm

Pour les dalles reposant sur 2 appuis :

$(L_x/35) \leq e_p \leq (L_x/30)$: 9.85cm$\leq e_p \leq$11.5 cm

Ou :

e_p : l'épaisseur de la dalle

L : la plus grande portée

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 heure

- ***Condition désolation acoustique :***

$\boldsymbol{e_p} \geq$ 15 cm

Conclusion :

On adopte comme épaisseur :

$$\boldsymbol{e_p = 15\ cm}$$

II.5. Pré dimensionnement des poutres

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

Les poutres sont des éléments structuraux qui permettent de supporté les charges de plancher et les transmettre aux éléments porteurs (poteaux, voiles), elles sont sollicitée par des moments de flexion.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99 version 2003.

- Selon BAEL 91 : $\begin{cases} L_{max}/15 \leq \mathbf{h} \leq L_{max}/10 \\ 0.3h \leq \mathbf{b} \leq 0.7h \end{cases}$

- Vérifier d'après RPA99 version 2003 « Art 7.5.1 » : $\begin{cases} \mathbf{h} \geq 30 \\ \mathbf{b} \geq 20 \\ h/b \leq 4 \end{cases}$

Avec :

L : la portée de la poutre

h : la hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

1- *poutres principales* :

a- la hauteur

Tableau II-8 : hauteur des poutres principales

L_{max} (cm)	$L_{max}/15$	h (cm)	$L_{max}/10$
445	29.67	40	44.5

b- La largeur

Tableau II-9 : largeur des poutres principales

h (cm)	0.3h	B	0.7h
40	12	30	28

La vérification selon le RPA99 version 2003 :

- h = 40 ≥ 30…… CV
- b = 30 ≥ 20 ……... CV
- h/b = 1.33 ≤ 4 ……. CV

La vérification de rigidité :

- h/L= 0.089≥ 1/16 ……CV

Donc : (**h** x **b**) = (**40**x**30** cm)

2- les poutres secondaires

a- la hauteur :

Tableau II-10: la hauteur des poutres secondaires

L_{max} (cm)	$L_{max}/15$	h (cm)	$L_{max}/10$
430	28.66	35	43

b-

b- la largeur :

Tableau II-11 : largeur des poutres secondaires

h (cm)	0.3h	b (cm)	0.7h
35	10.5	30	24.5

La vérification selon le RPA99 version 2003 :

- h = 35 ≥ 30…… CV
- b = 30 ≥ 20 ……... CV
- h/b = 1.17 ≤ 4 ……. CV

La vérification de rigidité :

- h/L= 0.081≥ 1/16 ……CV

Donc : (**h** x **b**) = (**35**x**30** cm)

3- Vérification de la flèche « BAEL91 modifié 99 » :

On doit vérifier la condition suivante : $f_{max} \leq \overline{f}$ Avec : $\overline{f} = \begin{cases} 0.5+\frac{L\,(cm)}{1000} & \text{Si } L > 5m \\ \frac{L\,(cm)}{500} & \text{Si } L \leq 5m \end{cases}$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est donnée par la formule :

$$f_{max} = \frac{5\ ql^4}{384\ E_{ij} I_b}$$

Avec : L : la portée de la poutre

- f_{max} : la flèche maximal de la poutre
- q : la charge uniformément répartie déterminée à ELS
- E_b : module de déformation longitudinale instantanée de béton
- I_b : module d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion
- h : la hauteur de la poutre
- b : la largeur de la poutre

Dans notre cas on a :

L (cm)	h (cm)	b (cm)	I_b (cm^4)	E_{ij} (KN/cm^2)
445	40	30	$16\ x\ 10^4$	3216.4195

La charge supportée par la poutre(q) :

- Poids propre de poutre : G_p = 0.3 x 0.4*25= 3KN/ml
- Poids propre de plancher : G_{pl}= 6.60 x 4.45= 29.37 KN/ml
- La charge d'exploitation : Q= 1 x 4.45= 4.45 KN/ml

q= G_p+G_{pl}+Q = 36.82 KN/ml = 0.3682 KN/cml

AN :

$$f_{max} = \frac{5*0.3682*445^4}{384*3216.4195*16*10^4} = 0.3653 \text{ cm}$$

Vérification :

$\overline{f}$ = 445/500 =0.89 cm

0.3653 < 0.89

Donc : $f_{max} \leq \overline{f}$

……CV

II.6. Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteur verticaux on béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations. On peut pré dimensionné les poteaux en utilisant un calcule basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime (Nu= 1.35G+1.5Q), et selon « Art B.8.1.1 »cette charges peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaire voisin des poteaux de rives, dans le cas des bâtiments comportant ou moins trois travées donc dans notre cas cette charge devient (Nu=1.1Nu)

II.6.1. Détermination des charges et surcharges agissant sur le poteau :

D'après la vue en plan on doit déterminer la descente des charges pour le poteau le plus sollicité

- Surface de plancher revenant au poteau :

S_p = (2.3+2.3-0.3) x (2.375+2.15-0.3)= **16.9 m²**

- Surface total :

S_t= (2.3+2.3) x (2.375+2.15)= **20.815 m²**

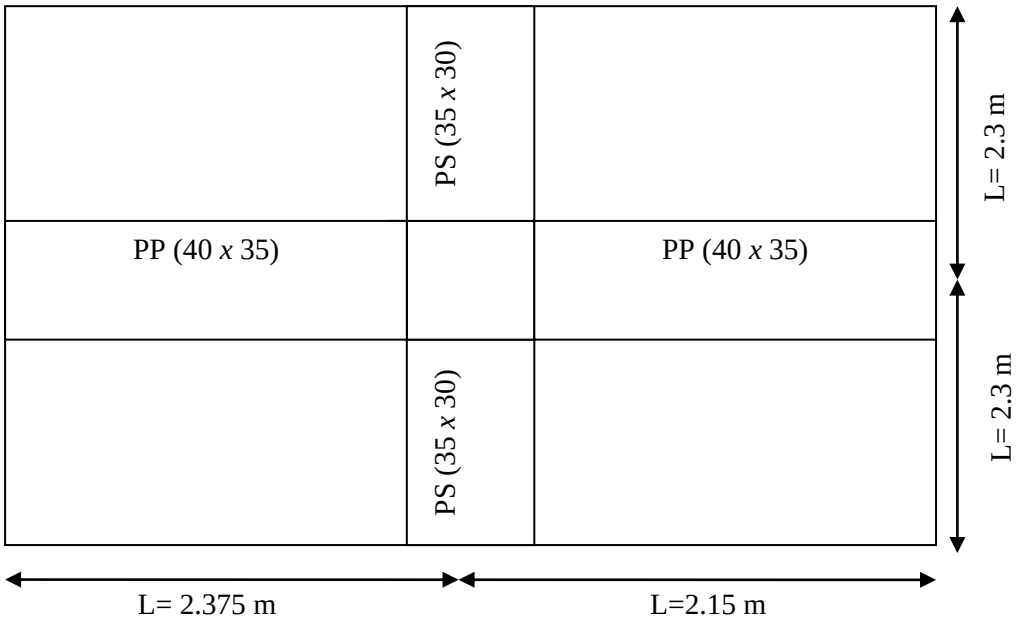


Figure II.5 : surface reprise par le poteau le plus sollicité

- Les charges permanentes :

a- Poids propre des Poutres :

Pp= 0.3 x 0.4 x 25 x 4.525= **12.675 KN**

Ps= 0.3 x 0.35 x 25 x 4.3= **11.2875 KN**

b- Poids propre de poteau :

Ppo= 0.3 x 0.3 x 2.66 x 25= **5.985 KN**

c- Poids propre de plancher

a- Terrasse

Ppt= 6.6 x 16.9 **= 111.54 KN**

b- Etage courant

Ppc= 6 x 16.9 = **101.4 KN**

- Les charges d'exploitation :

a- Terrasse

Qt= 1 x 20.815 = **20.815 KN**

b- Etage courant

Qc= 1.5 x 20.815= **31.2225 KN**

Tableau II-12 : les charges et surcharges agissant sur le poteau

	Terrasse	Etage courant
G_{tt} (KN)	141.4875	131.3475
Q_{tt} (KN)	20.815	31.2225

II.6.2. calcul de l'effort N_u :

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

II.6.3. La descente des charges :

Comme il est rare que toute les charges d'exploitation agissant simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0.5Q.

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

Avec :

n : nombre d'étage on démarre de haute en bas (le premier étage est « 0 »)

Q_0 : la charge d'exploitation sur la terrasse

$Q_1+Q_2+\ldots\ldots\ldots\ldots+Q_n$: les charges d'exploitations des planchers respectifs

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage

Tableau II-13 : calcul de N_u

Niveau	G (KN)		Q (KN)		Nu (KN)	1.1Nu (KN)
	G (niveau)	G (cumulé)	Q (niv)	Q (cumulé)	1.35G+1.5Q	
terrasse	141.4875	141.4875	20.815	20.815	222.2306	244.4537
5	131.3475	272.835	31.2225	52.0375	446.3835	491.02185
4	131.3475	404.181	31.2225	80.13775	665.8509	732.436
3	131.3475	535.53	31.2225	105.11575	880.6391	968.7030
2	131.3475	666.8775	31.2225	126.9715	1090.7418	1199.816
1	131.3475	798.225	31.2225	145.705	1296.16125	1425.7774
RDC	131.3475	929.5725	31.2225	176.9275	1520.3141	1672.3455

II.6.4. Effort normal ultime de résistance :

On a :

$$N_{ultime} \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

N_u : effort normale admissible à l'ELU

B_r : section réduite des poteaux obtenue en déduisant de sa section réelle (1 cm) d'épaisseur sur toute sa périphérie

Pour les sections carrées « $B_{r=}$ (b-2 cm) x (h-2 cm) »

γ_b = 1.5 et γ_s= 1.15 coefficients de sécurité du béton et de l'acier (situation durable)

f_{c28} et f_e : résistance caractéristique du béton et de l'acier ;

A_s= section d'armatures dans les poteaux prise à égale à 0.1% de la section réelle du poteau ($A = \frac{B}{1000}$)

α : Coefficient fonction d'élancement du poteau à calculé :

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

$\lambda = \frac{l_f}{i}$

i : rayon de giration ;

λ : L'élancement géométrique ;

L_f : longueur de flambement.

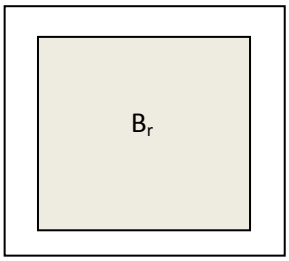


Figure II.6 : section réduite du poteau

II.6.5. Calcule de coefficient d'élancement du poteau

a) La longueur de flambement :

Le règlement CBA93 défini la longueur de flambement l_f comme suit :

- $0.7 * l_0$:si le poteau est à ses extrémités :

1. Soit encastré dans un massif de fondation ;
2. Soit assemble à des poutres de planchers ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part ;

- L_0 : dans les autres cas

Dans ce projet on a :

$L_{0=}$3.06 m : est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs, cas des étage courants

L_0=4.08 m : est comptée entre face supérieure de plancher étage avec RDC.

AN :

- L_f= 0.7 x 3.06 =2.142 m
- L_f=0.7 x 4.08 = 2.856 m

b) *Rayon de giration :*

$$i=\frac{\sqrt{I_{min}}}{S} = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

AN :

- $i=\frac{30}{\sqrt{12}}$ = **8.66025 cm**

c) L'élancement géométrique :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

AN :

- $\lambda_1 = \frac{214.2}{8.66025}$= 24.73
- $\lambda_2 = \frac{285.6}{8.66025}$ = 32.97

Donc :

- $\alpha_1 = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{24.73}{35})^2}$ = 0.773
- $\alpha_2 = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{32.97}{35})^2}$ = 0.722

Tableau II-14 : pré dimensionnement des poteaux

N	Section Cm²	A Cm²	L_f cm	λ	α	B_r Cm²	N_u KN	$\overline{N}_u$ KN	vérification
Terrasse	35*35	1.225	214.2	24.73	0.773	1089	1591.81	244.4537	CV
5	35*35	1.225				1089	1591.81	491.02185	CV
4	35*35	1.225				1089	1591.81	732.436	CV
3	35*35	1.225				1089	1591.81	968.7030	CV
2	40*40	1.6				1444	2110.078	1199.816	CV
1	40*40	1.6				1444	2110.078	1425.7774	CV
RDC	40*40	1.6	285.6	32.97	0.722	1444	1970.86	1672.3455	CV

II.6.6. Vérification selon le RPA 99 version 2003 : « Art.7.4.1 »

D'après la RPA 99 version 2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II-15 : Vérification de dimension des poteaux selon le RPA 99

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b_1, h_1) ≥30	Min (b_1, h_1) = 35 cm ≥ 30 cm	CV
Min (b_1, h_1) ≥ h_e/20	Min (b_1, h_1) =35 cm ≥ h_e/20 = (408-40)/20=18.4 cm	CV
0.25 ≤ (b_1/h_1) ≤ 4	0.25 ≤ (b_1/h_1) =1 ≤ 4	CV

II.6.7. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$
- $d \leq \max\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}\right)$

Tableau II-16 : 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)
Ps avec le poteau	30	35	35	CV	2.5	17.5	CV
Pp avec le poteau	30	40	40	CV	5	20	CV

II.7. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisées en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

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

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

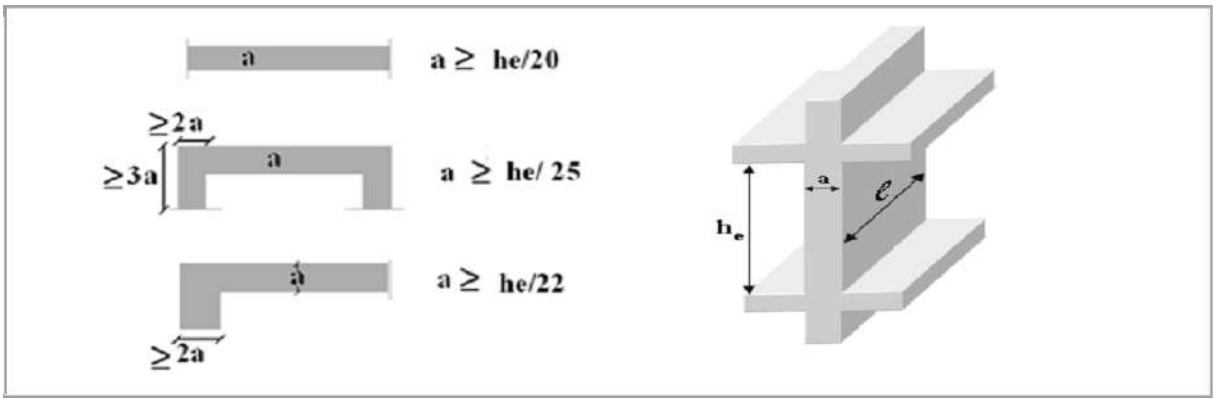


Figure II.7: coupe de voile en plan (gauche) voile 3D (droite)

$a \geq \max (h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/21 ; 15cm)$

Avec : a : l'épaisseur du voiles ;

h_e : la hauteur libre d'étage.

1. **Pour RDC** :

h_e= 4.08-0.35 = 3.73m

$a \geq$ max (14.92 ; 16.95 ; 17.76 ; 15cm)

On adopte **a= 20cm**

2. **pour étage courant :**

h_e= 3.06-0.35 = 2.71m

$a \geq$ max (10.84 ; 12.31 ; 12.9 ; 15cm)

On adopte **a= 15 cm**

Remarque :

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires

III.1.Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.

Les éléments secondaires qui ne contribuent pas aux contreventements directement ; ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2.L'acrotère :

L'acrotère est un élément non-structural (secondaire), n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement, il est réalisé en béton armé entourant le plancher terrasse, soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse.la section le plus dangereuse se trouve eu niveau de l'encastrement, le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bonde de 1 m. l'acrotère a un rôle d'éviter le débordement de l'eau pluviales sur la façade.

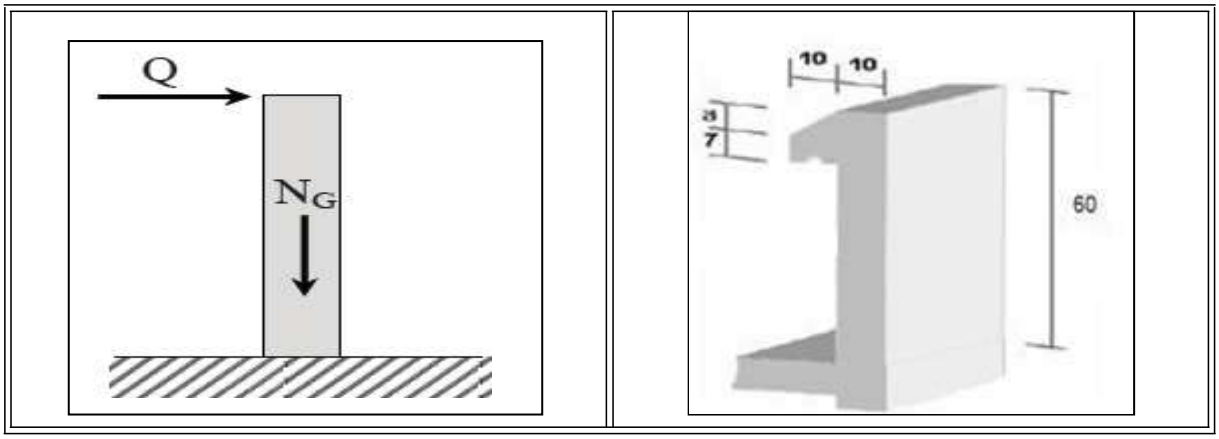


Figure III.1 : l'acrotère

III.2.1.Evaluation des charges et surcharges :

- **Charges permanentes (poids propre) :**

G= γ x S = (0.6 x 0.1)+(0.07 x 0.1)+(0.03 x (0.1/2)) x 25=**1.712 KN**

- **Charges d'exploitation :**

Q = **1 KN/ml**

III.2.2.Détermination des efforts :

Tableau III.1 : Évaluation des efforts

ELU
Effort normal (N_u) = 1.35G= 2.3112 KN
Effort tranchant (T_u) = 1.5Q=1.5 KN
Moment d'encastrement (M_u) = 1.5 x Q x h =0.9
ELS
Effort normal (N_{ser})= G=1.712 KN
Effort tranchant (T_{ser}) =Q= 1 KN
Moment d'encastrement (M_{ser}) = Q x h =0.6 KN

III.2.3.Calcul du ferraillage :

Le calcul se fera en flexion composée et en situation durable pour une section rectangulaire de (100 x 10) cm²

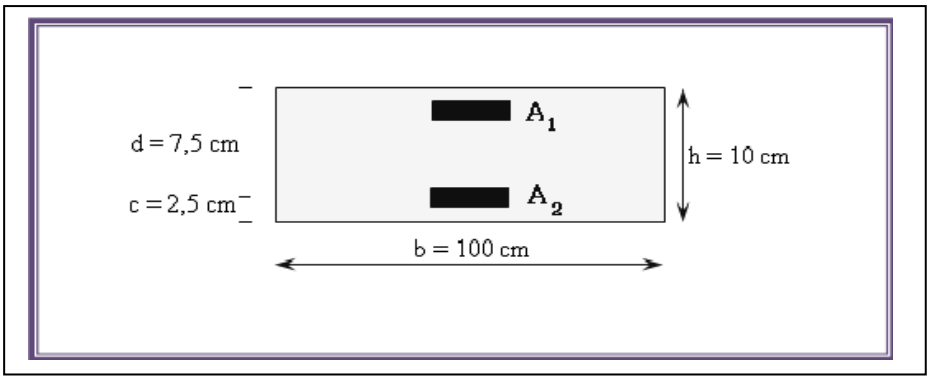


Figure III .2 : section de l'acrotère

Les données :

Tableau III-2 : les données nécessaire

Données			
F_{c28}	25 MPa	h	10 cm
F_{t28}	2.1 MPa	d	7.5 cm
σ_b	14.2 MPa	c'	2.5 cm
σ_s	348 MPa	b	100cm

A- Etat limite ultime (ELU) :

1. **Calcul de l'excentricité**

$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.1312} = 38.94$ cm

On a: $e_0 = 38.94$ cm $> \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ cm

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures

$\Rightarrow$ La section est partiellement comprimée

2. **Calcul du moment de flexion** :

$M_1 = N \times e$

Avec

e : la distance entre le point d'application de la force et la fibre le pus éloignée : $e = e_0 + (\frac{h}{2} - c)$

Donc

$M_1 = N \times e =$ **0.958 KN.m**

3. **Calcul des armatures verticales** :

$\mu = \frac{M_1}{(\sigma_b x\ b\ x\ d^2)} = \frac{0.958\ 10^{-3}}{(14.2\ x\ 1\ x\ 0.075^2)} =$ **0.012**

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392$

Donc :

$\begin{cases} A_1' = 0 \\ \beta = 0.994 \end{cases}$

$A_1 = \frac{M_1}{(\sigma_s\ x\ \beta\ x\ d)} = \frac{0.958\ 10^{-3}}{(347.82\ x\ 0.994\ x\ 0.075)} = 0.37$ cm²

On a une compression

$A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A = 0.37 - \frac{2.31*10}{100*347.8} =$ **0.303 cm²**

$A' = A_1 \Rightarrow A' = 0$ cm²

Donc $\begin{cases} A = 0.303 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \text{ cm}^2 \end{cases}$

4. ***Condition de non fragilité*** :

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

$A_{min} = 1$ cm² $> A = 0.303$ cm² $\Rightarrow A = A_{min} = 1$ cm²

On prendre **A= 4HA8 = 2.01 cm²**

5. **Armatures se répartition :**

$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.50 \leq A_r \leq 1.005$

On prendre $A_r = 3HA8 = 1.5$ cm²

6. **Escapement:**

S_t= 25 cm ≤ S_{min} = [3h =30 cm; 33cm] = 30cm

$S_{rép}$=20 cm ≤ S_{min} = [4h=40 cm; 45 cm] = 40 cm

III.2.4.Vérification à l'ELS :

N_{ser} = 1.712 KN

M_{ser}= 0.6 KN.m

1. **Calcul de l'excentricité**

$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.712*10^{-2}}$= 35.05 cm

On doit vérifier :

$$\frac{M_G}{N_{ser}} \geq \frac{I_G}{B_0 \gamma_2}$$

Avec :

B_0 = b x h + 15 (A+A') = 1030.15cm²

$\gamma_1 = \frac{1}{B_0} x \left[\frac{b*h^2}{2} + 15(A_1 * c_1 + A_2 * c_2)\right]$=4.926 cm

γ_2= h- γ_1= 5.073 cm

$I_G = \frac{b}{3} + (\gamma_1^3 + \gamma_2^3) + 15\,[A_1(\gamma_1 - c_1)^2 + A_2(\gamma_2 - c_2)]$=8513.682 cm^4

$$\frac{0.6}{1.712*10^{-2}} = 35.05 \geq \frac{8513.682}{1030.15*5.073} = 1.629$$

$\Rightarrow$ Section partiellement comprimé

Il faut vérifier :

$$\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \end{cases} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

Ou : $\sigma_b = K\, y_1 = \frac{N_{ser}}{S_G} y_1$

σ_s= 15 x K (d-y_1)

On va calculer $\mathbf{Y_2}$ à partir de :

$C = \frac{h}{2}$ - e= -30.05 cm < 0

$Y_2^3 + p\, Y_2 + q = 0$

$p = -3C^2 - 90 \frac{A'}{b}(C-c') + 90 \frac{A}{b}(d-C)$ = -2641.079 cm²

$q = -2C^3 - 90 \frac{A'}{b}(C-c')^2 - 90 \frac{A}{b}(d-C)^2$ = 51719.75cm²

Donc : Y_2^3 -2641.079 x Y_2 + 51719.75= 0

$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -5.43 x\ 10^7 < 0$

$$\Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.99 \quad / \text{avec } \varphi = 171.890° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 59.34 \end{cases}$$

La solution est de la forme de :

$$Y_2 = \begin{cases} a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = \mathbf{32.06} \\ a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = \mathbf{-59.27} \\ a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = \mathbf{27.21} \end{cases}$$

On prendre la solution qui est dans l'intervalle :

$0 < y_1 = Y_2 + C < h$

Alors : $y_1 = 32.06 - 30.05 = \mathbf{2.01\ cm}$

$S_{xx} = \frac{1}{2} b y_1^2 + 15[A'x (y_1 - c') - A \times (d - y_1)] = 36.481\ cm^3$

$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx}} = 0.0469\ N/mm^3$

$\sigma_b = K \times y_1 = 0.0469 \times 20.1 = 0.942MPa < \overline{\sigma_b} = 15\ MPa$

$\sigma_s = 15K (d - y_1) = 38.62MPa$

$\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 266.66\ \text{MPa};\ 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\text{MPa}\right] = 201.633MPa$

$\sigma_s = 38.62 < \overline{\sigma_s} = 201.633$

Donc on adopte les sections calculée à l'ELU.

III.2.5.Vérification de l'effort tranchant :

$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 1.5 \times \frac{0.9}{0.9 * 0.075} = \mathbf{-11.83KN}$

$F < 0 \Rightarrow$ les armatures tendues ne sont soumis à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire

III.2.6.Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

On doit vérifier que $\tau_u \leq \overline{\tau}$

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

$$\overline{\tau} = \text{Min}\left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 4\ \text{MPa}\right] = 2.5\ \text{MPa}$$

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

III.2.7.Charges due à la force horizontale (sismique) :

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

$F_p = 4\ A\ C_p\ W_p$ (RPA 99 version 2003)

A= coefficient d'accélération de zone obtenue dans le tableau (4.1) pour la zone et la groupe d'usage appropriés **A= 0.25** (zone III, groupe d'usage 2)

Cp = facteur de force horizontale donnée dans le tableau (6.1) **C_p= 0.8**

Wp= poids propre de l'acrotère pour 1 m **W_p=1.712 KN**

D'où alors **F_p= 1.369 KN**

→ F_p= 1.369 KN < 1.5 Q = 1.5KN

Donc :

L'acrotère résiste à la force horizontale (sismique)

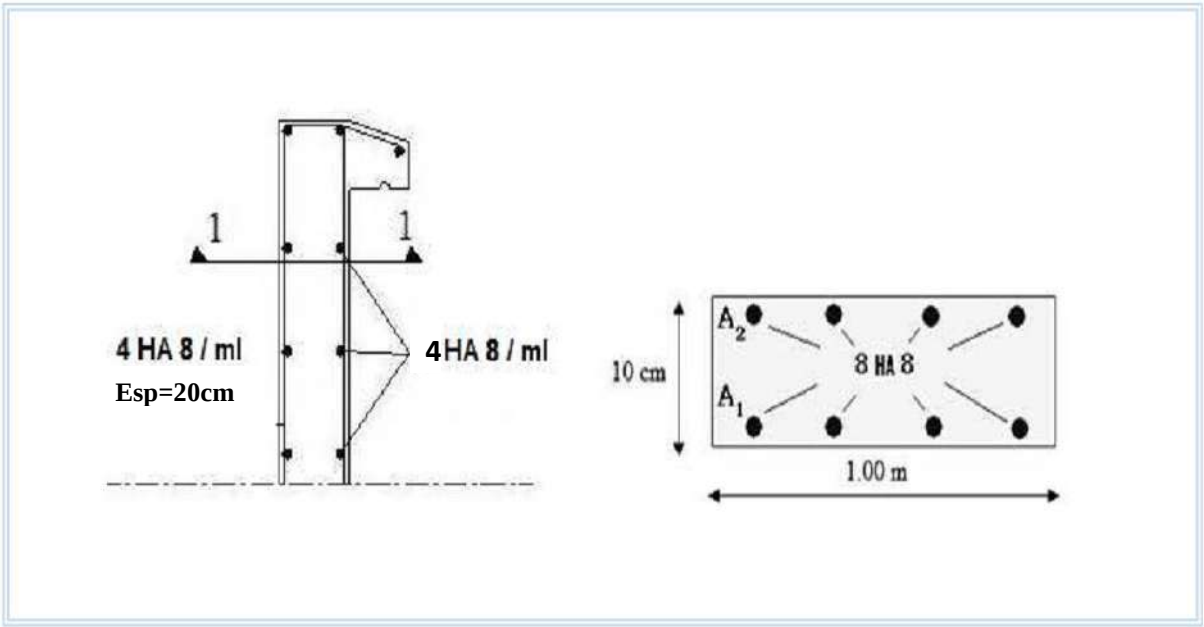


Figure III .3 : vue sur le ferraillage de l'acrotère

III.3.Plancher corps creux :

Généralement le plancher est constitué de :

- Poutrelle préfabriqué en béton armé disposée parallèlement de 65 cm d'espacement
- Entrevous (corps creux) en béton de forma adapté aux poutrelles
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place)

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

- ❖ Dalle de compression
- ❖ Les poutrelles

III.3.1. La dalle de compression :

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

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelle dans les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles

➢ La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux poutrelles est donnée par :

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

Avec :

- L : espacements entre axes des poutrelles (65 cm dans notre ouvrage)
- f_e : nuance de l'acier FeE520 (f_e=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20cm.
- A_t : section d'armature perpendiculaires aux nervures.

$$50cm \leq (L=65cm) \leq 80cm \Rightarrow A_t \geq 0.5cm^2/m.l$$

➢ La section d'armature dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

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

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

On choisira : $A_{\perp} = 5\varphi5 = 0.98\ cm^2$, esp = 20cm

$A_{//} = 5\varphi5 = 0.98\ cm^2$, esp = 20cm

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

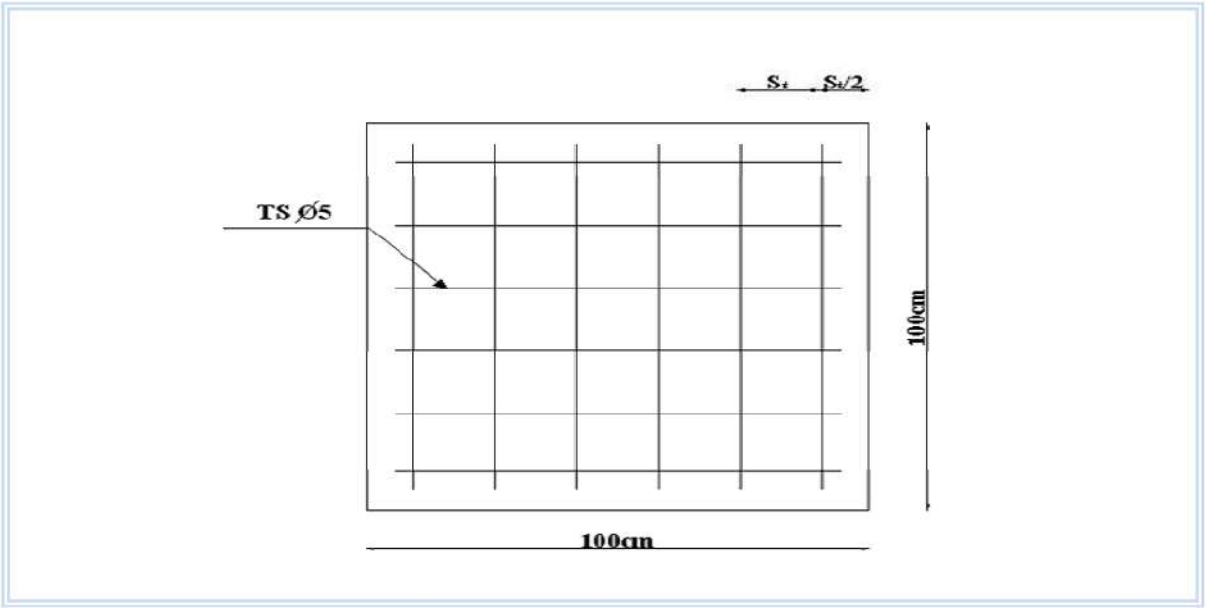


Figure III .4 : disposition des armatures de la table de compression

III.3.2. Les poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqué leur calcul est associe à une poutre contenue semi encastrée aux extrémités, par la sollicitation (G, Q).

La section de béton est définie par :

- une section en T en travées
- une section rectangulaire aux appuis

La surface revenant à chaque poutrelle est S = 0.65 x L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, la calcul se fait en deux étapes :

- avant le coulage
- après le coulage

III.3.2.1. calcul avant coulage *:*

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

- Son poids propre
- Le poids des corps creux (entrevous)
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grand de (1 KN ou 0.5 L KN), qui représente le poids d'un ouvrier

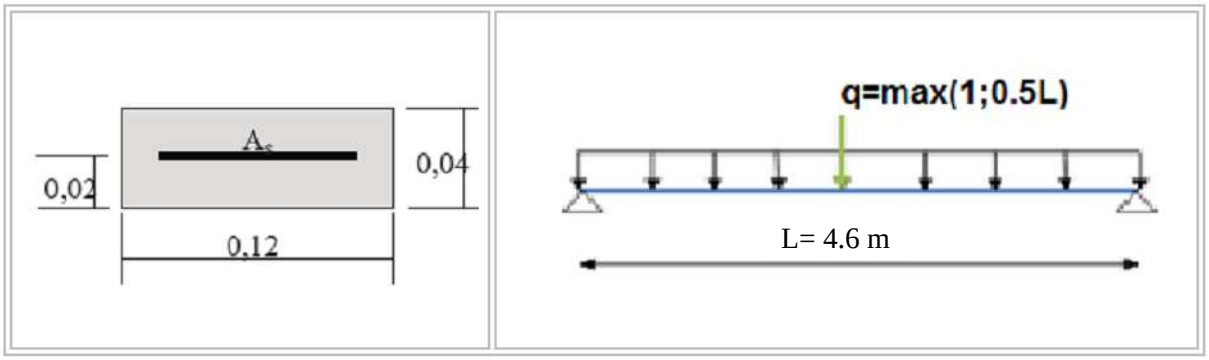


Figure III .5 : schématisation de la poutrelle avant de coulage

1. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III-3 : les charges de la poutrelle avant collage

Charges permanentes	G
Poids de poutrelles : 0.12 x 0.04 x 25= 0.12 KN/ml	0.77 KN/ml
Poids du corps creux 0.65 x 1 = 0.65 KN/ml	
Charges d'exploitation	Q
Poids de l'ouvrier et les matériaux : { Max 1 KN, 0.5 KN/m de portée } = 2.3 KN	2.3KN

2. Calcul des moments à ELU :

$M_G=\frac{Gl^2}{8}$ = 2.037 KN.m

$M_Q=\frac{Ql}{4}$ = 2.645 KN.m

Donc :

M_U= 1.35 M_G + 1.5 M_Q = **6.717 KN.m**

$\mu = \frac{M_U}{(\sigma_{bc}\ x\ b\ x\ d^2)} = \frac{6.717*10^6}{14.2*120*20^2}$ = 9.85 >> μ_l= 0.392 $\Rightarrow$ A'≠ 0

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, mais a cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, dans ce cas on doit prévoir des étaiements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

3. Calcul des étaiements :

- $f_G = \frac{5*p*l^4}{384*E*I}$
- $f_Q = \frac{p*l^3}{48*E*I}$

$$\overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{1000} + 0.5\ cm & \text{Pour L > 5 m} \\ \frac{L}{500} & \text{Pour L > 5 m} \end{cases}$$

Tableau III-4 : Calcul des étaiements

Nombre d'étaiement	G	Q	L	f_G (cm)	f_Q (cm	f (cm)	$\overline{f}$ (cm)	$f \leq \overline{f}$
0	0.77	2.3	4.6	21.8	22.65	44.45	0.92	CNV
1		1.15	2.3	1.36	1.42	2.78	0.46	CNV
2		1	1.53	0.26	0.36	0.62	0.306	CNV
3			1.15	0.0851	0.153	0.2381	0.23	CNV
4			0.92	0.034	0.0788	0.113	0.184	CV

❖ *Conclusion :*

On adopte **4** étais.

III.3.2.2.Calcul après coulage *:*

La poutrelle travaille comme une poutre contenue en Te encastrée partiellement à ces deux extrémités, elle support son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression, en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

1. **Méthode de calcul** :
   - **La Méthode forfitaire** *:*

On utiluse la méthode forfitaire si les conditions d'application suivantes sont vérifiées :

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

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

- Les moment d'inertie de toutes les travées doivent etre égaux et le rapport entr les travées successves doit etre compris entre 0.8 et 1.25
- La fissuration est peu nuissible

   - **Exposé de la méthode**

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

$$1- \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{max} \begin{cases} 1.05M_0 \\ (1+0.3\alpha)M_0 \end{cases}$$

2- $M_t \geq \begin{cases} \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 & \text{si la travée est de} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 & \text{si la travée est} \end{cases}$

Pour les appuis :

$M_e \geq 0.6\ M_0$……poutre à deux travée

$M_e \geq 0.5\ M_0$……appuis voisin des l'appuis de rive

$M_e \geq 0.4\ M_0$……appuis intermidiare

$M_e \geq 0.2\ M_0$……appuis de rive

$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$

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

Avec :

M_t : moment en tavée

M_e : moment max sur l'appuis droite

M_w : moment max sur l'appuis gauche

M_a : moment à l'appuis

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

T_w : effort tranchant à gauche de la travée

T_e : effort tranchant à droite de la travée

❖ ***Remarque :***

1- Dans les éxpressions ci-dessus les moments M_w et M_e sont pris en valeur absolues.

2- Le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

$M_t = 0.85M_0$; $M_a = M_b = -0.5M_0$

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

2. **Evaluation des charges et surcharges *:***

Tableau III-5 : Evaluation des charges et surcharges

Niveau	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u(KN.m)	P_{ser}(KN.m)
Terrasse	G=6.6 x 0.65 =4.29	Q= 1 x 0.65=0.65	**6.7665**	**4.94**
Courant	G=6 x 0.65= 3.9	Q=1.5 x 0.65=0.975	**6.7275**	**4.875**

- Les calculs sont fait pour les poutrelles du plancher terrasse ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le meme ferraillage pour tputes les poutrelles.

Notre structure comporte quatres types de poutrelles :

a- Poutrelle à une seul travée :

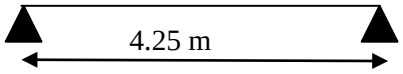


Tableau III-6 : les efforts internes de la poutrelle d'une seule travée

etat		ELU					ELS			
	M_0	M_t	M_e	M_w	T_e	T_w	M_0	M_t	M_e	M_w
AB	15.28	12.99	-7.64	-7.64	10.56	-10.56	11.15	9.45	-5.57	-5.57

b- Poutrelle à deux través :



Tableau III-7 : les efforts internes de la poutrelle à deux travées

	etat	ELU					ELS			
	M_0	M_t	M_e	M_w	T_e	T_w	M_0	M_t	M_e	M_w
AB	17.89	11.74	10.73	3.57	17.12	14	13.066	8.49	7.83	2.61
BC	17.89	11.74	3.57	10.73	14	17.12	13.06	8.49	2.61	7.83

c- Poutrelle à trois travées

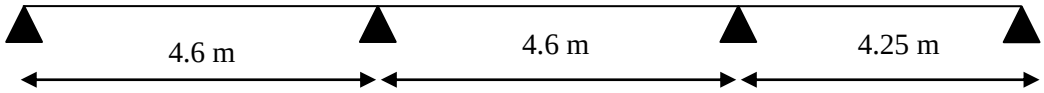


Tableau III-8 : les efforts internes de la poutrelle à trois travées

	etat	ELU					ELS			
	M_0	M_t	M_e	M_w	T_e	T_w	M_0	M_t	M_e	M_w
AB	17.89	12.52	8.94	3.57	16.73	14.39	13.066	9.14	2.61	6.53
BC	17.89	9.84	8.94	8.94	15.56	15.56	13.066	7.18	6.53	6.53
CD	15.27	10.69	3.05	7.63	13.3	15.45	11.153	7.80	5.57	2.53

d- Poutrelles à 4 travées :

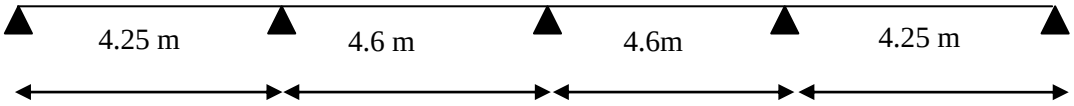


Tableau III-9 : les efforts internes de la poutrelle à quatre travées

	etat	ELU					ELS			
	M_0	M_t	M_e	M_w	T_e	T_w	M_0	M_t	M_e	M_w
AB	15.28	10.69	7.63	3.05	15.45	13.3	11.15	7.80	5.57	2.23
BC	17.89	10.73	7.15	8.94	15.17	15.95	13.06	7.83	5.22	6.53
CD	17.89	10.73	8.94	7.15	15.95	15.17	13.06	7.83	6.53	5.22
DE	15.28	10.69	3.05	7.63	13.30	15.45	11.15	7.8	2.23	5.57

Récapitulations *:*

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont

Tableau III-10 : Récapitulations des efforts internes

	ELU			ELS	
	M_a	M_t	T	M_a	M_t
Sollicitation	10.73	12.99	17.12	7.83	9.45
Référence	2 travées	1 travée	2 travées	2 travées	1travée

3. Calcul de ferraillage :

1- **Armatures longitudinales** :

Le ferraillage des poutrelles est calculé en flexion simple :

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

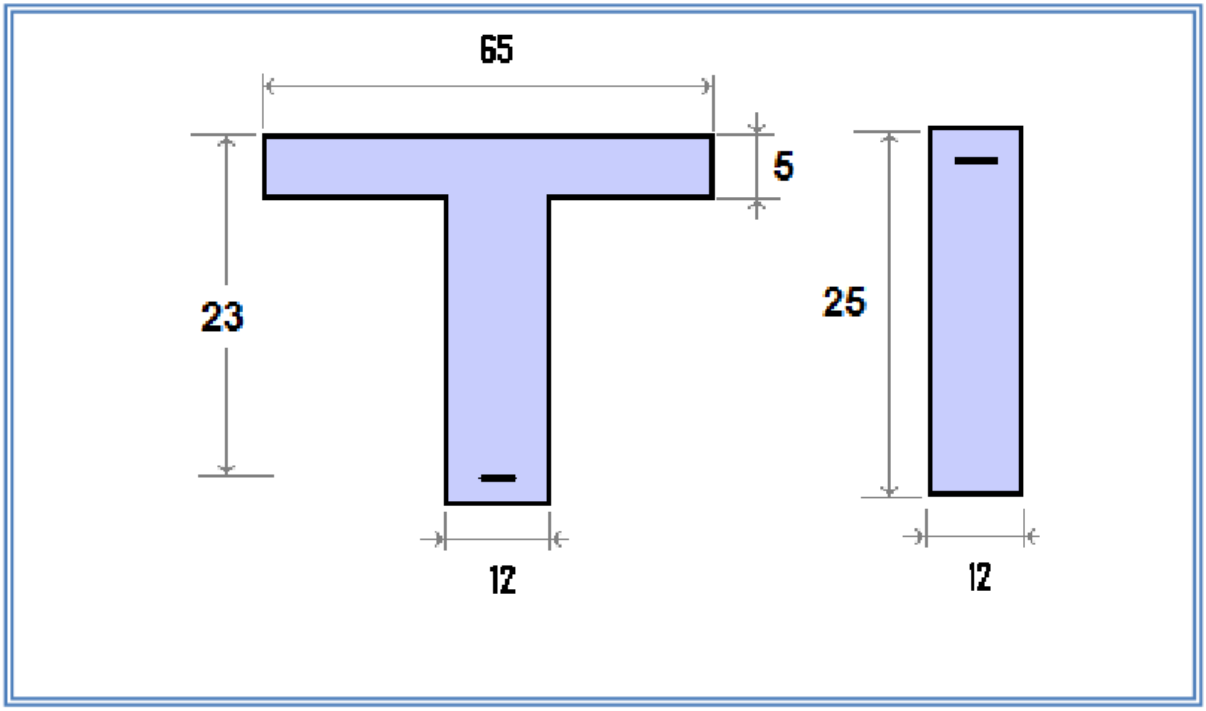


Figure III .6 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages en travée (gauche) ; en appui (droite)

- La Fissuration est peu nuisible, la situation est durable

Tableau III-11 : calcul des armatures

		En travée section T	**Aux appuis section rectangulaire**
ELU	M_U	12.99	10.73
	M_0	$M_0=b \times h_0\sigma_{adm} \times(d-(h_0/2)) =59.07$ $M_0>M_u \Rightarrow$section rectangulaire (b*h)= (65*20)	section rectangulaire (b x h)= (12*20)
	μ	0.043	0.194
	μ_l	**0.392**	
	$\mu < \mu_l$	oui	Oui
	β	0.979	0.891
	A ’ (cm^2)	0	0
	A (cm^2)	2.10	1.91
	A_{min} (cm^2)	1.3	0.24
	Le choix	**3HA10 =2.35 cm^2**	**2HA14= 3.08 cm^2**
Vérification à l’ELS	M_{ser} (KN.m)	9.45	7.83
	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	15	
	Y_1(cm)	3.909	7.52
	$I_G(cm^4)$	8293.27	5572.56
	K (KN/cm^3)	0.114	0.140
	σ_b (MPa)	4.45	10.56
	$\sigma_b \leq \sigma_b$	**Oui**	**oui**

Après avoir fait le calcul nécessaire en flexion simple les résultats sont :

En travée A_t = **3HA10= 2.35 cm²**

En appuis A_t =2**HA14 = 3.08 cm²**

- **Vérification au cisaillement :**

$\tau_u = \frac{T}{b\ x\ d} = \frac{17.12\ x\ 10^3}{120x\ 180} = 0.792$ MPa

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

$\rightarrow \overline{\tau_u} < \tau_u$ ……..CV

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

$V_u \leq 0.4 \frac{a x\ b_0\ x\ f_{c28}}{1.5}$

a= Min [b-c -2 ; 0.9d]= 16.2 cm

$17.12 \leq 0.4 \frac{162*120*25}{1.5}$ = 129.6 KN……..CV

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

$\sigma_m = \frac{2V_u}{a\ x\ b_0} \leq 1.3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

AN : $\frac{2\ x\ 17.12\ x\ 10^3}{162\ x\ 120}$ 1.76 MPa ≤ $1.3\ x\ \frac{25}{1.5}$= 21.66……..CV

$A \geq \frac{\gamma_s\ x\ V_u}{f_e} \Rightarrow 2.35 cm^2 \geq \frac{1.15\ x\ 17.12\ x\ 10^3}{235} = 0.83\ cm^2$ ……..CV

2- Armatures transversales :

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

- **L'espacement :**

$S_t \leq$ Min [0.9d ; 40cm]= 16.2 cm

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

Diamètre des armatures transversales :

On a : $\phi \leq$ Min[$\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l$] $\Rightarrow \phi \leq$ [5.71 ; 12 ;10]

On adopte ϕ_t= **6 mm**

$a_t = \frac{\pi \phi_t^2}{4}$ = 0.2826 cm² $\Rightarrow n_t$= 2

$A_t = a_t$ x n_t= 0.2826* 2= 0.56 cm² **A_T= 2T6**

- **section minimales d'armatures transversales** :

On doit vérifier les deux relations suivantes :

$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28}.K)}{0.9 f_e\ (\cos\alpha + \sin\alpha)}$ / Avec K=1 (flexion simple) ; α=90°

AN :

$\frac{0.39*10^2}{120*150}$= 0.0021 ≥ $\frac{1.15*(0.792-0.3*2.1*1)}{0.9*400*(0+1)}$)= 0.00051 ……..**CV**

$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq$ 0.4 MPa $\Rightarrow \frac{56*400}{120*150}$ =1.24MPa ≥ 0.4 MPa ……**CV**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton *:***

On doit vérifier que $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b_0 * d} = \frac{17.2*10^3}{120*180} = 0.796$ MPa

Fissuration peu nuisible :

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

Donc $\tau_u < \overline{\tau u} \Rightarrow$ la section du béton existant peu équilibré l'effort tranchant

- **Vérification préliminaire de la flèche :**

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$ ……0.0434≥ 0.0444 CNV

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$ ……0.0434≥0.056 CNV

$\frac{A}{b_0 x d} \leq \frac{3.6}{f_e}$ ……0.0108≥ 0.009 CNV

Les conditions ne sont pas vérifiées ce qui nous oblige à calculer la flèche

- **Calcul de la flèche *:***

Le calcul se fera suivant les formules du règlement (CBA93) [annexe D]

M_{ser}=9.45 KN.m A = 2.35 cm² $\overline{f} = \frac{L}{500} = 9.2$ mm

$\rho_1 = \frac{100A}{b\ x\ d} = 1.088 \Rightarrow \beta = 0.856$

$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta d A} = 260.98$ MPa

$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75\ x\ 2.1}{4\ x\ 0.0108\ x\ 260.98 + 2.1} = 0.725$

$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = 3.81$

$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1.52$

Détermination de l'axe neutre :

$y_g = \frac{h_0 \frac{bh_0}{2} + b_0(h-h_0)\left(\frac{(h-h_0)}{2}\right) + h_0) + 15Ad}{h_0 b + b_0(h-h_0) + 15A} = 7.09$ cm

Moment d'inertie de la section totale :

$I = \frac{b_0}{3}[y^3 + (h-y)^3] + \frac{(b-b_0)h^3{}_0}{12} + h_0(b-b_0)(y-\frac{h_0}{2})^2 + 15A(y-d)^2$

$= \frac{12}{3}[7.09^3 + (20-7.09)^3] + \frac{(65-12)\ x\ 4^3}{12} + 4\ x\ (65-12)(7.09-\frac{4}{2})^2 + 15\ x\ 2.35(7.09-18)^2$

$= 20003.268\ cm^4$

$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1+\lambda_i \mu} = 5848.52\ cm^4$

$I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1+\lambda_v \mu} = 10467.93\ cm^4$

$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} = 10.62$ mm

$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = 17.39$ mm

$\Delta f_t = f_v - f_i = 17.39 - 10.62 = 6.77$mm

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{ultime}$

Avec $f_{ultime} = \frac{L}{500} = \frac{4600}{500} = 9.2$ mm

Donc : $\Delta f_t \leq f_{ultime}$

Tableau III-12 : calcul de la flèche

M(KN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	ß$_1$	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
9,45	2,35	7,09799897	0,01088	0,856	260,9863	0,726931	3,7789024	1.17
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f < f_{adm}$
20003,234	5872,314	10483,8765	4,6	10,587	17,7899	7,203106	9,2	**cv**

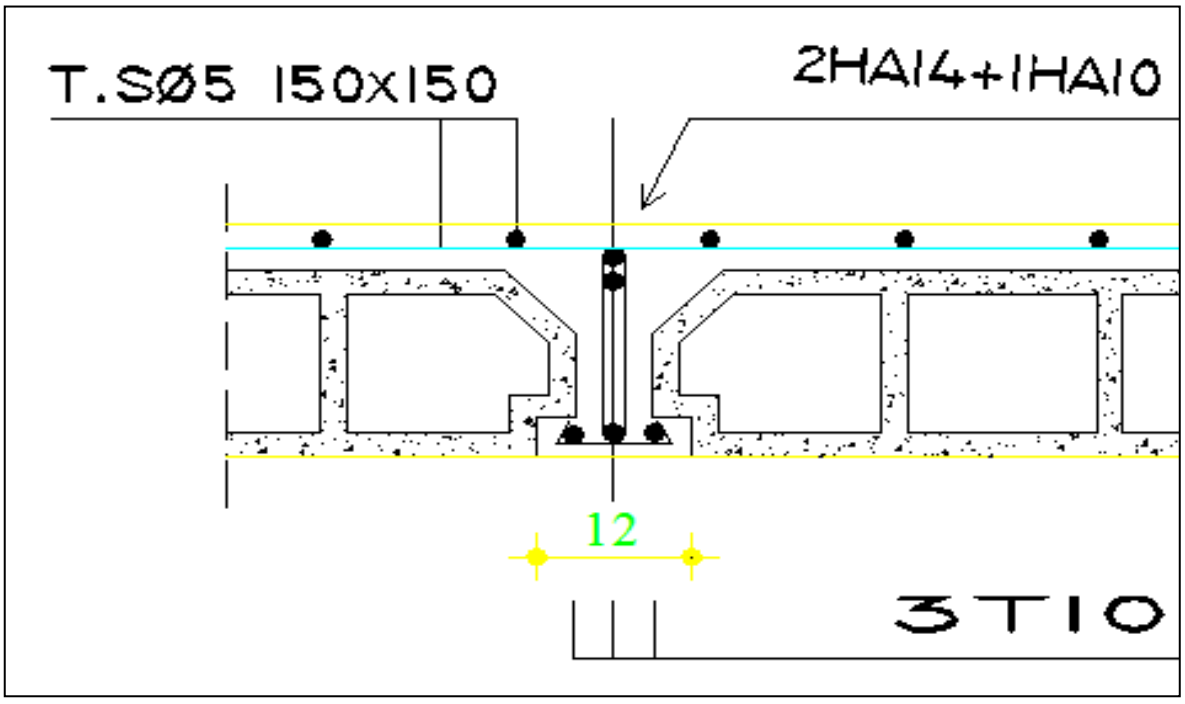


Figure III .7 : ferraillage des poutrelles

III.4.*Escalier :*

III.4.1.*Introduction* :

Un escalier est une suite de plan horizontaux disposés en gradins , afin de permettre aux usagers des bâtiment de se déplacer a pied d'un niveau a une autre ,il sert a monter et descendre .la monter et la descendre doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger

Terminologie : un escalier se compose d'un :

La volée : c'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égale et située entre deux paliers successifs. Une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.

Le palier : c'est la partie horizontales d'un escalier arrêtant la suite des marches au droite d'un étages, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arriver ou palier intermédiaire).

La paillasse : c'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée

Le jour : c'est la largeur en plans du vide entre deux volées parallèles

La marche : est le plan horizontales sur lequel se pose le pied.

La contre, marche : c'est la partie verticale prenant place entre deux marches

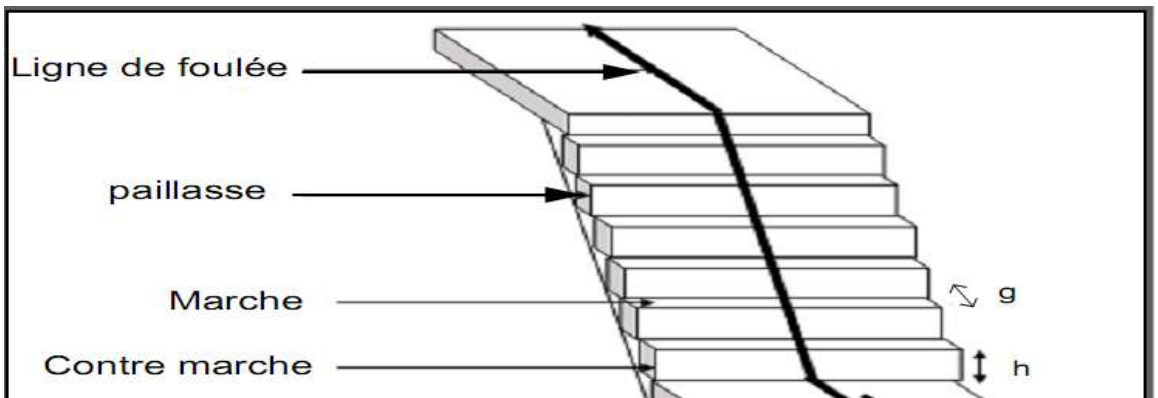
L'emmarchement : c'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de le destination de l'escalier

Le collet : c'est le nom donner au bord limitant l'escalier du coté jour.

La ligne de foulée : est une ligne conventionnelle qui passe par la nez de marche.

Nez de marche : est l'arrêt qui limite l'avant du plan d'une marche

Le giron : la distance horizontale entre deux nez de marche successifs ou entre deux contre marche successifs.



III.4.2.Dimensionnement :

a- Pour étage courant

On a un seul type d'escalier droit à 3volées avec 2 paliers intermidiares. La shéma statique de se type et comme suit :

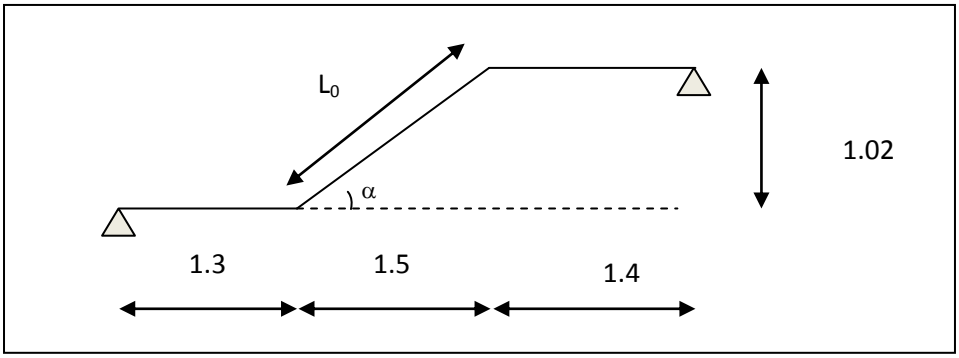


Figure III .9 : dimensionnement d'escalier pour étage courant

- L'angle d'inclinaison :

$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.02}{1.5} = 0.68 \rightarrow \alpha = 38°$

- Longueur de la paillasse :

$L_0 = \frac{H}{sin\alpha} = 1.81$ m

- Détermination de n, g, h :

On a : H= 1.02m ; L=1.5m

D'après la formule de BLONDEL : $60 \leq g+2h \leq 64$

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

Avec : n= nombre de contre marches

n-1= nombre de marches

On prend : g+2h= 64cm

Alors $60 \leq \frac{l}{n-1} + \frac{2H}{n} \leq 64$

Après la démonstration on obtient l'équation :

$-64n^2 + 418n - 204 = 0$

Equation 2ème degré la solution est étale : n= 6

Alors : Nombre de contre marche : n=6

Nombre de marche : n-1= 5

Dou **h**=H/n ⇒102/6 = **17 cm**

G= L/n-1 ⇒ 150/5= **30cm**

- Vérification

G+2*h= 30+2*17= 64

60cm≤**64**≤64 ……CV

- L'épaisseur de la paillasse

$\frac{L_{tot}}{35} \leq e_p \leq \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow \frac{4.51}{35} \leq e_p \leq \frac{4.51}{30} = 0.13 \leq e_p \leq 0.151$

Don on adopte : ***e_p= 15 cm***

b- Pour RDC

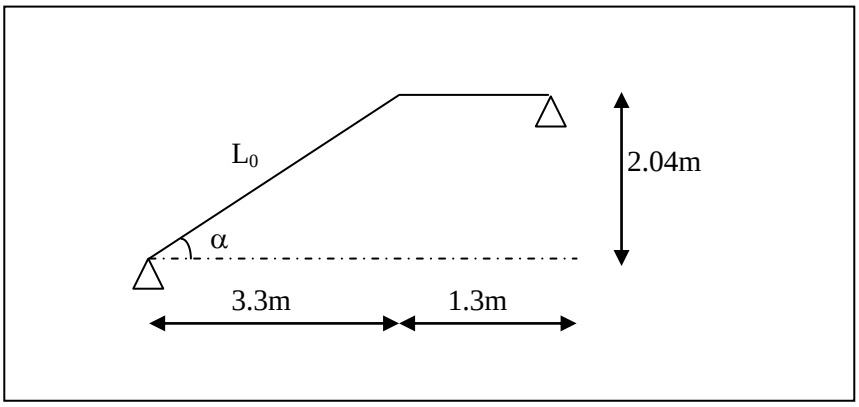


Figure III .10 : dimensionnement d'escalier pour RDC

- L'angle d'inclinaison :

tgα= $\frac{H}{L}$= $\frac{2.04}{330}$= 0.61 $\rightarrow$ α = 31.72°

- Longueur de la paillasse :

L_0= $\frac{H}{sin\alpha}$= 3.87 m

- Détermination de n, g, h :

On a : H= 2.04m ; L=3.3m

D'après la formule de BLONDEL : 60≤g+2h≤64

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

Avec : n= nombre de contre marches

n-1= nombre de marches

On prend : g+2h= 64cm

Alors 60 ≤ $\frac{l}{n-1}$+ $\frac{2H}{n}$≤ 64

Après la démonstration on obtient l'équation :

-64n² - 802n - 408 =0

Equation 2ème degré la solution est étale : n= 12

Alors :

Nombre de contre marche : n=12

Nombre de marche : n-1= 11

Dou **h**=H/n ⇒204/12 = **17 cm**

G= L/n-1 ⇒ 330/11= **30cm**

- Vérification

G+2*h= 30+2*17= 64

60cm≤**64**≤64 ……CV

- L'épaisseur de la paillasse

$\frac{L_{tot}}{35}$ ≤ e_p≤$\frac{L_{tot}}{30}$ ⇒ $\frac{5.17}{35}$ ≤ e_p≤$\frac{5.17}{30}$ = 0.147≤ e_p≤0.17

Don on adopte : ***e_p= 15 cm***

III.4.3.Evaluation des charges et surcharges

1- Charges permanentes

a- paillasse :

Tableau III-13 : charges permanentes de paillasse

	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Poids propre de paillasse	$\frac{e}{\cos\alpha}$= 0.1814	25	4.53
2	Poids propre de la marche	h/2 = 0.085	25	2.125
3	Carrelage	0.02	22	0.44
4	Lit de sable	0.03	18	0.54
5	Mortier de pose	0.02	20	0.4
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
G				8.395

b- palier de repos :

Tableau III-14 : charges permanentes du palier de repos

	Composants	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Poids propre de palier	0.15	25	3.75
2	Carrelage	0.02	22	0.44
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Mortier de pose	0.02	20	0.4

5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
	G			5.49

2- **charges d'exploitation** :

Q= 2.5 (KN/m²) { Pour les Paliers ; Pour les Paillasses

III.4.4.Détermination des sollicitations :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-15: combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99
Paillasse	8.395	2.5	15.08	10.895

- A l'ELU :

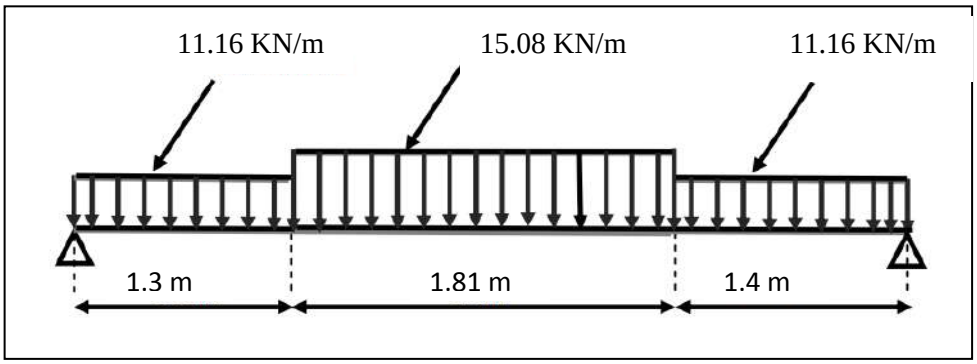


Figure III .11: schéma statique à l'ELU

- à l'ELS :

7.99 KN/m 10.895 KN/m 7.99 KN/m

1.3m 1.81m 1.4m

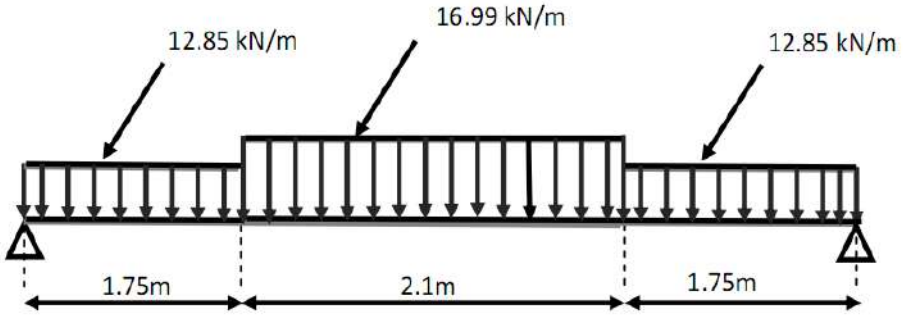


Figure III .12: schéma statique à l'ELS

1. Détermination des efforts *:*

Pour une bonde de 1m on a :

$\Sigma F=0$

$R_a + R_b = (11.16*1.3) + (15.08* 1.81) + (11.16*1.4) = 57.42$ KN

$\Sigma M/_a = 0$

$\Sigma M/_b = 0$

Après calcul on a :

ELU $\begin{cases} R_a = 28.797 \text{ KN} \\ R_b = 28.639 \text{ KN} \end{cases}$

ELS $\begin{cases} R_a = 20.704 \text{ KN} \\ R_b = 20.588 \text{ KN} \end{cases}$

2. Récapitulation :

Tableau III-16: récapitulation des efforts de l'escalier

		Moment en travée (KN.m)	Moment à l'appui (KN.m)	L'effort tranchant max (KN)
Etage courant	E.L.U	29.30	17.23	28.797
	E.L.S	21,049	12,38	
RDC	E.L.U	18.72	11.01	38.35
	E.L.S	12.74	7.49	

III.4.5.Ferraillage des escaliers

Tableau III-17: ferraillage des escaliers

	M_u	h	d	c	μ	β	A	$A_{choisie}$

	(KN.m)	(cm)	(cm)	(cm)			(cm²)	(cm²)
travée	29.3	15	13	2	0.122	0.935	6.92	5HA14=7.69
appuis	17.23				0.072	0.963	3.95	4HA12=4.52

a*- Condition de non fragilité *:

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

En travée : A= 7.69 cm² > 1.5 cm² ……..CV

Au appui : A= 4.52 cm² > 1.5cm²……. CV

b- Armatures de répartition

En travée : $\frac{A}{4}$ =1.92 cm² on adopte 4ϕ8 = 2.01 cm²

En appui $\frac{A}{4}$ =1.13 cm² on adopte 3ϕ8 = 1.50 cm²

c- Vérification de l'espacement :

Tableau III-18 : vérification de l'espacement

	Armatures longitudinales	Armatures de répartition
En travée	S_t= 20cm ≤Min[3h=45cm ;33cm]	S_t= 25cm ≤Min[4h=60cm ;45cm]
En appui	S_t= 25cm ≤Min[3h=45cm ;33cm]	S_t= 33cm ≤Min[4h=60cm ;45cm]

d- Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0\ d} = \frac{28.797*10^3}{1000*130}$ = 0.221 KN

On a une vérification peu nuisible :

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

τ_u= 0.221 KN ≤ $\overline{\tau_u}$ = 3.33MPa

e- La Vérification à l'état limite de service :

La fissuration set considérée comme peu nuisible, alors on doit vérifier que :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

$\overline{\sigma_b}$= 0.6x f_{c28} =15 MPa

Tableau III-19 : La Vérification à l'état limite de service

	En travée	En appui
A(cm²)	7.69	4.52
M_{ser}(KN.m)	21.049	12.38
$\overline{\sigma_b}$	15	
Y(cm)	5.324	4.224
I (cm^4)	15910.046	10344.926
σ_b	8.22	5.44
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	Oui	Oui

f- Vérification de la flèche :

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow \frac{15}{420}$= 0.0357$\geq \frac{21.049}{20\ x\ 24.76}$= 0.0425……CNV

$\frac{A}{db_0} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.69}{100\ x\ 13}$= 0.00591$\leq \frac{2}{400}$= 0.00500….....CNV

Donc la vérification de la flèche est nécessaire

g- Evaluation de la flèche : (CBA93 annexe D)

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$: $\overline{f}$ $\begin{cases} \frac{L}{500} \text{ .....si L} \leq 5 \text{ m} \\ 0.5 + \frac{L}{500} \text{ .....si L} \geq 5\text{m} \end{cases}$

Tableau III-20 : calcul de la flèche

M_{ser} (KN.m)	A (cm²)	Y (cm)	ρ(%)	β	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
21.049	7.69	8.14	0.592	0.886	237.64	0.524	3.55	1.42
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv}(cm^4)	L(m)	f_i(mm)	F_v(mm)	Δf(mm)	F_{adm}(mm)	$\Delta f < F_{adm}$

34383.34	13220.73	21682.84	4.2	8.73	15.97	7.24	8.4	CV

III.4.6.Calcul de la console sous paillasse

1. Pré dimensionnement

On adopte (b x h)= (30x30) cm²

III.3.13.2- Vérification vis-à-vis du RPA (99) (art 7.5 .1) :

b=30cm >20cm……CV

h=30cm >30cm……CV

h / b = 1<4…….CV

b_{max}= 30cm < 1.5 h + b_1= 75cm……..CV

III.4.6.1 Déterminations des sollicitations :

a- **Charge sollicitant la console** :

- Réaction d'appuis :
- ELU : R_u = 28.80 KN,
- ELS : R_{ser} = 20.70 KN

⇒ P_u =28.80/1.25 = 23.04kN/ml

⇒P_{ser}=20.70/1.25 = 16.56kN/ml

Poids propre de la poutre console : 0.3x0.3x25 = 2.25kN/ml

Poids propre des doubles cloisons : 1.59 x 2.52 = 4.007 KN/m

b- **Calculus des efforts:**

1. E.L.U :

P_u= (1.25 x (2.25+4.007)) + 23.04 = 30.86 KN/m

$M_u=\frac{P_u.l^2}{2}=\frac{30.86x(1.25)^2}{2}$ =24.11 KN.m

2. E.L.S:

P_{ser} = (1.25x (2.25+4.007))+ 16.56 = 24.38 KN/m

$M_{ser}=\frac{P_u.l^2}{2}=\frac{24.38x(1.25)^2}{2}$ = 19.04 KN.m

III.4.6.2.Ferraillage de la poutre console :

1- Armatures longitudinales

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'ELU.

Béton : $f_{c\,28}$ = 25 MPa ; γb = 1.5 ; σ_{bc} = 14.2 MPa ; f_{t28} = 2.1 MPa

h = 30 cm; b = 30 cm; d = 28 cm.

Acier: FeE = 400 MPa; γ_s = 1.15; σ_s = 348 MPa.

Tableau III-21 : calcul des armatures longitudinales

M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{adopte} (cm²)
30.86	0.092	0.952	3.32	0	0.9	3HA12=3.39

a. Vérifications à l'ELS

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

Tableau III-22 : vérification à l'ELS

M_{ser} (KN.m)	A_u (cm²)	Y_1 (cm)	I_G (cm^4)	K (N/mm^3)	σ_b (Mpa)	$[\sigma_b]$ (Mpa)	observation
19.04	3.39	8.19	25448.90	0.07493	6.14	15	CV

Donc on adopte les sections calculées à L'ELU

b. Vérification Vis-à-vis du RPA 99 Version 2003

A_{min} = 0,5% b.h = 4.5 cm2

A_{max} = 4% b.h = 36 cm² (zone courante)

A_{max} = 6% b.h = 54 cm2 (zone de recouvrement)

Alors : A_{min} = 4.5cm2 ≤ A = 3.39 cm2 ≤ A_{max} = 54 cm2 (CNV)

Donc On prendre **A= 4T14=6.15 cm²**

c. Vérification de l'effort tranchant :

T_u = 28.8+ 1.35 ((2.25+4.007) x 1.25) ⇒T_u = 39.36 KN**.**

$\boldsymbol{\tau_u}=\frac{T_u}{b_0 d}$ = 0.46 MPa

$\overline{\tau_u}$ = Min [0.2$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5 MPa]= 3.33MPa ⇒ $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ CV

d. Vérification de compression dans la bielle de béton

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

a= Min [b-c-2 ; 0.9d] =26 cm

V_u = 39.36 KN < 582.4 KN CV

e. **Vérification au voisinage de l'appui**

V_u-M_u /0.9xd = -83.10 ≤ 0

Donc pas de vérification a faire, la section existante peut équilibré l'effort tranchant.

2- **Les armatures transversales *:***

$\varphi_t \leq$ Min [$\frac{h}{35}$; φ_l; $\frac{b}{10}$]= 8.57mm

On prendre φ_t= 8 mm

$a_t = \frac{\pi \varphi_{t^2}}{4}$= 0.502 cm² on prendre n_t=2

A_t= a_t x n_t =1.0053 cm²

a. **Calcul de l'espacement :**

$S_t \leq \frac{0.9\ x\ A_t.f_e/\gamma_s}{b_0(\tau_u - 0.3 f_{t28})}$ **= 7.2 cm**

$S_t \leq$ Min [0.9d=25.5; 40 cm] =25.2 cm

Donc on adopte ***S_t = 10 cm***

b. **Vérification de la section minimale :**

$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} = 1.04\ MPa \geq 0.4$ MPa ……..CV

$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28} x\ K}{0.9\ x\ f_e/\gamma_s(cos\alpha + sin\alpha)}$ = 0.00446≥ -0.53……...CV

Zone nodal: $S_t \leq$ Min $[\frac{h}{4} ; 12\varphi_l] \Rightarrow S_t$= 7.5 cm

Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$ = 15 $\Rightarrow S_t$= 10 cm

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

$\sigma_b=\frac{2.V_a}{a.b}$ =1.04 Mpa $\leq\sigma_b=\frac{0.8\ f_{c28}}{\gamma_b}$=13.33 Mpa……..CV

Donc la contrainte dans la bielle est vérifiée

A_t=1.005 cm²$\geq\frac{\gamma_s\ V_a}{f_e}$ = 0.0113……CV

Donc, la section droite transversale peut équilibrer l'effort tranchant.

d. **Vérification de la flèche :**

$\frac{h}{l}=\frac{30}{125}$=0.24$\geq\frac{1}{16}$=0.062……..CV

$\frac{A}{bd}$=4.03x$10^{-3}\leq\frac{4.2}{f_e}$=10.5x$10^{-3}$ ……CV

Il ne faut pas calculer la flèche

III.5.Calcul des dalles pleines :

Les dalles sont des éléments plans de faible épaisseur par rapport aux autre dimensions, chargées perpendiculairement à leur noyau, reposant sur deux , trois ou quatre appuis.

Dans notre structure, il existe 2 types de dalles.

III.5.1.Hypothèse de calcul :

Premièrement et avant tout, il faut prévoir dans le cas de rupture, les déférentes fissures au niveau de la dalle tant que sur la face inférieur que la face supérieure.

Les prévisions des fissures seront en fonction de type de charges (répartie ou concentré) et du type d'appuis (encastrement, appuis simple ou coté libre)

Les hypothèses de calcul sont :

a- La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.
b- Les lignes de ruptures sont des lignes droite et se termine toujours sur le porteur de la dalle
c- Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotations de ces régions
d- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support

e- La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide

f- Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de ruptures positives est sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de ruptures qui sont causées par les moments de flexion négatives appelées lignes de ruptures négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

g- Conventionnellement on désignera :

- Un coté libre par un trait sans hachures
- Un appui simple par une hachure
- Un encastrement par une double hachure.

III.5.2.Principe de calcul :

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

Travail externe :

Le travail externe est égal au produit de la force concentrée par son déplacement :

$T_{ext} = P.f$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

T_{ext}= charge répartie x surface x déplacement du centre de gravité de la surface

$T_{ext} = q.S.f$

Travail interne :

Le travail interne est égal au produit des moments par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe

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

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

III.5.3.Evaluation des charges :

Tableau III-23 : évaluation des charges

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
Terrasse	7.55	1	11.69	8.55
Etage courant	6.95	1.5	11.63	8.45

On choisit la sollicitation la plus défavorable

III.5.4.Calcul du 1er type de dalle pleine : (dalle reposant sur 3 appuis)

A. Détermination des moments :

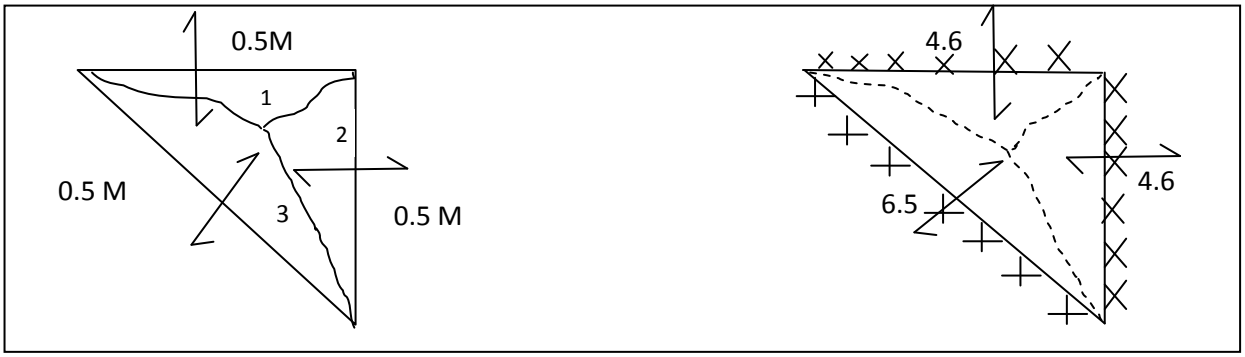


Figure III .13: représentation des lignes de rupture

1- Calcul du travail externe :

$T_{ext}^{1}=q.S^{1}.f^{1}_{cdg}= q[\frac{L_x.}{2} * y] \frac{f}{3}$

$T_{ext}^{2}=q.S^{2}.f^{2}_{cdg}= q[\frac{L_y.}{2} * x] \frac{f}{3}$

$T_{ext}^{3}=q.S^{3}.f^{3}_{cdg}= q[\left(\frac{L_x.L_y}{2}\right) - (\frac{L_x.y}{2} + \frac{L_y.x}{2})] \frac{f}{3}$

$$T_{ext}= T_{ext}^{1} +T_{ext}^{2} +T_{ext}^{3} \Rightarrow = q\frac{f}{3} [\frac{L_x.y}{2} + \frac{L_y.x}{2} + \frac{L_x.L_y}{2} - \frac{L_x.y}{2} - \frac{L_y.x}{2}]$$

$$T_{ext} = q\frac{f}{3} \frac{L_x.L_y}{2} = 3.53\, qf$$

2- Calcul du travail interne ***:***

$T_{int}= T^{1}_{int}+ T^{2}_{int} + T^{3}_{int}$

$T^{1}_{in}= 0.5M.\ L_x.\theta_y+ M.L_x.\ \theta_y = 1.5\ M\ L_x.\frac{f}{y}$

$T^{2}_{int}= 1.5\ M\ L_x.\frac{f}{y}$

$T^{3}_{int}= M.L_x.\ \theta_y+ M.L_y.\ \theta_x+ 0.5.M.L_y.\ \theta_x+0.5.\ M.L_x.\ \theta_y= 13.8M.\frac{f}{4.6-2y}$

$$T_{int}=2(6.9M.\frac{f}{y}) + 13.8\ .M.\frac{f}{4.6-2y}$$

3- Principe du travail virtuel

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$q = \frac{\left(\frac{13.8}{y} + \frac{13.8}{4.6-2y}\right)}{3.53} M$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow -27.6y^2 + 253.92y - 292.008 = 0 \Rightarrow y = 1.347m$$

On remplace " y " on trouve :

M=0.202 q

M_t=0.202q =0202 x 11.69 = 2.362 KN.m

M_a=0.5 M =0.5 x 2.362 =1.181 KN.m

On a: $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.6}{4.6} = 1$ donc la dalle travaille suivant les deux directions.

B. **Calcul du ferraillage :**

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

Tableau III-24 : les données de calcul

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

On a ;

$\phi_{tx}, \Phi_{ty}, \Phi_{ax}, \Phi ay \leq \frac{h}{10}$ = 15mm

On prend Φ_{tx}= Φ_{ty}=**10 mm**

Hauteur utile : d_x= h-c =h-e-$\frac{\phi_x}{2}$=15-1.5-$\frac{1}{2}$=**13cm**

d_y= d_x-($\frac{\phi_x+\phi_y}{2}$)=13- 1 = **12 cm**

Tel que : $\mu = \frac{M_u}{\sigma_{b.b.d^2}}$ $A=\frac{M_u}{\sigma_{s.\beta.d}}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant :

Tableau III-25 : ferraillage des dalles pleines

	Sens	**M_u** (KN.m)	μ	β	A_{cal}(cm²)	$A_{min(cm^2)}$	A_{adopt} (cm²)	St (cm)
travée	X	2.362	0.0098	0.995	0.52	1.5	4HA10=3.14	$\frac{100}{4} = 25$
	Y	2.362	0.011	0.995	0.56		4HA10=3.14	$\frac{100}{4} = 25$

appuis	X	1.181	0.0049	0.997	0.26	1.5	4HA10=3.14	$\frac{100}{4}=25$
	Y	1.181	0.0057	0.997	0.28		4HA10=3.14	$\frac{100}{4}=25$

1- Condition de non fragilité : $A_{min}=\frac{B}{1000}=\frac{15\times100}{1000}=1.5\,cm^2$

Donc on adopte les sections : $\begin{cases}A_x=4\varphi10=3.14\,cm^2\\A_y=4\varphi10=3.14\,cm^2\end{cases}$

2- Condition d'espacement :

$$S_t=b/4=25\,cm\le\overline{S_t}=Min[3h=45\,cm,33\,cm]=33\,cm$$

3- Vérification de l'effort tranchant :

Pour que les longueurs L_x et L_y sont égaux on a :

$$V_{ux}=V_{uy}=\frac{p.l_x.l_y}{2l_y+l_x}=\frac{p.l_x.l_y}{3l_y}=\frac{4.6x\ 11.69}{3}=17.92\ KN$$

❖ **Suivant Lx:**

$$\tau_u=\frac{V_u}{b_0.d_x}\le\overline{\tau_u}=\frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u=\frac{17.92\ x\ 10^3}{1000\ x\ 130}=0.137MPa\le\overline{\tau_u}=\frac{0.07\ x\ 25}{1.5}=1.16Mpa\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

❖ **Suivant Ly:**

$$\tau_u=\frac{V_u}{b_0.d_x}\le\overline{\tau_u}=\frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u=\frac{17.92\ x\ 10^3}{1000\ x\ 120}=0.149MPa\le\overline{\tau_u}=\frac{0.07\ x\ 25}{1.5}=1.16Mpa\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4- Vérification à l'E.L.S :

M_{tser} = 1.73 KN.m

M_{aser} =0.865 KN.m

La fissuration est considéré peu nuisible donc vérifier que:

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 0.6\ f_{c28} = 15MPa$

Tableau III-26 : vérification à l'ELS

	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	vérification

Suivant $\mathbf{L_x}$	1.73	3.14	3.06	5608.7	0.94	15	oui
Suivant L_y	1.73	3.14	2.92	4713.12	1.07	15	Oui

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

5- Vérification de la flèche :

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

❖ **Suivant Lx:**

- $\frac{h}{L_x} = \frac{0.15}{4.6}$=0.0326≥$\frac{1}{16}$ = 0.0625 …….cnv
- $\frac{h}{L_x} = \frac{0.15}{4.6}$=0.0326≥$\frac{1M_t}{20M_a}$ =$\frac{2.362}{20\ x\ 1.181}$ 0.1 …….cnv
- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{3.14}{100\ x\ 13}$ = 0.0024 ≤ $\frac{2}{f_e}$ =0.005 ……..cv

❖ **Suivant Ly:**

- $\frac{h}{L_x} = \frac{0.15}{4.6}$=0.0326≥$\frac{1}{16}$ = 0.0625 ……cnv
- $\frac{h}{L_x} = \frac{0.15}{4.6}$=0.0326≥$\frac{1M_t}{20M_a}$ =$\frac{2.362}{20\ x\ 1.181}$ 0.1 ……cnv
- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{3.14}{100\ x\ 12}$ = 0.0024 ≤ $\frac{2}{f_e}$ =0.005 ……cv

Suivant les deux sens, les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc il faut passer au calcul détaillé de la flèche.

6- Calcul de la flèche :

❖ **Suivant Lx:**

A = 3.14 cm²; M_{ser} = 1.73 KN.m; y = 3.06 cm; I = 5608.7 cm^4.

σ_s=15$\frac{M_{ser}}{I}$(d-y) = 15$\frac{1.73x\ 10^6}{5608.7x\ 10^4}$(130-30.6) =3.06MPa

L=4.6m <5 m ⇒F_{adm}= $\frac{L}{500}$= 9.2 mm

Tableau III-27: Calcul de la flèche de la dalle triangulaire suivant Lx.

A (cm^2)	M (KN.m)	P	σ_s (MPa)	μ	y (cm)	I (cm^4)
3.14	1.73	0.0024	3.06	0.327	3.06	5608.73

If_i (cm^4)	If_v (cm^4)	F_i (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
1604.09	2885.83	7.09	11.72	4.6324	9.2	CV

❖ **Suivant Ly:**

A = 1.50 cm²; Mser = 0.896 KN.m; y = 0.815 cm; I = 3071.38 cm^4.

$$\sigma_s = 15\frac{M_{ser}}{I}(d-y) = 15\times\frac{0.896\times10^6}{3071.38\times10^4}\times(12-8.15) = 16.8\,MPa$$

$$L = 3.6\,m < 5\,m \Rightarrow F_{adm} = \frac{L}{500} = 7.2\,mm$$

Tableau III-28 : Calcul de la flèche de la dalle triangulaire suivant Ly.

A (cm²)	M (KN.m)	P	σ_s (MPa)	μ	y (cm)	I (cm^4)
3.14	1.73	0.0026	3.33	0.360	3.05	4713.123
f_i (cm^4)	If_v (cm^4)	F_i (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
1332.978	2404.939	8.53	14.06	5.5313	9.2	CV

III.5.5.Calcul du 2éme type de dalle pleine : (dalle reposant sur 3 appuis)

A- Détermination des moments :

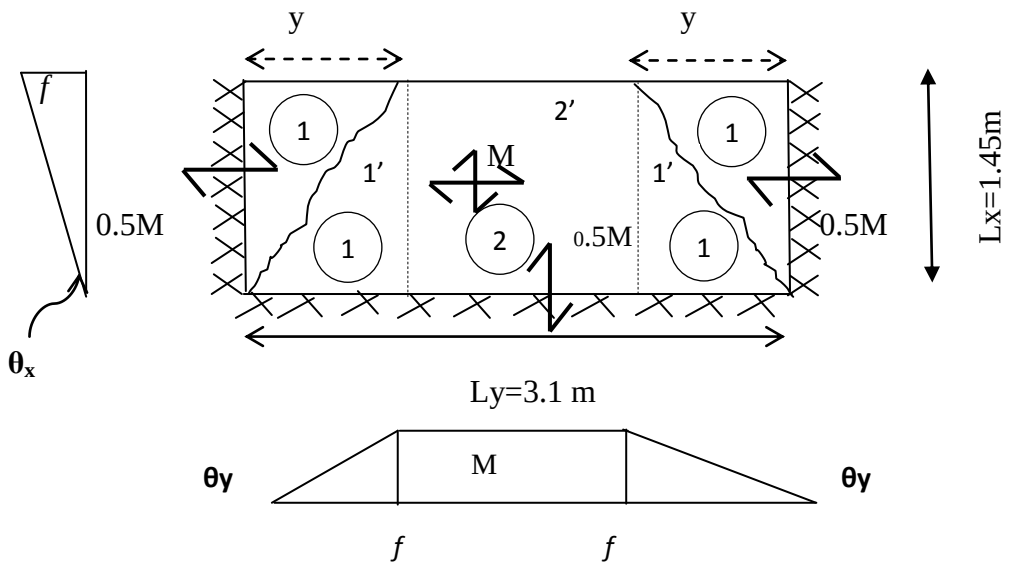


Figure III .14: représentation des lignes de rupture

1. **Travail externe :** $T_{ext} = q\,f$

$T_{ext} = \sum T_{ext\,i}$ $\quad T_{ext} = 4\,T^{1}_{ext} + T^{2}_{ext}$

$T^{1}_{ext} = q\,\frac{f}{3}\,(y\,\frac{1.45}{2})$; $\quad 4T^{1}_{ext} = 0.97q\,f\,y$

$T^{2}_{ext} = q\,\frac{f}{2}\,(3.1 - 2y)\,(1.45)$; $\quad T^{2}_{ext} = q\,\frac{f}{2}\,(2.25 - 1.45y)$

$$\mathbf{T_{ext} = q\,f\,(2.25 - 0.48y)}$$

2. **Travail interne :** $T_{int} = M_i\,L_i\,\theta_i$

$\theta_y = \theta_y = \frac{f}{y}$; $\quad \theta_x = \frac{f}{1.45}$

$T_{int} = \sum T_{int\,i} = 2\,T^{1'}_{int} + T^{2'}_{int}$

$T^{1'}_{int} = M\,(1.45)\,(\frac{f}{y}) + 0.5\,M\,(1.45)\,(\frac{f}{y})$; $\quad 2\,T^{1'}_{int} = \frac{4.35}{y}\,M\,f$

$T^{2'}_{int} = M\,(2y)\,(\frac{f}{1.45}) + 0.5M\,(3.1)\,\frac{f}{1.45}$; $\quad T^{2'}_{int} = Mf(1.38y+1.07)$

$$\mathbf{T_{int} = M\,f\,(\frac{4.35}{y} + 1.38y + 1.07)}$$

3. **Principe du travail virtuel :**

Travail externe = Travail interne $\quad (\sum T_{ext\,i} = \sum T_{int\,i})$

$$\mathbf{q\,f\,(2.55 - 0.48y) = M\,f\,(\frac{4.35}{y} + 1.38y + 1.07)}$$

$$\mathbf{M = q\,[\frac{2.25y - 0.48y^2}{4.35 + 1.38y^2 + 1.07y}]}$$

$q = \frac{U}{V}$ $\quad q' = 0$ $\quad U'(y).V(y) - U(y).V'(y) = 0$

$5.27\,y^2 + 4.18y - 11.09 = 0$; $\quad y = 1.11m$; $q = 3.66M$; **M=0.27q**

Tableau III-29 : Les efforts internes

E.L.U	E.L.S
$q_u = 11.69$ KN	$q_s = 8.55$ KN
$M_u = M = 0.27\,q_u$ $M = 0.27\,(11.69) = 3.16$KN.m	$M_s = M = 0.27\,q_s$ $M = 0.27\,(8.55) = 2.31$KN.m
$M_{tx} = M_{ty} = M = 3.16$ KN.m $M_{ay} = 0.5\,M = 1.58$ KN.m	$M_{tx} = M_{ty} = M = 2.31$ KN.m $M_{ay} = 0.5\,M = 1.15$ KN.m

B- Calcul du ferraillage :

1) A l'ELU :

b=100cm, h= ep= 15cm, σ_b = 14.2MPa, σ_s = 348MPa, Fe= 400MPa

Tel que : $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b b d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s .d. \beta}$

Hauteur utile : d_x= h-c =h-e-$\frac{\phi_x}{2}$=15-1.5-$\frac{1}{2}$ =**13cm**

$d_y = d_x - (\frac{\phi_x + \phi_y}{2}) = 13 - 1 =$ **12 cm**

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant :

Tableau III-30 : Résultats de ferraillage (E.L.U)

		M (KN.m)	μ	ß	μ_l	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A \geq A_{min}$	A_{fin} (cm^2)	A choisi (cm^2)
Travée	**X**	3.16	0.013	0.993	0.392	C.V	0	0.7	1.5	C.N.V	1.5	**4HA10 = 3.14**
	Y		0.015	0.992		C.V	0	0.76	1.5	C.N.V	1.5	**4HA10 = 3.14**
Appui	**X**	1.58	0.007	0.997	0.392	C.V	0	0.35	1.5	C.N.V	1.5	**4HA10 = 3.14**
	Y		0.008	0.996		C.V	0	0.38	1.5	C.N.V	1.5	**4HA10 = 3.14**

2) Vérification de l'Espacement :

$S_t = \frac{100}{4}$ = 25cm ≤ Min (3h= 75cm; 33cm) = 33cm …….... **C.V**

$S_a = \frac{100}{4}$ = 25cm ≤ Min (4h= 100cm ; 45cm) = 33cm ……..…...…….... **C.V**

3) Vérification de l'effort tranchant :

Pour que les longueurs L_x et L_y sont égaux on a :

$V_{ux} == \frac{p.l_x.l_y}{2l_y+l_x} = = \frac{1.45x\ 3.12x\ 11.69}{2x\ 3.12+1.45} = 6.87$ KN

$V_{uy} = \frac{p.l_x.l_y}{3l_y} = 5.65$KN

❖ **Suivant Lx:**

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$

$\tau_u = \frac{6.87 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.052$MPa $\leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16$Mpa ……CV

❖ **Suivant Ly:**

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$

$\tau_u = \frac{5.65 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.1$MPa $\leq \tau_u = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16$Mpa ……CV

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

4) A L'ELS :

On considère la fissuration est non préjudiciable :

$M_{tser} = 2.31$ *KN.m*

$M_{aser} = 1.15$ *KN.m*

La fissuration est considéré peu nuisible donc vérifier que :

$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28} = 15$ MPa

Tableau III-31 : Vérification des contraintes à l'ELS.

		M (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Travée	X	2.31	3.14	0	3.05	1.26	15	C.V	61.41	201.63	C.V
	Y		3.14	0	2.92	1.43		C.V	66.73		C.V
Appui	X	1.15	3.14	0	3.05	0.63	15	C.V	30.57	201.63	C.V
	Y		3.14	0	2.92	0.71		C.V	33.22		C.V

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

5) Vérification de la flèche *:*

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

❖ ***Suivant Lx:***

- $\frac{h}{L_x} = \frac{0.15}{1.45} = 0.103 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ **……cv**
- $\frac{\mathbf{h}}{\mathbf{L_x}} = \frac{\mathbf{0.15}}{\mathbf{1.45}} = \mathbf{0.1034} \geq \frac{\mathbf{1M_t}}{\mathbf{20M_a}} = \frac{\mathbf{2.31}}{\mathbf{20 \times 1.15}} = \mathbf{0.1}$ **……cv**
- $\frac{\mathbf{A}}{\mathbf{b_0.d}} = \frac{\mathbf{3.14}}{\mathbf{100 \times 13}} = \mathbf{0.0024} \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ ……cv

❖ ***Suivant Ly:***

- $\frac{h}{L_y} = \frac{0.15}{3.1} = 0.048 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ ……cnv
- $\frac{h}{L_y} = \frac{0.15}{3.1} = 0.048 \geq \frac{1M_t}{20M_a} = \frac{2.31}{20 \times 1.15} = 0.1$ ……cnv
- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0024 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ ……..cv

6) Calcul de la flèche :

❖ **Suivant Ly *:***

A = 3.14 cm²; M_{ser} = 2.31 KN.m ; y = 7.63 cm; I = 29049.74 cm^4.

$\sigma_s = 15\frac{M_{ser}}{I}(d-y) = 15\frac{2.31x\ 10^6}{29049.74\ x\ 10^4}(120-76.3) = 5.21MPa$

$L = 3.1\ m < 5\ m \Rightarrow F_{adm} = \frac{L}{500} = 6.2\ mm$

Tableau III-32: calcul de la flèche

A (cm²)	M (KN.m)	P	σ_s (MPa)	μ	y (cm)	I (cm^4)

3.14	2.31	0.017	13.24	0.47	7.63	29049.74
If_i (cm^4)	If_v (cm^4)	F_i (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
14781.36	21816.11	0.467	0.95	0.48	6.2	CV

III.5.6.Calcul du 3éme type de dalle pleine (Dalle repose sur 2 cotée) :

A. Détermination des moments

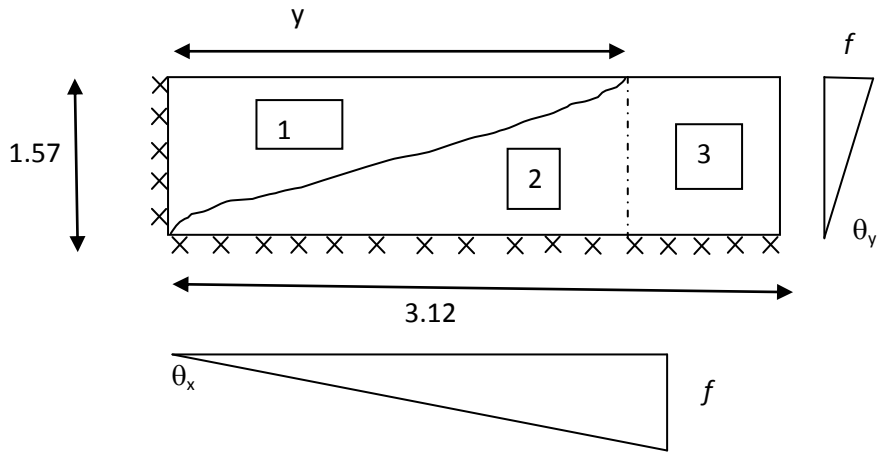


Figure III .15: représentation des lignes de rupture

1- Travail externe : $T_{ext} = q\,f$

$T_{ext} = \sum T_{ext\,i}$ $\qquad T_{ext} = 2\,T^{1}_{ext} + T^{3}_{ext}$

$T^{1}_{ext} = q\,\frac{f}{3}\,(y\,\frac{1.57}{2})$; $\qquad 2T^{1}_{ext} = 0.523q\,f\,y$

$T^{2}_{ext} = q\,\frac{f}{2}\,(3.12 - y)\,(1.57)$; $\qquad T^{2}_{ext} = q\,f\,(2.44 - 0.785y)$

$$\mathbf{T_{ext} = q\,f\,(2.44 - 0.262y)}$$

2- Travail interne : $T_{int} = M_i\,L_i\,\theta_i$

$\theta_y = \frac{f}{y}$; $\qquad \theta_x = \frac{f}{1.57}$

$T_{int} = \sum T_{int\,i} = T^{1'}_{int} + T^{2'}_{int}$

$T^{1'}_{int} = M\,(1.57)\,(\frac{f}{y}) + 0.5\,M\,(1.57)\,(\frac{f}{y})$ $\qquad T^{1'}_{int} = \frac{2.355}{y}\,M\,f$

$T^{2'}_{int} = M.y\,(\frac{f}{1.57}) + 0.5M.y\,\frac{f}{1.57}$ $\qquad T^{2'}_{int} = 0.955Mfy$

$$\mathbf{T_{int} = M\,f\,(\frac{2.355}{y} + 0.955y)}$$

3- Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne ($\sum T_{ext\ i} = \sum T_{int\ i}$)

$$\mathbf{q\ f\ (2.44 - 0.262y) = M\ f\ (\frac{2.355}{y} + 0.955y)}$$

$$\mathbf{q = M\ [\frac{2.355 + 0.955y^2}{2.44y - 0.262y^2}]}$$

$q = \frac{U}{V}$ $\quad q' = 0 \quad U'(y).V(y) - U(y).V'(y) = 0$

$2.33\ y^2 + 1.234y - 5.746 = 0$; $y = 1.32$; $q = 1.45M$; **M=0.687q**

Tableau III-33 : Les efforts internes

E.L.U	**E.L.S**
q_u = 11.69 KN	q_s = 8.55 KN
$M_u = M = 0.687\ q_u$ M= 0.687 (11.69) =**8.03**KN.m	$M_s = M = 0.687\ q_s$ M = 0.687 (8.55) = **5.87K**N.m
$M_{tx} = M_{ty} = M =$***8.03*** KN.m $M_{ay} = 0.5\ M =$ ***4.015*** KN.m	$M_{tx} = M_{ty} = M$ =5.87 KN.m $M_{ay} = 0.5\ M$ = 2.935 KN.m

B. Calcul du ferraillage :

On a $\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.57}{3.12} = 0.503 > 0.4$ donc la dalle travaille suivant deux directions

1) A l'ELU :

b=100cm, c= c'= 2.5cm, h= ep= 15cm, σ_b = 14.2MPa, σ_s = 348MPa, Fe= 400MPa

Hauteur utile : d_x= h-c =h-e-$\frac{\phi_x}{2}$=15-1.5-$\frac{1}{2}$=**13cm**

$d_y = d_x - (\frac{\phi_x + \phi_y}{2}) = 13 - 1 =$ **12 cm**

Tel que : $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b b d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s .d.\ ß}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant :

Tableau III-34: Résultats de ferraillage (E.L.U)

		M (KN.m)	μ	ß	μ_l	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A \geq A_{min}$	A_{fin} (cm^2)	A choisi (cm^2)
Travée	**X**	8.03	0.033	0.983	0.392	C.V	0	1.81	1.5	C..V	1.8	**4HA10 = 3.14**
			0.039	0.980		C.V	0	1.96	1.5	C..V	1.96	**4HA10 = 3.14**

	Y											
Appui	**X**	4.015	0.016	0.992	0.392	C.V	0	0.89	1.5	C.NV	1.5	**4HA10 = 3.14**
	Y		0.019	0.990		C.V	0	0.97	1.5	C.N.V	1.5	**4HA10 = 3.14**

2) Vérification de l'Espacement :

$S_t = \frac{100}{4} = 25cm \leq Min\ (3h = 75\ cm;\ 33cm) = 33cm$ …….... **C.V**

$S_a = \frac{100}{4} = 25cm \leq Min\ (4h = 100cm\ ;\ 45cm) = 33cm$ ……..…...…….... **C.V**

***3)* Vérification de l'effort tranchant :**

Pour que les longueurs L_x et L_y sont égaux on a :

$V_{ux} == \frac{p.l_x.l_y}{2l_y+l_x} = = \frac{1.57x\ 3.12x\ 11.69}{2x\ 3.12+1.57} = 7.32\ KN$

$V_{uy} = \frac{p.l_x.l_y}{3l_y} = 6.12KN$

❖ **Suivant Lx:**

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b}$

$\tau_u = \frac{7.32\ x\ 10^3}{1000\ x\ 130} = 0.056MPa \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ x\ 25}{1.5} = 1.16Mpa$ …….CV

❖ **Suivant Ly:**

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b}$

$\tau_u = \frac{6.12x\ 10^3}{1000\ x\ 120} = 0.051MPa \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ x\ 25}{1.5} = 1.16Mpa$ …….CV

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4) A L'ELS :

On considère la fissuration est non préjudiciable :

$M_{tser} = 5.87KN.m$

$M_{aser} = 2.935\ KN.m$

La fissuration est considéré peu nuisible donc vérifier que :

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28} = 15\,\text{MPa}$$

Les résultats :

Tableau III-35 : Vérification des contraintes à l'ELS

		M (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Y (cm)	σ_b (MPa)	σ_b	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}$
Travée	X	5.87	3.14	0	3.05	3.20	15	C.V	156.05	201.63	C.V
	Y		3.14	0	2.92	3.64		C.V	169.56		C.V
Appui	X	2.935	3.14	0	3.05	1.60	15	C.V	78.02	201.63	C.V
	Y		3.14	0	2.92	1.82		C.V	84.78		C.V

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

5) Vérification de la flèche *:*

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

❖ **Suivant Lx*:***

- $\frac{h}{L_x} = \frac{0.15}{1.57} = 0.095 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ ……CV
- $\frac{h}{L_x} = \frac{0.15}{1.57} = 0.09 \geq \frac{1M_t}{20M_a} = \frac{8.03}{20 \text{ x } 4.015} = 0.1$ ……...CNV
- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{3.14}{100 \text{ x } 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ ……CV

❖ **Suivant Ly*:***

- $\frac{h}{L_y} = \frac{0.15}{3.12} = 0.048 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ ……CNV
- $\frac{h}{L_y} = \frac{0.15}{3.12} = 0.048 \geq \frac{1M_t}{20M_a} = \frac{8.03}{20\ x\ 4.015} = 0.1$ ……CNV
- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{3.14}{100\ x\ 12} = 0.0024 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ ……CNV

Suivant les deux sens, les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc il faut passer au calcul détaillé de la flèche

6) Calcul de la flèche :

❖ **Suivant Lx :**

A = 3.14 cm²; M_{ser} = 5.87 KN.m; y = 7.66 cm; I = 29506.399 cm^4.

$\sigma_s = 15\frac{M_{ser}}{I}(d-y) = 15\frac{5.87x\ 10^6}{29506.399\ x\ 10^4}(130-76.6) = 15.93MPa$

$L=1.57m < 5\ m \Rightarrow F_{adm} = \frac{L}{500} = 3.14\ m$

Tableau III-36: Calcul de la flèche de la dalle triangulaire suivant Lx.

A (cm^2)	M (KN.m)	ρ	σ_s (MPa)	μ	y (cm)	I (cm^4)
3.14	5.87	0.0024	15.9	0.00201	7.66	29506.399
If_i (cm^4)	If_v (cm^4)	F_i (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
31899.54	32231.72	0.141	0.418	0.277	3.14	CV

❖ **Suivant Ly :**

A = 3.14cm²; M_{ser} = 5.87 KN.m; y =7.63 cm; I = 29049.74 cm^4.

$\sigma_s = 15\frac{M_{ser}}{I}(d-y) = 15\frac{5.87x\ 10^6}{29049.74\ x\ 10^4}(120-76.3) = 13.24MPa$

$L=3.12\ m < 5\ m \Rightarrow F_{adm} = \frac{L}{500} = 6.24\ mm$

Tableau III-37: calcul de la flèche suivant Ly

A (cm^2)	M (KN.m)	ρ	σ_s (MPa)	μ	y (cm)	I (cm^4)
3.14	5.87	0.0026	13.24	0.071	7.63	29049.74
If_i (cm^4)	If_v (cm^4)	F_i (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
20325.10	26003.29	0.87	2.04	1.17	6.24	CV

Chapitre IV :

Etude dynamique

IV.1.Introduction :

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure. Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux pour notre structure. Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamique de la structure.

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

- Le centre de masse (G)
- Le centre de torsion (T)

IV.2. Caractéristiques dynamiques de la structure :

IV.2.1.Le centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constrictifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux)

Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\Sigma W_i * X_i}{\Sigma W_i} \\ Y_G = \frac{\Sigma W_i * Y_i}{\Sigma W_i} \end{cases}$$

Avec :

- W_i : le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global
- X_G et Y_G : les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global

1. Vue de 2D

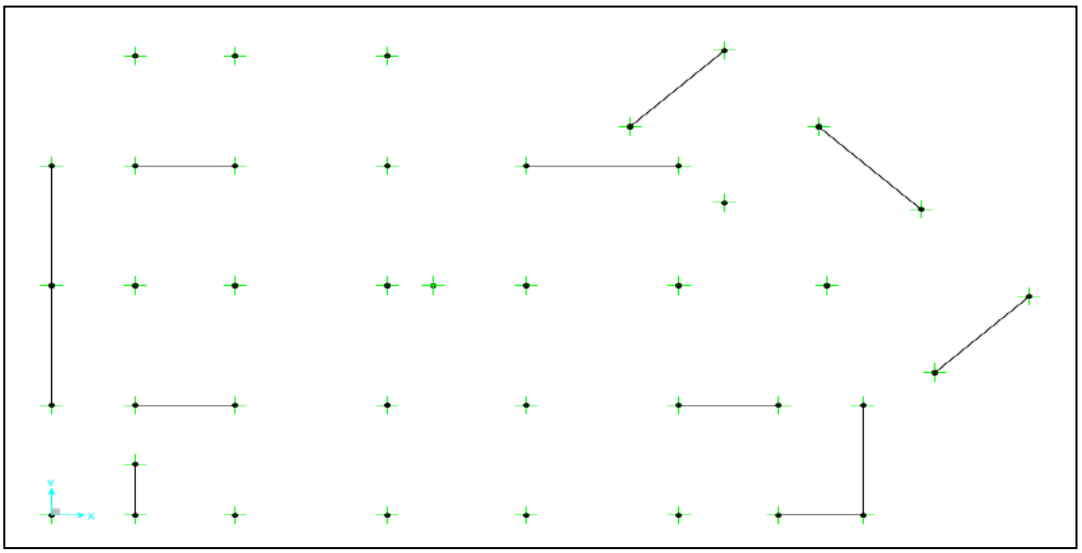


Figure IV.1 : Dispositions des voiles

- **Calcules de centre de masse :**

Tableau IV-1: Calcul des centres de masse de chaque niveau

Niveau (m)	ΣW_i	W_i*X_i	ΣW_i*Y_i	X_G	Y_G
22.44	4669.538	$6.29^{E}04$	$3.8^{E}04$	13.4715	8.1398
19.38	5404.316	$7.25^{E}04$	$4.37^{E}04$	13.4210	8.1037
16.32	5461.978	$7.33^{E}04$	$4.42^{E}04$	13.4204	8.1085
13.26	5514.023	$7.4^{E}04$	$4.47^{E}04$	13.4231	8.1113
10.2	5573.007	$7.48^{E}04$	$4.52^{E}04$	13.4256	8.1145
7.14	5631.991	$7.56^{E}04$	$4.57^{E}04$	13.4286	8.1175
4.08	5239.455	$7.09^{E}04$	$4.31^{E}04$	13.5402	8.2275

IV.2.2.Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce pont provoquant une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventements parallèlement à cette force et sans rotation
- Un moment autour de ce point provoquant une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation

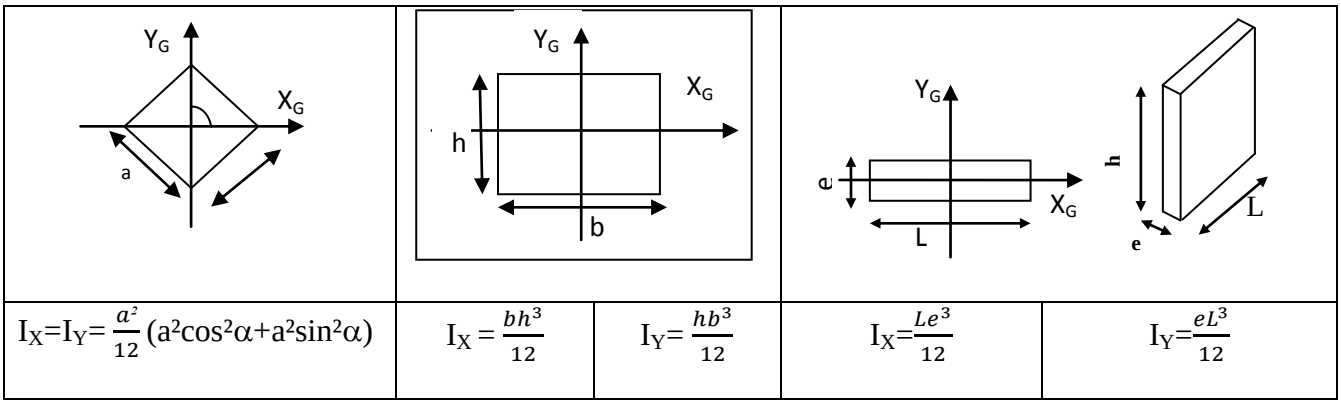
Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_T = \frac{\Sigma I y_i * X_i}{\Sigma I y_i} \\ Y_T = \frac{\Sigma I x_i * Y_i}{\Sigma I x_i} \end{cases}$$

Avec :

- I_x et I_y : les inerties suivants les axes x et y respectivement de chaque élément de contreventement (poteau, voiles)
- X_i et Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport aux reppère global choisi
- X_T et Y_T : coordonées du centre de torsion du niveau par rapport au reppère global choisi

Les inerties sont calculées par les formules suivantes :



$I_X=I_Y=\frac{a^2}{12}(a^2\cos^2\alpha+a^2\sin^2\alpha)$	$I_X=\frac{bh^3}{12}$	$I_Y=\frac{hb^3}{12}$	$I_X=\frac{Le^3}{12}$	$I_Y=\frac{eL^3}{12}$

Figure IV.2 : Inerties des voiles et des poteaux

1.Calcul de centre de torsion :

Tableau IV-2: calcul de centre de torsion

Niveau (m)	ΣIx_i	ΣIy_i	ΣIy_i*X_T	ΣIx_i*Y_T	X_T	Y_T
22.44	7.686 ^{E4}	9.618 ^{E4}	7,04E+05	8,70E+05	9.1646	9.0493
19.38	1.735 ^{E5}	2.636 ^{E5}	1,73E+06	2,55E+06	9.9632	9.6555
16.32	3.098 ^{E5}	4.973 ^{E5}	3,19E+06	4,90E+06	10.2915	9.8466
13.26	5.137 ^{E5}	8.457 ^{E5}	5,39E+06	8,41E+06	10.4932	9.9503
10.2	8.724 ^{E5}	1.451 ^{E6}	9,35E+07	1,45E+07	10.7184	10.0159
7.14	1.679 ^{E6}	2.759 ^{E6}	1,86E+07	2,76E+07	11.0887	10.0020
4.08	4.499 ^{E6}	6.826 ^{E6}	5,49E+07	6,51E+07	12.2066	9.5362

IV.2.3 . Excentricité :

- **L'excentricité admissible** : $\begin{cases} L_X= 15\% .L= 0.15x\ 30.38= \mathbf{4.56\ m} \\ L_Y= 15\% .L= 0.15x\ 20.60= \mathbf{3.09\ m} \end{cases}$

- **Excentrécité 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 :

$$e_x= |X_T-X_G| \qquad e_Y= |X_T-X_G|$$

Tableau IV-3 : calcul de l'excentricité théorique

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	X_G	X_T	e_x	Y_G	Y_T	e_y
22.44	13.4715	9.1646	4.31	8.1398	9.0493	0.91
19.38	13.4210	9.9632	3.46	8.1037	9.6555	1.55
16.32	13.4204	10.2915	3.13	8.1085	9.8466	1.74
13.26	13.4231	10.4932	2.93	8.1113	9.9503	1.84
10.2	13.4256	10.7184	2.71	8.1145	10.0159	1.9
7.14	13.4286	11.0887	2.34	8.1175	10.0020	1.88
4.08	13.5402	12.2066	1.34	8.2275	9.5362	1.30

- **Excentricités accidentelles (additionnelles)** : [RPA 99 version 2003 Art4.2.7]
  Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizantaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultantes des forces horizontales a une excentricités par rapport au centre de torsion égale à la plus grandes valeur :
  - 5% de la plus grandes dimension du batiment à ce niveau (cette excentricité diot etre prise en considiration de part et d'autre du centre de torsion)
  - Excentricité théorique résultant des plans $\begin{cases} E_x = 0.05\, L_x \\ E_y = 0.05\, L_y \end{cases}$

Le tableau suivant représente les valeur de l'excentrécité accidentelles :

Tableau IV-4 : Excentricités accidentelles

	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
Valeur	30.38	20.60	1.51	1.03

IV.2.4.Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Dans le cas ou il est procédé à une analyse tridimentionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (aditionnelle) égale à ± 0.05L,(L étant da dimension du plancher perpenduculaire à la direction de l'action sismique) doit etre appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction

Tableau IV-5 : Effets de la torsion accidentelle

	Direction X				Direction Y			
Niveau(m)	e_x (m)	E_x (m)	(e_x- E_x)	(e_x+ E_x)	e_y (m)	E_y (m)	(e_y- E_y)	(e_y+ E_y)
22.44	4.31	1.51	2.8	5.82	0.91	1.03	-0.12	1.94
19.38	3.46		1.95	4.97	1.55		0.52	2.58
16.32	3.13		1.62	4.64	1.74		0.71	2.77
13.26	2.93		1.42	4.44	1.84		0.81	2.87
10.2	2.71		1.2	4.22	1.9		0.87	2.93
7.14	2.34		0.83	3.85	1.88		0.85	2.91
4.08	1.34		-0.17	2.85	1.30		0.27	2.33

IV.3.Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1. Introduction

Pour analyser les efforts horizontaux qui sont appliquées au niveau des planchers, on utilise une méthode parmi les trois suivantes selon leurs conditions d'application :

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale
- Méthode d'analyse dynamique pr accélérogrammes

IV.3.2. Méthode statique équivalente :

a. Conditions d'application de la méthode statique équivalente *:*

1- La hauteur des bâtiments ne dépasse pas 30m (Zone III), pour notre structure la hauteur est 22.44 m (**CV**
2- La configuration du bâtiment étudié est irrégulière. (zone III, groupe d'usage 2 ; H_t= 22.44m <17 m (CNV)

IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale :

- **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 obtenue la réponse de la structure.

- **Spectre de réponse de calcul :**

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\leq T\leq T_1 \\ 2.5\,\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1\leq T\leq T_2 \\ 2.5\,\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2\leq T\leq 3.0\ s \\ 2.5\,\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3.0s \end{cases}$$

- **Coefficient d'accélération A : [RPA : Tab.4.1]**

Tableau IV-6 : coefficient d'accélération de zone A

Zone	**1A**	**1B**	**2**	**3**
III	0.35	0.3	**0.25**	0.15

A=Fct (zone III, groupe d'usage 2)= **0.25**

- **FACTEUR D'AMORTISSEMENT η** :

Donné par la formule :

$$\eta=\sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7$$

Ou ζ(%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Quant **ζ= 5%** on a **η=1**

Avec ζ= 7 (remplissage dense)

η= 0.8819

- **Coefficient de comportement (R) :**

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voile et de portique. Dans ce dernier cas les voiles reprenant plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

❖ **Suivant X**

Tableau IV-7 : Justification du coefficient de comportement R sens x

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz	Nz voiles	Pourcentage %(voiles)	Effort tranchant	Tx (voiles)	Pourcentages %(voiles)
22.44	4603.518	1589.181	34.521	1409.039	1409.039	100.000
19.38	9443.669	3199.440	33.879	2687.239	2687.239	100.000
16.32	14515.365	4502.149	31.016	3694.921	3694.921	100.000
13.26	19547.327	6011.359	30.753	4500.398	4500.398	100.000
10.2	24841.713	6998.819	28.174	5162.428	5162.428	100.000
7.14	30059.583	8406.415	27.966	5652.994	5652.994	100.000
4.08	35292.251	9257.766	26.232	5960.857	5960.857	100.000

❖ **Suivant Y**

Tableau IV-8: Justification du coefficient de comportement R sens y

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz	Nz voiles	Pourcentage % (voiles)	Effort tranchant	Tx (voiles)	Pourcentages %(voiles)
22.44	4091.443	1077.106	26.326	1452.646	1452.646	100.000
19.38	8481.398	2237.169	26.377	2825.999	2825.999	100.000
16.32	13228.209	3214.993	24.304	3850.241	3850.241	100.000
13.26	17829.941	4293.973	24.083	4650.241	4650.241	100.000
10.2	22924.629	5081.735	22.167	5312.526	5312.526	100.000
7.14	27726.419	6073.251	21.904	5813.322	5813.322	100.000
4.08	32858.361	6823.876	20.768	6111.078	6111.078	100.000

Donc **R= 3.5**

- **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité est égale à un additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfait ou non :

$$Q=1+\sum_{k=0}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV-9 : détermination du facteur de qualité Q

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

En récapitulant les résultats on trouve :

$$\begin{cases} Q_x = 1+ 0.1+0.05+0.05= 1.2 \\ Q_y = 1+ 0.1+0.05+0.05= 1.15 \end{cases}$$

IV.4.Résultat de l'analyse dynamique :

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

- Vérifications de comportement pour les trois premiers modes
- Vérifications de participation massique
- Vérification de la résultante de forces sismiques de calcul
- Vérifications de la stabilité au renversement
- Vérifications des déplacements en têt
- Vérifications des déplacements inter étages
- Vérification vis-à-vis au P-Δ
- Vérification de cisaillement
- Vérification de l'effort réduit à la base

IV.4.1.Le comportement de trois premier modes :

Tableau IV-10: Le comportement de trois premier modes

	Période (s)	U_X %	U_Y %	R_Z %
Mode 01	0.470	69.14	0.579	0.749
Mode 02	0.396	0.58	70.636	0.105
Mode 03	0.274	0.74	0.079	69.813

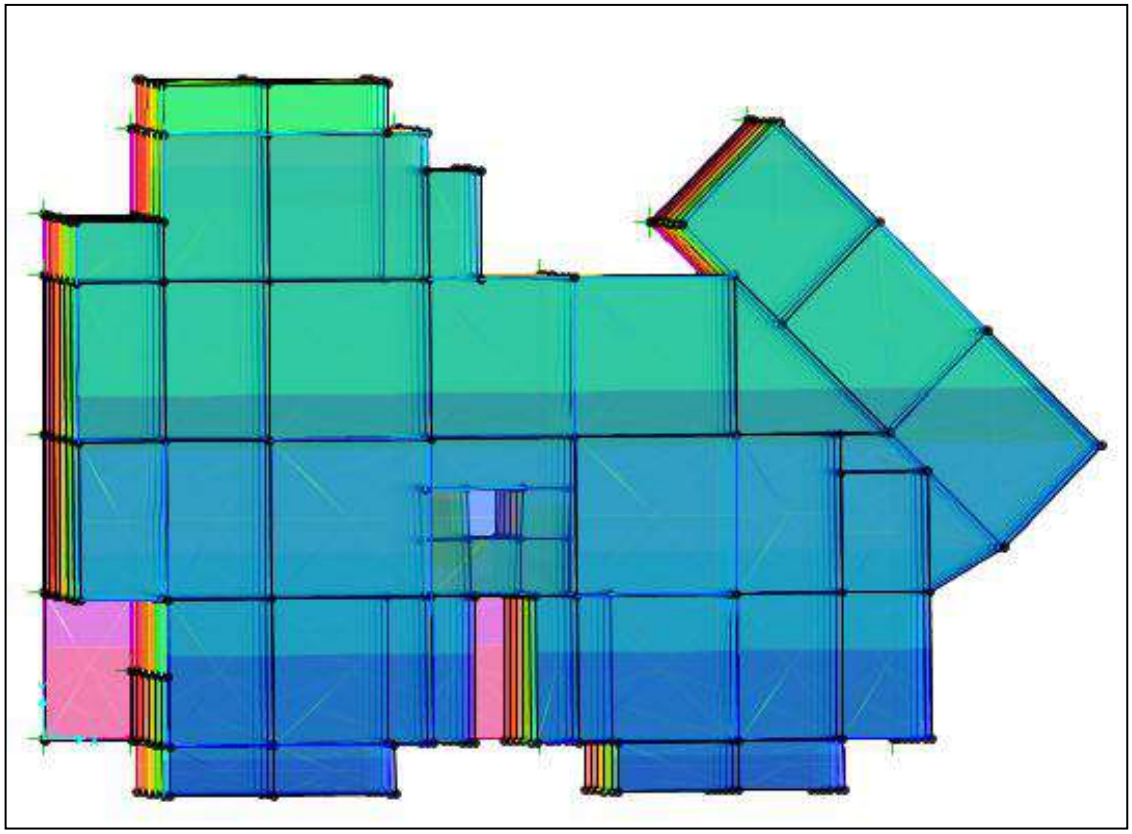


Figure IV.3 : Mode 1 ; translation suivant l'axe X

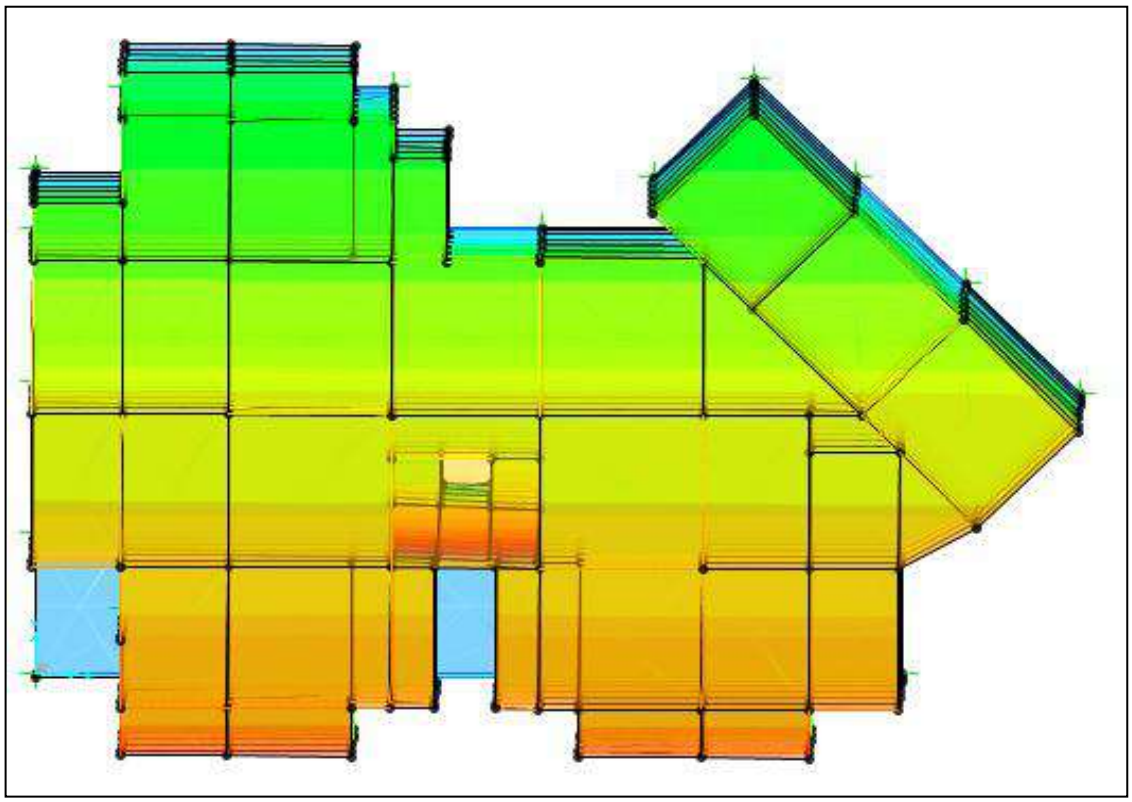


Figure IV.4 : Mode 2 translation suivant l'axe Y

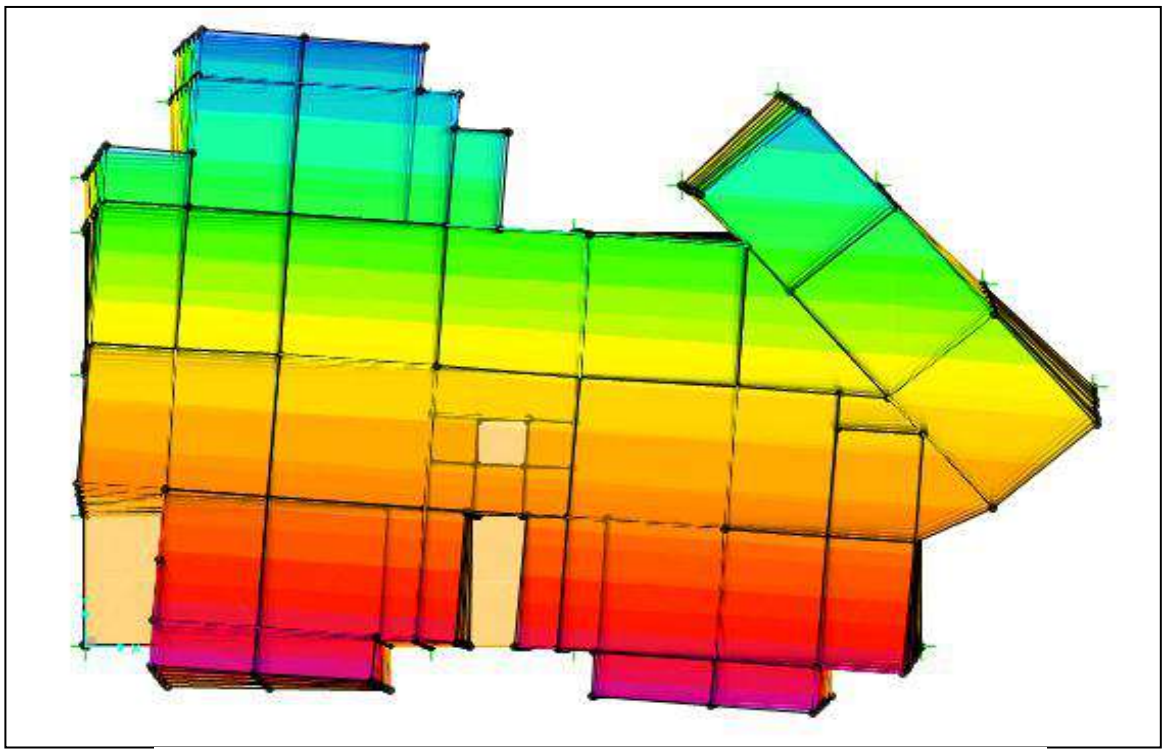


Figure IV.5 : Mode 3 rotation autour de l'axe Z

IV.4.2.Vérification de participation massique :

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

La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à 90% au moins de l masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art4.3.4.a

Tableau IV-11 : Vérification de participation massique

	Période	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	Sum (UX)%	Sum (UY)%
Mode 1	0.489	69.139	0.579	0.74	69.14	0.58
Mode 2	0.404	0.58	70.63	0.105	69.72	71.22
Mode 3	0.276	0.74	0.079	69.813	70.46	71.29
Mode 4	0.118	2.19	0.023	0.071	72.66	71.32
Mode 5	0.114	3.21	0.019	0.125	75.87	71.34
Mode 6	0.112	12.99	0.114	0.137	88.86	71.45
Mode 7	0.111	0.003	0.008	0.001	88.87	71.46
Mode 8	0.098	0.006	0.103	0.001	88.87	71.56
Mode 9	0.097	0.041	0.021	0.014	88.91	71.58
Mode 10	0.095	0.721	0.265	0.003	89.63	71.85
Mode 11	0.094	0.308	0.120	0.000	89.94	71.97
Mode 12	0.093	0.105	0.002	0.000	**90.04**	71.97
Mode 13	0.093	0.078	0.018	0.001	90.13	71.99
Mode 14	0.091	0.078	19.48	0.005	90.20	**91.47**

IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (V) pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA 99 version 2003 Art 4.3.6]

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

- **Calcul de la force sismique totale** [RPA 99version 2003 Art 4.2.3] :

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

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

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

Tel que :

A : coefficient d'accélération de la zone (A= **0.25)**

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\,\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\,(T_2/T)^{2/3} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2.5\eta\,(T_2/3)^{2/3}\,(3/T)^{5/3} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T_2= **0.5s** tableau 4.7 (avec site S_3)

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

ζ= 7% tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η= **0.882**

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

$T = 0.09\ h_N / \sqrt{D} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.36 \\ T_y = 0.445 \end{cases}$

D_x= D_Y= **2.205**

- **Coefficient de comportement global de la structure :**

R=3.5

- **Facteur de qualité :** $\begin{cases} Q_x = 1.2 \\ Q_Y = 1.15 \end{cases}$

Poids total de la structure

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

β= 0.20 tableau 4.5

- W=39885.73 KN

Tableau IV-12 : calcul de la force sismique

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	ΣW (KN)	V_x (KN)	V_y(KN)
0.25	2.205	2.205	3.5	1.2	1.15	39885.73	7538,403	7224,303

Tableau IV-13: vérification de la résultante des forces sismiques

	V (KN)	V_t (KN)	0.8 * V	$V_t \geq 0.8$ *V
X	7538,403	5200,803	6030.72	Non
Y	7224,303	4886,105	5779.44	Non

La condition n'est pas vérifiée suivant les deux directions, donc il faudra augremnter tous les paramètres de la répense dans le rapport($0.8V/V_t$).

- Pour la direction X ona : $\frac{0.8V}{V_t}= 1.17$
- Pour la direction Y on a : $\frac{0.8V}{V_t}= 1.19$

c'est –a-dire on remplace le coefficient « 1 » de la force sismique suivant les directions X(E_x) et Y(E_y) dans les combinaisons par le coefficient « 1.17 » et « 1.19 » successivement.

IV.4.4.Vérification de la stabité au renversement :

Le moment de renversement est égal à :

$$M_{Rx}= \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$$

$$M_{Ry}= \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy} : la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- H_i : la hauteur d'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à :

$M_{tx}= X_{G.}W_i$

$M_{ty}= Y_{G.}W_i$

Avec :

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

a) **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur** :

La résultante des forces sismiques à la base (V) doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$V = F_t + \Sigma F_i$

Avec : $F_i = \frac{(V-F_t)Wh_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}$

On a : $F_t = \begin{cases} 0.07\ T\ V & \leq 0.25V \quad T \geq 0.7\ s \\ 0 & T < 0.7\ s \end{cases}$

$T_x = 0.36 \Rightarrow F_t = 0$

$T_y = 0.44 \Rightarrow F_t = 0$

$F_{ix} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right). V_x = a_x V_x$

$F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right). V_y - F_t = a_y V_y$

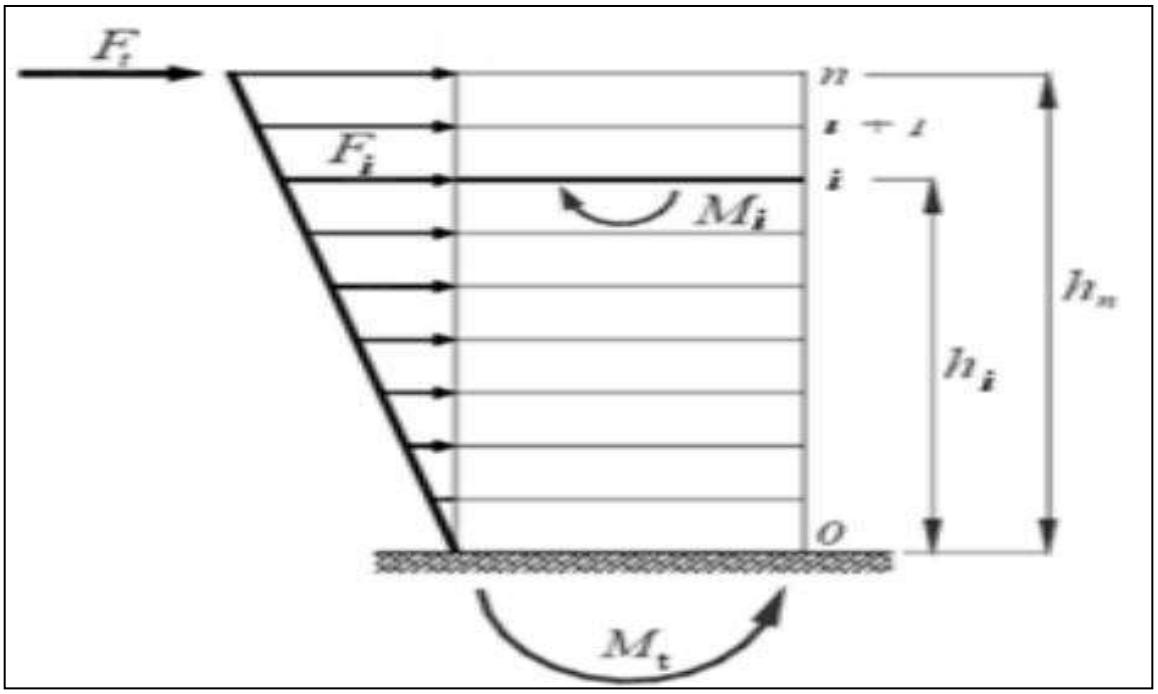


Figure IV.6 : distribution des forces sismiques

❖ Suivant X $\Rightarrow V_x$= 7538,403KN

Tableau IV-14: force sismique selon la hauteur suivant X

h_i(m)	W_i (KN)	W_i hi	α_x	F_{ix}(KN)
22,44	4669.538	104784,433	0,214	1 611,367
19,38	5404.316	104735,644	0,214	1 610,616
16,32	5461.978	89139,481	0,182	1 370,780
13,26	5514.023	73115,945	0,149	1 124,371
10,2	5573.007	56844,6714	0,116	874,153
7,14	5631.991	40212,4157	0,082	618,383
4,08	5239.455	21376,9764	0,044	328,733
		490209,566	**1**	**7 538,403**

❖ **Suivant Y** $\Rightarrow V_y$= 7224,303KN

Tableau IV-15: force sismique selon la hauteur suivant Y

Niveau(m)	W_i	$W_i.h_i$	α_y	F_{iy} (KN)
22,44	4669.538	100860,148	0,2138	1544,2263
19,38	5404.316	109640,0244	0,2137	1543,5073
16,32	5461.978	95354,6592	0,1818	1313,6639
13,26	5514.023	77475,6606	0,1492	1077,5223
10,2	5573.007	60182,04	0,1160	837,7297
7,14	5631.991	42537,1926	0,0820	592,6173
4,08	5239.455	24804,21312	0,0436	315,0362
		490209,566	**1**	**7224.303**

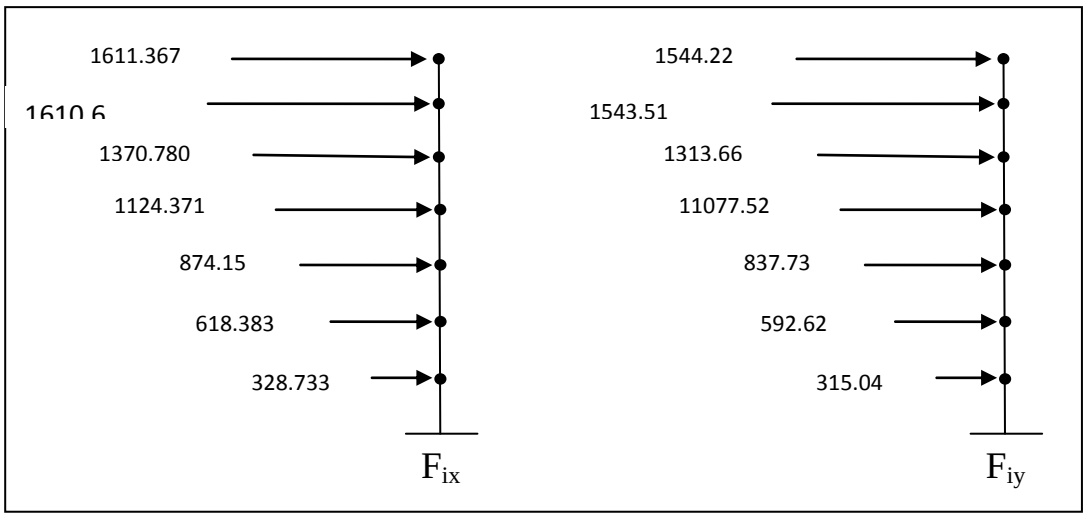


Figure IV.7 : concentrations des forces sismiques aux étages suivant la direction X et Y

b) Moment de renversement :

Tableau IV-16: moment de renversement

Niveau (m)	F_{ix}(KN)	F_{iy} (KN)	M_{Rx}(KN.m)	M_{Ry}
22.44	1 611,367	1544,2263	36 159,065	34652,43759
19.38	1 610,616	1543,5073	31 213,743	29913,17084
16.32	1 370,780	1313,6639	22 371,125	21438,99516
13.26	1 124,371	1077,5223	14 909,161	14287,94574
10.2	874,153	837,7297	8 916,358	8544,843303
7.14	618,383	592,6173	4 415,257	4231,287613
4.08	328,733	315,0362	1 341,232	1285,347662
			119 325,940	**114354,0279**

g) Moment de stabilité :

Tableau IV-17 : moment de stabilité

Niveau	W_i	X_G	Y_G	M_{Sxi}	M_{Syi}
22.44	4669.538	13.4715	8.1398	62905,6812	38009,1054
19.38	5404.316	13.4210	8.1037	72531,325	43794,9556
16.32	5461.978	13.4204	8.1085	73301,9296	44288,4486
13.26	5514.023	13.4231	8.1113	74015,2821	44725,8948
10.2	5573.007	13.4256	8.1145	748209628	45222,1653
7.14	5631.991	13.4286	8.1175	75629,7543	45717,6869
4.08	5239.455	13.5402	8.2275	70943,2686	43107,616
				504148,20	**304865,873**

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1.5$

Tableau IV-18 : Vérification stabilité au renversement

M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{Rx} (KN.m)	M_{Ry} (KN.m)	M_{tx}/ M_{Rx}	M_{ty}/ M_{Ry}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1.5$
504148,20	304865,873	119 325,940	114354,0279	4.22	2.66	CV

Conclusion :

La structure est stable suivant (X et Y) vis-à-vis le renversement.

IV.4.5.Vérification des déplacements en têt :

Pour le calcul des déplacements en tête on suppose notre structure comme une console encastré à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et ont vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console. [CBA 93 **[Art B.6.5.3] (2)**

Avec : $\delta_{adm} = \frac{h}{250}$

δ_{adm} : Déplacement admissible de la structure.

h : La hauteur totale des étages . δ réel $\leq \delta_{adm}$

Tableau IV.19. Vérification déplacement en tête

	δ théorique (cm)	R	δ réel (cm)	$\delta_{adm} = \frac{h}{250}$ (cm)	δ réel $\leq \delta_{adm}$
δ_x	2.03	3.5	7.105	8.976	Vérifiée
δ_y	2.17	3.5	7.595	8.976	Vérifiée

« Le déplacement en tête de la structure soit inferieure ou déplacement admissible. »

IV.4.6. Vérification des déplacements inter étages: [Art 4.4.3]

Le déplacement horizontal à chaque niveau K da la structure est calculé comme suit :

$\delta_k = R\delta_{ek}$ [RPA :Art 4.4.3]

δ_{ek} :déplacement du aux forces séismiques F_i

R :coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égale à

$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon [RPA : Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser :

Δ_K limite = 0.01 h_e

h_e : la hauteur de l'étage K

❖ Suivant X

Tableau IV-20: vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau (m)	δ_e (cm)	δ_k=R. δ_e (cm)	Δ_k= δ_k-δ_{k-1} (cm)	0.01h_e (cm)	$\Delta_k \leq 0.01h_e$
22.44	2.03	7.11	1.23	3.06	CV
19.38	1.68	5.88	1.22	3.06	
16.32	1.33	4.66	1.23	3.06	
13.26	0.98	3.43	1.15	3.06	
10.2	0.65	2.28	1.02	3.06	
7.14	0.36	1.26	0.77	3.06	
4.08	0.14	0.49	0.49	4.08	

❖ Suivant Y

Tableau IV-21: vérification des déplacements inter-étages sens Y

Niveau (m)	δ_e (cm)	δ_k=R. δ_e (cm)	Δ_k= δ_k-δ_{k-1} (cm)	0.01h_e (cm)	$\Delta_k \leq 0.01h_e$
22.44	2.17	7.60	1.26	3.06	CV
19.38	1.81	6.34	1.30	3.06	
16.32	1.44	5.04	1.33	3.06	
13.26	1.06	3.71	1.22	3.06	
10.2	0.71	2.49	1.09	3.06	
7.14	0.40	1.40	0.84	3.06	
4.08	0.16	0.65	0.56	4.08	

IV.4.7. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2eme ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k . \Delta_K / V_k . h_k \leq 0.10$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K »
- V_k : effort tranchant d'étages au niveau « K »
- Δ_K : déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 ».
- h_k : hauteur d'étage « K »

Si 0.10< θ_k < 0.20, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets d l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $^1/_{(1-\theta_k)}$.

Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

- Suivant X

Tableau IV-22: vérification de l'effet P-Δ sens X

Niveau (m)	P_k (KN)	V_{Kx} (KN)	Δ_{Kx}	θ_x	$\theta_x \leq 0.1$
4.08	5241,0906	264,370	1,230	0,060	CV
7.14	5633,7849	497,311	1,220	0,045	
10.2	5574,9249	703,022	1,230	0,032	
13.26	5515,8687	904,248	1,150	0,023	
16.32	5574,9249	1124,836	1,020	0,017	
19.38	5405,8986	1295,244	0,177	0,002	
22.44	4671,1296	1295,909	0,490	0,006	

- Suivant Y

Tableau IV-23: vérification de l'effet P-Δ sens Y

Niveau (m)	P_k (KN)	V_{Ky} (KN)	Δ_{Ky}	θ_y	$\theta_y \leq 0.1$
4.08	5241,0906	252,619	1,260	0,064	CV
7.14	5633,7849	475,206	1,300	0,050	
10.2	5574,9249	671,773	1,330	0,036	
13.26	5515,8687	864,054	1,220	0,025	
16.32	5574,9249	1074,837	1,090	0,018	
19.38	5405,8986	1237,670	0,840	0,012	
22.44	4671,1296	1238,306	0,560	0,007	

On constate d'après les tableaux, que la structure étudiée est justifiée vis-à-vis de l'effet P-Δ

IV.4.8. Vérification de cisaillement des éléments *:*

$$\tau \leq \overline{\tau}$$

Avec $\tau = \frac{T}{s}$

- **Poutre principal** : sous combinaison 1.35G+1.5Q

Section des poutres : b*h= 30*40 cm*cm

L'effort tranchant max =178.447 KN

$\tau = \frac{178.447 \, x \, 10^3}{300*(400-25)}$ **= 1.586 MPa**

La fissuration préjudiciable $\Rightarrow \overline{\tau}$= Min [0.15 $\frac{f_{c18}}{\gamma_b}$; 4 MPa]= 2.5 MPa (situation durable)

Donc $\tau \leq \overline{\tau}$ CV

- **Poutre secondaire** : sous combinaison G+Q+E_{dy}

Section des poutres : b*h= 30*35 cm*cm

L'effort tranchant max =88.192KN

$\tau = \frac{88.192\ x\ 10^3}{300*(350-25)}$ **= 0.905 MPa**

La fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau$= Min [0.2 $\frac{f_{c18}}{\gamma_b}$; 4 MPa]= 4.35 MPa (situation accidentelle)

Donc $\tau \leq \overline{\tau}$ CV

Tableau IV-24: Vérification de cisaillement des éléments

Elément	Section	V_u(KN)	Combinaison	τ (MPa)	$\overline{\tau}$ (MPa)	Vérification
Poutre principale	30 *x* 40	178.447	1.35G+1.5Q	1.586	2.5	OUI
Poutre secondaire	30 *x* 35	88.192	G+Q+E_{dy}	0.905	4.35	OUI

« Les sections des poutres principales et les poutres secondaires est un suffisant pour équilibré les contraint de cisaillement

IV.4.9. L'effort normal réduit à la base :

Poteaux (45x45)

Suivant x :

Ndx= 1719.15 KN selon combinaison G+Q+Edx

$V_x = \frac{Nd_x}{B_r f_{c28}} = \frac{1719.15*10^3}{144400*25}$ = 0.476 > 0.3 condition non vérifié

Suivant y:

Ndy= 1620.52 KN selon combinaison G+Q+Edy

$V_y = \frac{Nd_y}{B_r f_{c28}} = \frac{1620.52*10^3}{144400*25}$ = 0.449 > 0.3 condition non vérifié

Risque de rupture fragile → redimensionner la section des poteaux dans les deux directions

D'après la condition précédente on adopte une section de 50x50

Poteaux (50x50)

Suivant x :

Ndx= 1709.15 KN selon combinaison G+Q+Edx

$V_x=\frac{Nd_x}{B_r f_{c28}}=\frac{1709.15*10^3}{230400*25}=$ 0.297 < 0.3 condition vérifié 230400

Suivant y:

Ndy= 1613.05 KN selon combinaison G+Q+Edy

$V_y=\frac{Nd_y}{B_r f_{c28}}=\frac{1613.05*10^3}{230400*25}=$ 0.280 < 0.3 condition vérifié

Chapitre V :

Ferraillage des éléments résistants

V.1.Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA 93 et RPA 99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - E LU : 1.35G+ 1.5Q
  - ELS : G+Q
- ❖ Les combinaisons données par les règles du RPA 99 version 2003 :
  - G+Q ± E
  - 0.8G ± E

Avec :

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitations

E : charges sismiques

V.2.Ferraillage des poutres :

V.2.1.Introduction :

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

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

Tableau V-1: les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b= 1.5	γ_s =1.15	γ_b=1.15	γ_s= 1.00
f_{c28}= 25 MPa	F_eE 400	f_{c28}= 25 MPa	F_eE 400
$\overline{\sigma_b}$= 14.2 MPa	$\overline{\sigma_s}$= 348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ = 18.48 MPa	σ_s= 400MPa

V.2.2.Recommandation du RPA 99 version 2003 :

a. Les armatures longitudinales [Art 7.5.2.1] :

Le pourcentage total minumum des acier longitudinaux sur toute la logueur de la poutre est de 5% en toute section.

Le poucentage total maximum des aciers longitudinaux est de

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faible charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moin égale à la moitié de la section sur l'appui.

La longueur minimale de recouvrement est de 50 ϕ en zone III.

b. Les armatures transversales [Art7.5.2.2] :

La quantité d'armatures transversales est données par : $A_t = 0.003.S_t.b$

- b : la largeur de la poutre.
- S_t :espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :
  - $S_t \leq h/2$ en zone courante.
  - $S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_t)$ en zone nodale.

1.Calcul des armatures longitudinales

Les moments fléchisant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les tableaux suivant :

- **Poutres principales :**

Tableau V-2 : ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	Position	M_u (KN.m)	Combinaison	A' (cm²)	A_{calcul} (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{adoplée}$ (cm²)
Intermédiaires	Terrasse	Travée	115.15	G+Q+E_{dx}	0	8.347	6	6HA14=**9.23** cm²
		Appui	-132.93		0	9.783		3HA16+3HA14=**10.65** cm²
	Etages	Travée	130.98	G+Q+E_{dx}	0	9.623		3HA16+3HA14=**10.65** cm²
		Appui	-157.40		0	11.84		6HA16= **12.06** cm²
Rives	Terrasse	Travée	126.18	G+Q+E_{dx}	0	9.232		3HA16+3HA14=**10.65** cm²
		Appui	-141.01		0	10.452		6HA16= **12.06** cm²
	Etages	Travée	144.57	G+Q+E_{dx}	0	10.75		6HA16= **12.06** cm²
		Appui	-154.45		0	11.589		6HA16= **12.06** cm²

- **Poutres secondaires** :

Tableau V-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaire

	Niveau	Position	M_u (KN.m)	Combinaison	A' (cm²)	A_{calcul} (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{adoplée}$ (cm²)
Intermédiaires	Terrasse	Travée	58.30	$G+Q+E_{dx}$	0	4.73	5.25	5HA12= **5.65**cm²
		Appui	-60.73	$G+Q+E_{dy}$	0	4.94		5HA12= **5.65**cm²
	Etages	Travée	80.57	$G+Q+E_{dx}$	0	6.695		5HA14= **7.70**cm²
		Appui	-74.81		0	6.18		5HA14= **7.70**cm²
Rives	Terrasse	Travée	49.70	$0.8G+Ed_y$	0	4.001		5HA12= **5.65** cm²
		Appui	-60.22		0	4.899		5HA12= **5.65** cm²
	Etages	Travée	62.52	$0.8G+Ed_y$	0	5.098		5HA12= **5.65** cm²
		Appui	-73.41		0	6.054		5HA14= **7.70**cm²

V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA 93 :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à l'ELS est nécessaire.
Les contraintes sont calculées à l'ELS sous M_{ser} :

→ Béton : la contrainte admissible du béton est donnée par la formule :
$\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28}$ = **15 MPa** et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

→ Acier : on considère que la fissuration est :
$\overline{\sigma_s}$= min [2/3 f_e ; 110$\sqrt{\eta\, x\, f_{tj}}$]= **202 MPa** et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

- **Poutres principales :**

Tableau V-4:Vérification des contraintes à l'état limite de service des poutres principales

	Niveau	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoplée}$ (cm²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Inter	Terrasse	Travée	38.58	**9.23**	5.413	-	CV	-
		Appui	-78.17	**10.65**	10.48	-	CV	-
	Etages	Travée	44.32	**10.65**	5.942	-	CV	-
		Appui	-83.68	**12.06**	10.797	-	CV	-
Rives	Terrasse	Travée	32.98	**10.65**	4.422	95.633	CV	CV
		Appui	-63.67	**12.06**	8.216	164.254	CV	CV
	Etages	Travée	77.17	**12.06**	9.96	199.08	CV	CV
		Appui	-65.75	**12.06**	8.484	8.484	CV	CV

- **Poutres secondaires** *:*

Tableau V-5: Vérification des contraintes à l'état limite de service des poutres secondaires

	Niveau	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoplée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \sigma_b$	$\sigma_s \leq \sigma_s$
Inter	Terrasse	Travée	19.37	5.65	4.066	-	CV	-
		Appui	-37.29	5.65	6.18	-	CV	-
	Etages	Travée	36.61	7.70	6.924	-	CV	-
		Appui	-37.33	7.70	6.69	-	CV	-
Rives	Terrasse	Travée	14.47	5.65	2.40	76.45	CV	CV
		Appui	-23.37	5.65	3.87	123.47	CV	CV
	Etages	Travée	14.07	5.65	2.33	74.34	CV	CV
		Appui	-42.33	7.7	6.30	166.71	CV	CV

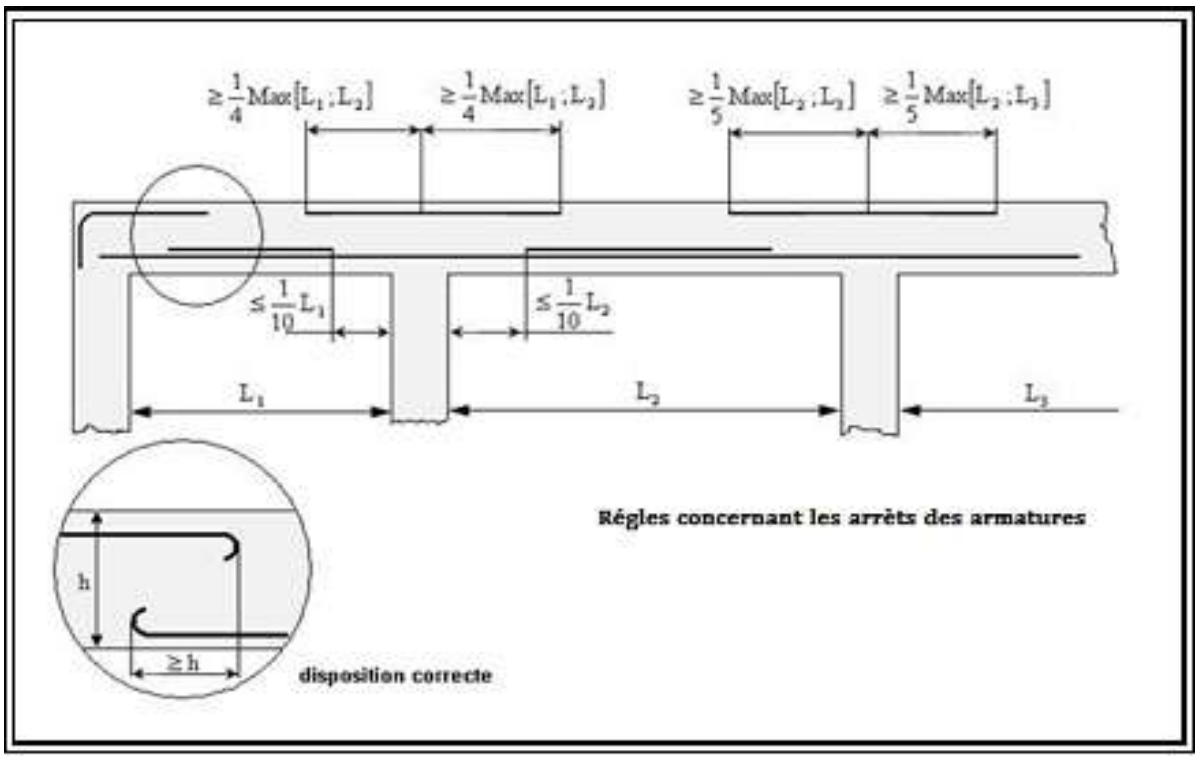


Figure V.1: Disposition des armatures pour les poutres

V.2.4.Vérification des poutres selon les conditions RPA 99 version 2003 et CBA93 :

Il faut vérifier que :

→ $A_{dopté} \geq A_{min\ (CBA)}$

→ $\mathbf{A}_{min\ RPA} \leq \mathbf{A}_{travée} \leq \mathbf{A}_{max\ RPA}$

→ $\mathbf{A}_{min\ RPA} \leq \mathbf{A}_{appui} \leq \mathbf{A}_{max\ RPA}$

- **Poutres principales** *:*

Tableau V-6 : vérification des poutres principales selon les conditions de CBAet le RPA

	Niveau	Position	$A_{adoplée}$ (cm²)	$A_{min\ (CBA)}$ (cm²)	$A_{min\ RPA}$ (cm²)	$A_{Tmax\ RPA}$ (cm²)	$A_{Amax\ RPA}$ (cm²)	Vérification
Inter	Terrasse	Travée	9.23	1.2	6	48	72	CV
		Appui	10.65					CV
	Etages	Travée	10.65			48	72	CV
		Appui	12.06					CV
Rives	Terrasse	Travée	10.65	1.2	6	48	72	CV
		Appui	12.06					CV
	Etages	Travée	12.06			48	72	CV
		Appui	12.06					CV

- **Poutres secondaires** :

Tableau V-7:Vérification des poutres secondaires selon les conditions de RPA et CBA

	Niveau	Position	$A_{adoplée}$ (cm²)	$A_{min\ (CBA)}$ (cm²)	$A_{min\ RPA}$ (cm²)	$A_{Tmax\ RPA}$ (cm²)	$A_{Amax\ RPA}$ (cm²)	Vérification
Inter	Terrasse	Travée	5.65	1.05	5.25	42	63	CV
		Appui	5.65					CV
	Etages	Travée	7.70			42	63	CV
		Appui	7.70					CV
Rives	Terrasse	Travée	5.65	1.05	5.25	42	63	CV
		Appui	5.65					CV
	Etages	Travée	5.65			42	63	CV
		Appui	7.7					CV

V.2.5.Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$ / T_u : effort tranchant

Tableau V-8: calcul de contrainte de cisaillement admissible [τ_u]

	Poutre de rive	Poutre intermédiaire
Fissuration	La fissuration est préjudiciable	La fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau_u}$	Min $[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa]$	Min $[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\ MPa]$
Situation durable	$\overline{\tau_u}$= 2.5 MPa	$\overline{\tau_u}$= 3.33MPa
Situation accidentelle	$\overline{\tau_u}$= 3.26 MPa	$\overline{\tau_u}$= 4.34 MPa

- **Poutres principales** :

Tableau V-9: vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	V_u (KN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Inter	Terrasse	125.126	1.35G+1.5Q	1.112	3.33	CV
	Etages	138.588	1.35G+1.5Q	1.232	3.33	
Rive	Terrasse	124.46	G+Q+Edx	1.106	3.26	
	Etages	181.579	1.35G+1.5Q	1.614	2.5	

- **Poutres secondaires :**

Tableau V-10 : vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaire

	Niveau	V_u (KN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Inter	Terrasse	64.135	G+Q+Edy	0.657	4.34	CV
	Etages	108.633	G+Q+Edx	1.114	4.34	
Rive	Terrasse	54.016	1.35G+1.5Q	0.554	2.5	
	Etages	68.026	G+Q+Edy	0.697	3.26	

V.2.6. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse F_eE 235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003.b \\ S \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4} \text{ et } 12.\phi_L\right) & \text{zone nodale} \\ S' \leq \frac{h}{2} & \text{zone courante} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u - 0.3\, f_{tj}.K)}{0.9.f_e(cos\alpha + sin\alpha)} \\ S \leq \text{Min}\,(0.9.d\ ;\ 40\ cm) \\ \frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4\ MPA \end{cases}$$

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

Tableau V-11: calcul des armatures transversales ainsi leur espacement

	CBA 93			RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
Section	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm²)	S'(ZC) Cm	S(ZN) Cm	A_t (cm²)	S(ZN) Cm	S'(ZC) Cm	$A_{t\ choisie}$ (cm²)
30 *x* 40	1.63	33.75	1.72	10	20	1.8	**10**	**15**	**4T8=2.01**
30 *x* 35	1.11	29.25	1.49	8.75	17.5	1.575	**8**	**15**	**4T8=2.01**

V.2.7.Vérification de la flèche :

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

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ **2)** $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\ \frac{M_t}{M_0}$ **3)** $\frac{A}{d.b_0} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = k * M_0$

K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$) on prend **K=0.8**

Tableau V-12:vérification de la flèche des poutres

	1er condition			**2ème condition**			**3ème condition**		
Section	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{10}\ \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\ \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{d.b_0}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{d.b_0} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	0.092	0.0625	CV	0.092	0.075	CV	0.0107	0.0105	CNV
PS	0.081	0.0625	CV	0.081	0.075	CV	0.0090	0.0105	CV

❖ Les conditions ne sont pas toutes vérifiées donc, le calcul de la flèche est nécessaire pour les poutres principales

Évaluation détaillée de la flèche : $F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{4750}{500} = 9.5$ mm

Tableau V-13: Évaluation de la flèche des poutres

M (kN.m)	A (cm²)	y (cm)	ρ	ß$_1$	σ_s (MPa)	u	λ_i	λ_v
64.46	12.06	25.33	0.01	0.9	158.36	0.26	1,9589	0,783582
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i(mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta f < F_{adm}$
233070,07	119287,9	175637,88	4.75	3,79	7,72	3,93	**9.5**	**CV**

Ferraillage des poutres principales

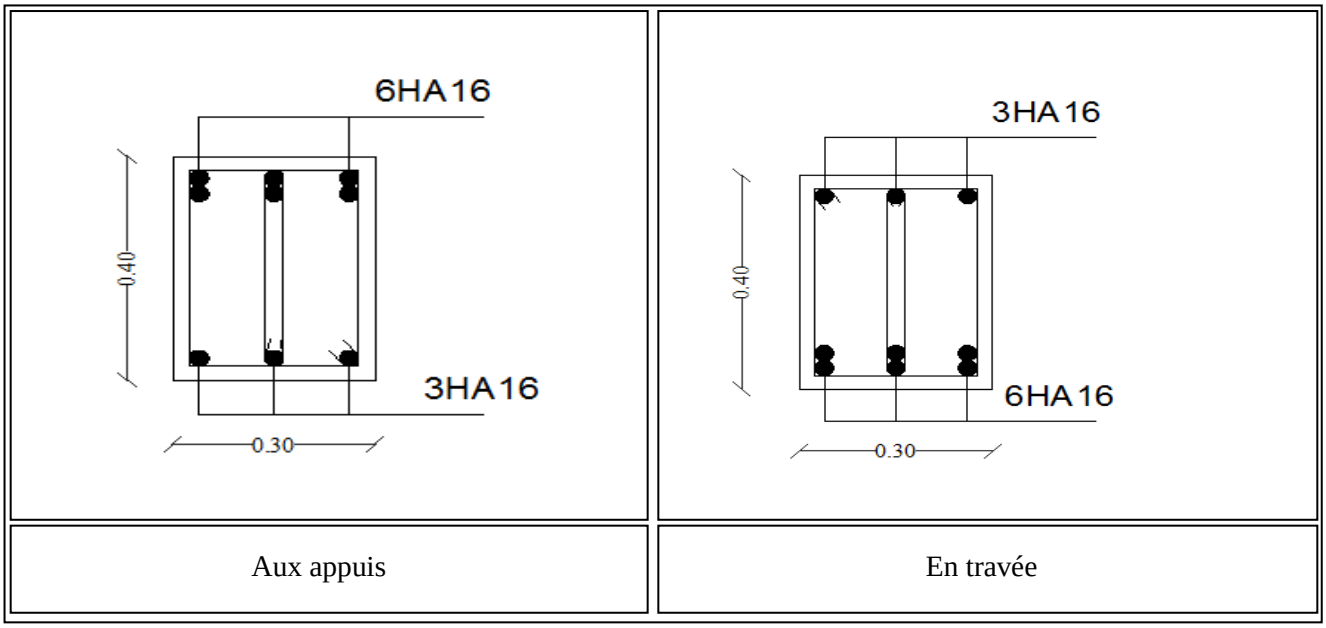


Figure V.2: Ferraillages des poutres principales

Ferraillage des poutres secondaires

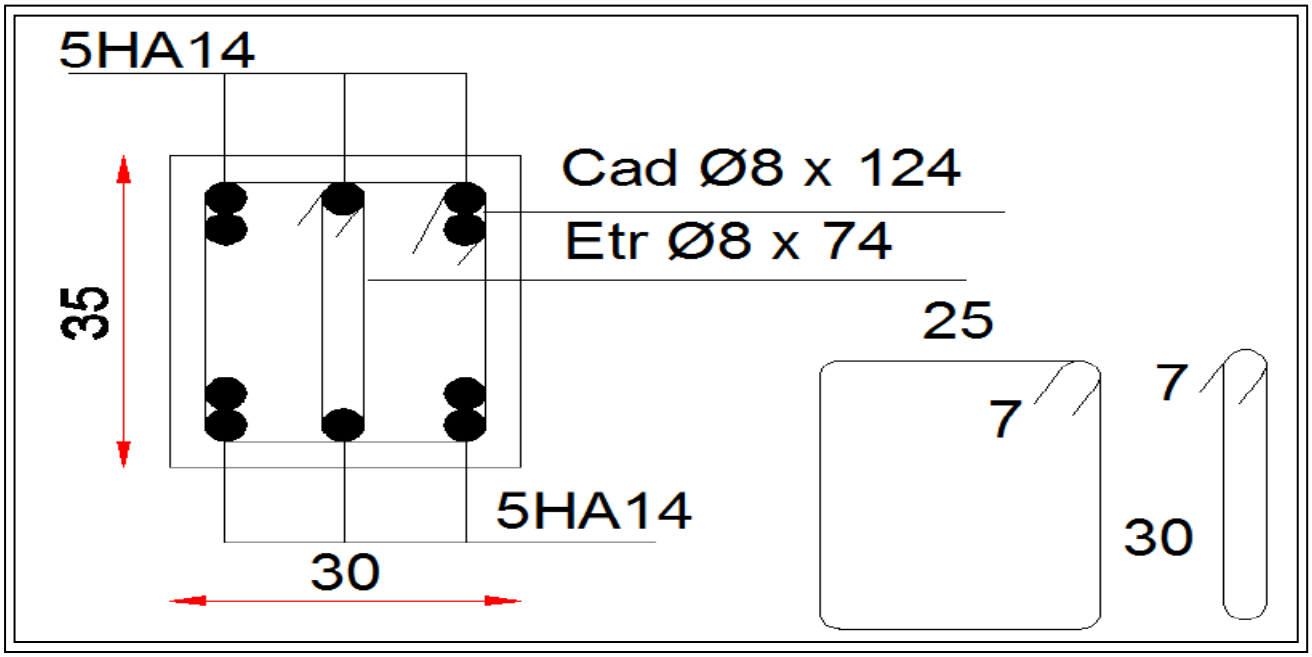


Figure V.3: Ferraillages des poutres secondaires

V.3. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto-stable ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 20% pour les structures contreventées.

Les poteaux sont calculés généralement en flexion composée, donc ils sont soumis à un effort normal 'N' et à un moment fléchissant 'M', sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions.

V.3.1. Détermination des armatures longitudinales :

a) Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA** :

$$A_l = \text{Min} \begin{cases} 4\ \text{cm}^2 \text{ par mètre de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \frac{A_l}{B} \le 5\%\ B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la condition de non fragilité :

$A_{min} = \frac{B}{1000}$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]**

La zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'

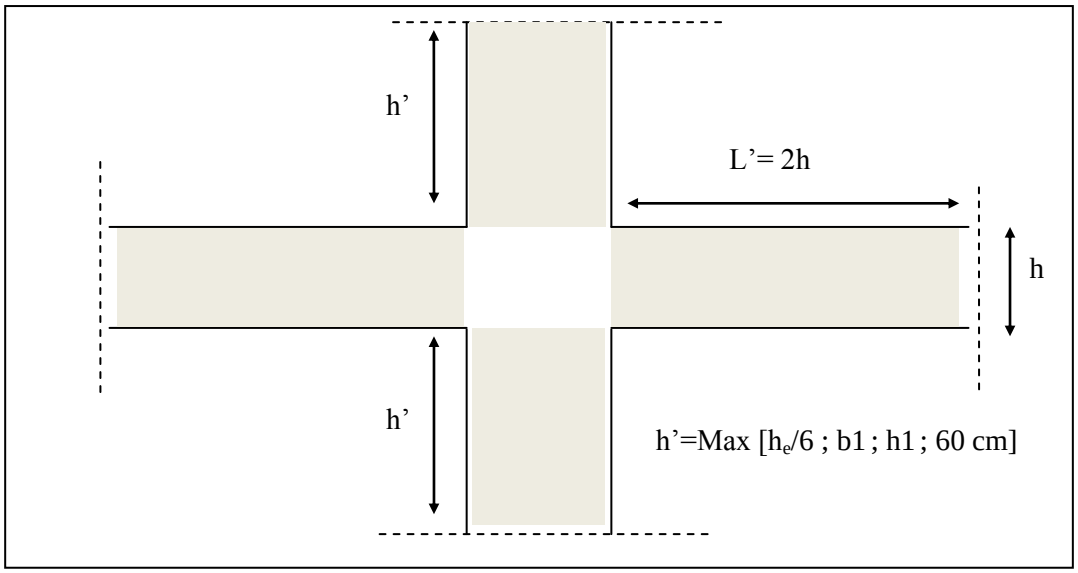


Figure V.4: définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets
- Leur pourcentage est limité en zone III par :

$0.9\% \le \frac{A_l}{b.h} \le 4\%$ en zone courante

$0.9\% \le \frac{A_l}{b.h} \le 6\%$ en zone de recouvrement

- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50ϕ en zone III
- La distance maximal 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.

b) **Sollicitations extrêmes de ferraillage :**

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

❖ **1er cas :** *influence de l'effort normal :*

Le calcul en flexion composé ce fera avec N_{max} et son M_{corr}

❖ **2ème cas** : *influence du moment*

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant M_{max} et son N_{corr}

❖ **3ème cas** : *Effort normal minimum :*

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corr}

c) Etat de stabilité de forme :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités, pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé etre appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u.(e_1+e_2+e_a)$$

e_1 : excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

e_2 : excentricité du 2ème ordre, due aux actions de déformations telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3L^2 f\,(2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

$\phi = \frac{déformation\ finale\ due\ au\ fluage}{déformation\ instantanée\ du\ béton} = 2$: généralement pour le béton

$\alpha = \frac{Moment\ permanent}{Moment\ total} = \frac{M_G}{M_u}$

L_f : longueur de flambement

h : hauteur totale de la section dans la direction de flambement

e_a : excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec l_0 sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}\left[\frac{l_0(cm)}{250}\ ;\ 2\ cm\right]$$

d) calcul des armatures à l'ELU de résistance :

❖ Situation durable

Béton : $\gamma_b = 1.5$ $f_{c28} = 25$ MPa $\sigma_b = 14.2$ MPa

Acier : $\gamma_s = 1.15$ $F_eE\ 400$ $\sigma_s = 348$ MPa

❖ Situation accidentelle

Béton : $\gamma_b = 1.15$ $f_{c28} = 25$ MPa $\sigma_b = 18.48$ MPa

Acier : $\gamma_s = 1.00$ $F_eE\ 400$ $\sigma_s = 400$MPa

Avec : $d \approx 0.9h$ et $c=c'= h-d$

Tableau V-14: les efforts adoptés pour le ferraillage des poteaux

Niveau	Section	Cas	Combinaison	N (KN)	M (kN.m)	M_G (kN.m)	e_1 (m)	e_2 (m)	e_a (m)	état	M_{corr} (kN.m)
Poteau (35 x35)	Rive	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	ELU	497.789	-44.892	31.632	0.09	0.015	0.02	SPC	62.49
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$		229.730	-51.186	-31.854	0.138	0.025	0.02	SEC	42.18
		$N_{min}\rightarrow M_{corr}$		9.836	12.77	8.075	1.29	0.0146	0.02	SEC	13.11
	Inter	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	ELU	514.879	15.961	-9.568	0.031	0.014	0.02	SPC	33.59
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$		112.155	-30.053	-18.969	0.268	0.014	0.02	SEC	33.93
		$N_{min}\rightarrow M_{corr}$		42.752	12.643	8.018	0.295	0.0146	0.02	SEC	14.12
Poteau (40 x40)	Rive	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	ELU	1064.79	14.361	-9.776	0.0134	0.013	0.02	SPC	49.72
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$		752.091	66.543	42.786	0.088	0.0128	0.02	SPC	91.25
		$N_{min}\rightarrow M_{corr}$		66.612	12.425	7.85	0.186	0.0127	0.02	SEC	14.61
	Inter	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	ELU	1075.27	18.585	-10.775	0.0173	0.012	0.02	SPC	53.28
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$		1004.761	47.099	28.743	0.046	0.0125	0.02	SPC	79.81
		$N_{min}\rightarrow M_{corr}$		112.155	-30.053	-18.967	0.268	0.0127	0.02	SEC	33.73
Poteau (45 x45)	Rive	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	ELU	1675.925	14.067	-9.94	0.008	0.012	0.02	SPC	67.62
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$		1320.96	-75.224	-48.53	0.057	0.011	0.02	SPC	116.76
		$N_{min}\rightarrow M_{corr}$		149.675	12.254	7.77	0.082	0.011	0.02	SPC	16.95
	Inter	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	ELU	1668.039	27.662	15.69	0.0165	0.010	0.02	SPC	79.04
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$		1280.016	61.105	37.455	0.047	0.011	0.02	SPC	101.02
		$N_{min}\rightarrow M_{corr}$		419.773	-3.649	2.31	0.008	0.011	0.02	SPC	16.81
Poteau (50 x50)	Rive	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	ELU	1915.33	4.89	-4.35	0.002	0.021	0.02	SPC	84.44
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$		78.354	16.904	11.2	0.21	0.018	0.02	SEC	19.92
		$N_{min}\rightarrow M_{corr}$		78.354	16.904	11.2	0.21	0.018	0.02	SEC	19.92
	Inter	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	ELU	1984.998	10.949	-13.146	0.005	0.025	0.02	SPC	101.57
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$		1894.483	81.086	46.45	0.042	0.017	0.02	SPC	151.86
		$N_{min}\rightarrow M_{corr}$		677.189	2.52	1.6	0.003	0.018	0.02	SPC	28.37

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V-15: ferraillage longitudinales des poteaux

Niveau	Section	M_U (KN.m)	N_U (KN)	Section	A_{calcul} (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Poteau 35 x 35	Rive	62.49	497.789	SPC	1.23	11.025	8HA14=**12.31**
		42.18	229.730	SEC	1.23	11.025	8HA14=**12.31**
		13.11	9.836	SEC	1.23	11.025	8HA14=**12.31**
	Inter	33.59	514.879	SPC	1.23	11.025	8HA14=**12.31**
		33.93	112.155	SEC	1.23	11.025	8HA14=**12.31**
		14.12	42.752	SEC	1.23	11.025	8HA14=**12.31**
Poteau 40 x 40	Rive	49.72	1064.79	SPC	1.6	14.40	8HA14+4HA12=**16.83**
		91.25	752.091	SPC	1.6	14.40	8HA14+4HA12=**16.83**
		14.61	66.612	SEC	1.6	14.40	8HA14+4HA12=**16.83**
	Inter	53.28	1075.27	SPC	1.6	14.40	8HA14+4HA12=**16.83**
		79.81	1004.761	SPC	1.6	14.40	8HA14+4HA12=**16.83**
		33.73	112.155	SEC	1.6	14.40	8HA14+4HA12=**16.83**
Poteau 45 x 45	Rive	67.62	1675.925	SPC	2.025	18.225	12HA14=**18.47**
		116.76	1320.96	SPC	2.025	18.225	12HA14=**18.47**
		16.95	149.675	SPC	2.025	18.225	12HA14=**18.47**
	Inter	79.04	1668.039	SPC	2.025	18.225	12HA14=**18.47**
		101.02	1280.016	SPC	2.025	18.225	12HA14=**18.47**
		16.81	419.773	SPC	2.025	18.225	12HA14=**18.47**
Poteau 50 x 50	Rive	84.44	1915.33	SPC	2.5	22.5	12HA16=**24.12**
		19.92	78.354	SEC	2.5	22.5	12HA16=**24.12**
		19.92	78.354	SEC	2.5	22.5	12HA16=**24.12**
	Inter	101.57	1984.998	SPC	2.5	22.5	12HA16=**24.12**
		151.86	1894.483	SPC	2.5	22.5	12HA16=**24.12**
		28.37	677.189	SPC	2.5	22.5	12HA16=**24.12**

e) Vérification des contraintes à L'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations M_{ser} , N_{ser}

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée :

$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G \cdot \nu_1}{I'_G}$ $\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G \cdot (\nu_1 - c')}{I'_G}\right]$

- Section partiellement comprimée :

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

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6\ f_{c28} =$ **15 MPa**
- Pour la fissuration préjudiciable : $\begin{cases} \sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6\ f_{c28} = \textbf{15 MPa} \\ \sigma_s \leq [\sigma_s] = \textbf{202 MPa} \end{cases}$

Peu nuisible (poteaux intermédiaires) → pas de vérification de contrainte d'acier
Préjudiciable (poteaux rives) → vérification nécessaire

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V-16:Vérification des contraintes dans les poteaux à L'ELS

	Poteau	M_{ser} (KN.m)	N_{ser} (KN)	A (cm²)	fissuration	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	Vérification
Rive	35 *x* 35	32.83	-362.94	12.31	Préjudiciable	5.6	8.5	CV
	40 *x* 40	10.50	-766.97	16.83		5.1	113.8	CV
	45 *x* 45	10.16	-1222.85	18.47		4.3	90.9	CV
	50 *x* 50	3.5	-1397.74	24.13		3.5	88.4	CV
Intermédiaire	35 *x* 35	11.55	-375.68	12.31	Peu nuisible	7.1	-	CV
	40 *x* 40	13.43	-783.33	16.83		3.8	-	CV
	45 *x* 45	20.01	-1214.44	18.47		4.8	-	CV
	50 *x* 50	7.93	-1445.14	24.13		3.7	-	CV

V.3.2. Détermination des armatures transversales :

a- Calcul des contraintes de cisaillement par CBA 93 :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

T_u : effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime
b_0 : la largeur de poteau
d : la hauteur utile (d=h-c)

b- Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ pour valeur :

- **Selon le CBA 93 :**

Armature droite ($\alpha = 90°$)
Fissuration peu nuisible :

$\overline{\tau_u}$= Min [0.2 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5 MPa]= $\begin{cases} \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 4.32 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$\overline{\tau_u}$= Min [0.15 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 MPa]= $\begin{cases} \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 3.26 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$

- **Selon le RPA.99 version 2003[2 :7.4.3.2]**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$\tau_u = \rho_d . f_{c28}$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda < 5 \end{cases}$$

Avec λ : c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Pour une section carrée de coté «a» l'élancement a pour valeur

$$\lambda = \frac{l_f}{a}\sqrt{12} \approx 3.46\frac{l_f}{a}$$

c- Vérifications des contraintes tangentielles :

Tableau V-17:Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Section	V_U (KN)	τ_u(MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]_{RPA}$ (MPa)	$[\tau_u]_{CBA}$ (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
35 *x* 35	33.17	0.292	21.18	0.075	1.88	2.5	CV
40 *x* 40	45.62	0.30	18.52	0.075	1.88	3.3	CV
45 *x* 45	60.43	0.31	16.46	0.075	1.88	3.3	CV
50 *x* 50	87.29	0.37	19.76	0.075	1.88	3.3	CV

d- **Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont pour rôles :

- Equilibrer l'effort tranchant
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales
- Empêcher le gonflement du béton
- Empêcher le flambement des armatures

- ***Selon le CBA 93 :***

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur ϕ_t est donnée par la relation :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l\right]$$

ϕ_l : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

$A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{fe}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 f_{t28} * K)}$$

Avec :

Dans le de flexion composée : K= 1+3.$\frac{N_u}{B.f_{c28}}$

$S_t \leq$ Min [0.9d, 40 cm]

$$\frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq 0.4\ MPa$$

- **Selon le RPA99 version 2003** :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{h_l . f_e}$$

Avec :

S_t : espacement des armatures transversales $\leq$ $\begin{cases} 10\ cm & \text{zone nodale} \\ \text{Min } (\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l) & \text{zone courante} \end{cases}$

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau :

$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \rightarrow$ $\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{dans les cas contraires} \end{cases}$

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/(S_t * b)$ en %est donnée comme suit :

0.3%	si $\lambda_g \geq 5$
0.8%	si $\lambda_g \leq 3$
$3<\lambda_g< 5$	interpoler entre les valeurs limites précédentes

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ϕ_t minimum

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($C_{heminées}$> 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur la hauteur des poteaux

Les résultants sont représentées dans le tableau suivant (f_e= 400MPa) :

Tableau V-18 : Calcul des armatures transversales avec leur espacement

Section	Zone	St_{cal} (cm)	St_{final} (cm)	At_{min} (cm²)	λ_g	$\frac{A_t}{S_t*b}$‰	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$	Choisi
35 *x* 35	Courant	53.01	15	3.14	8.74	5.98	CV	4Ø10
	Nodale		10			8.97	CV	4 Ø 10
40 *x* 40	Courant	44	15	3.14	7.65	5.23	CV	4 Ø 10
	Nodale		10			7.85	CV	4 Ø 10
45 *x* 45	Courant	37.41	15	3.14	6.8	4.65	CV	4 Ø 10
	Nodale		10			6.97	CV	4 Ø 10
50 *x* 50	Courant	28.7	15	3.14	8.16	4.18	CV	4 Ø 10
	Nodale		10			6.28	CV	4Ø 10

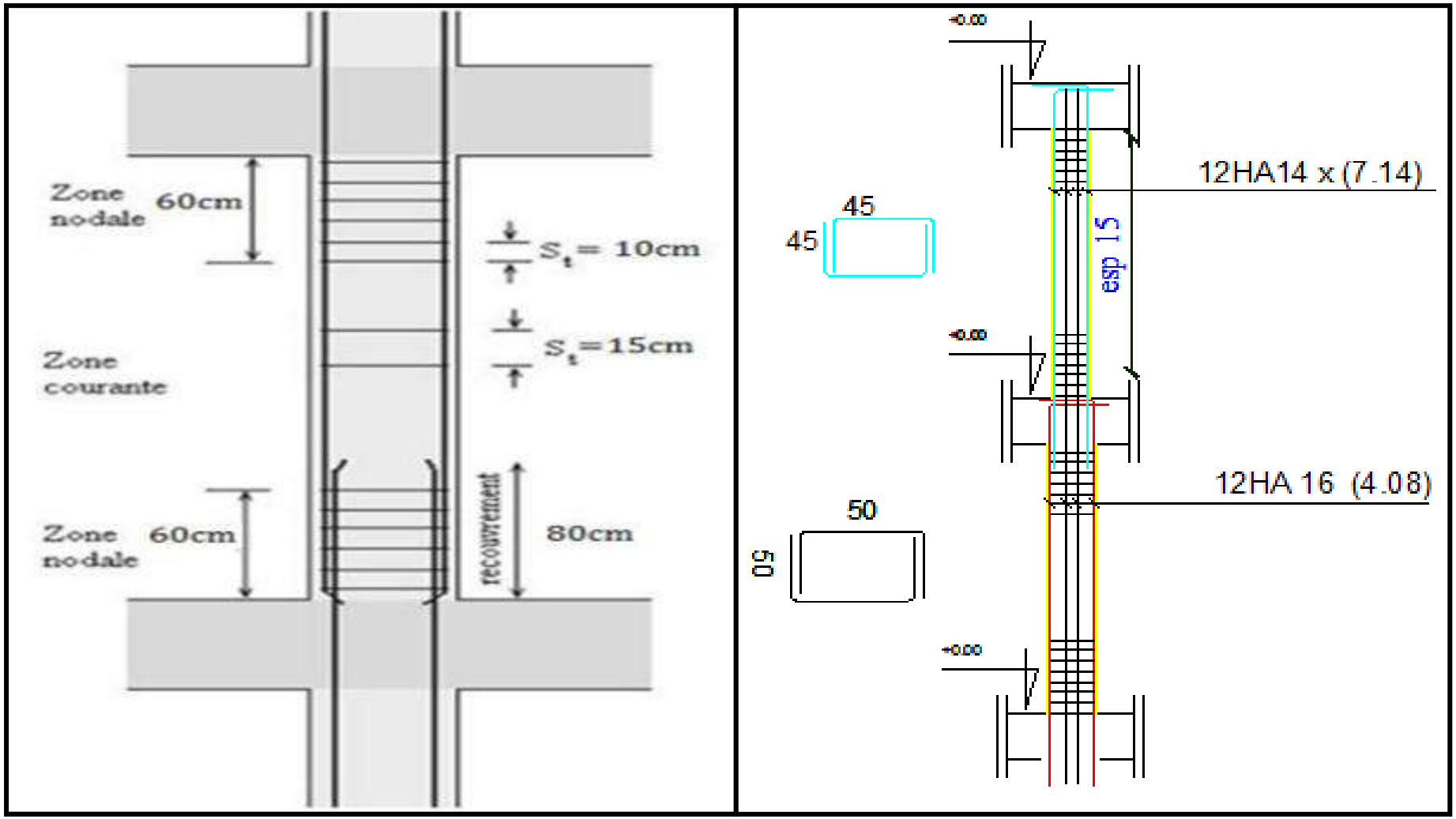


Figure V.5: disposition des armatures dans les poteaux

Ferraillage des poteaux :

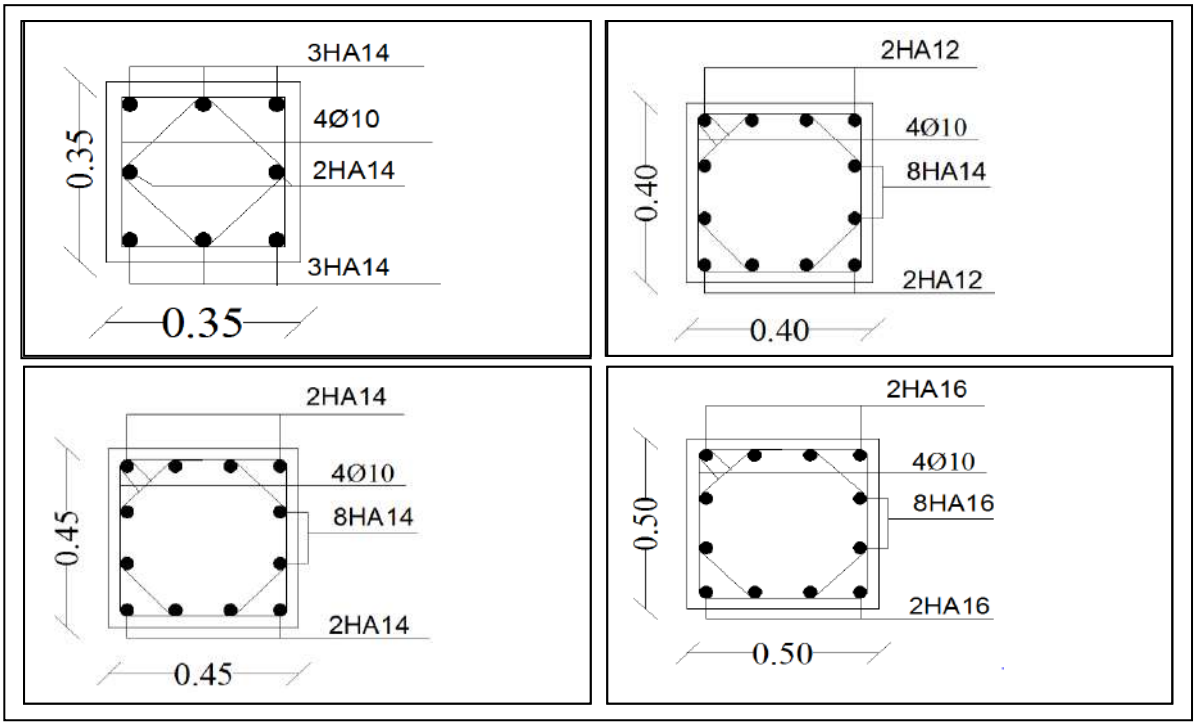


Figure V.6 : ferraillage des poteaux

V.4. Ferraillage des voiles :

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 effort normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchant ainsi que des moments fléchissant.

2. Les voiles avec files d'ouvertures :

a- 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 types d'armatures :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime

b- Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion « A_l »
- ✓ Des aciers transversaux « A_t »
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau)

3. Recommandations réglementaires :

1- Armatures verticales *:*

L'acier choisi est de type haut adhérence F_e 400

❖ **Selon le CBA 93 :**

$$0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$$

Avec :

- a= l'épaisseur du voile
- b= la largeur de la zone tendue

Condition de non fragilité

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 :**

$$A_{ver} = \begin{cases} 0.2\%.\mathbf{B}_t & \text{dans la section tendue du voile} \\ 0.15\%.\mathbf{B} & \text{dans la section globale du voile} \\ 0.1\%.\mathbf{B} & \text{dans la section courante} \end{cases}$$

Avec :

B : section du voile

2- Armatures horizontales *:*

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est supporter l'effort tranchant "V".

❖ ***Selon le CBA 93*** :

Diamètre minimal : $\phi_h \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \phi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales :

$S_h \leq$ Min [0.9d ; 40 cm]

$$\mathbf{S_h \leq \frac{A_h.f_{eh}}{0.4a}} \qquad \mathbf{S_h \leq \frac{A_h.0.9f_{eh}}{\gamma_s.a.\tau_b}}$$

$\overline{\tau}_b$= Min [0.2 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5 MPa] : fissuration peu nuisible

$\overline{\tau}_b$= Min [0.15 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 MPa] : fissuration préjudiciable

Avec :

- ✓ τ_b : contrainte de cisaillement
- ✓ $\overline{\tau}_b$: contrainte de cisaillement admissible
- ✓ A_h : section d'armatures horizontales
- ✓ d= 0.9 h : hauteur utile.

❖ **Selon RPA 99 version 2003** :

$\phi_h \leq \frac{1}{10}.a$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.003} \qquad S_h \leq \text{Min}\,[1.5a ; 30\ \text{cm}]$$

3- Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds lisse de nuance F_eE 235, 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.

a-* Recommandations pour les voiles et les trumeaux *:

La longueur de recouvrement doit être égale :

- ✓ 40 ϕ : pour les barres situées dans les zones où le reversement de signes des efforts est possible
- ✓ 20ϕ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

b- Espacement des armatures verticales :

$S_v \leq$ Min [1.5a ; 30 cm]

$$S_v = \begin{cases} S_v & \text{zone courante} \\ S_v/2 & \text{zone d'extrémité } (\frac{L}{10}) \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10ϕ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

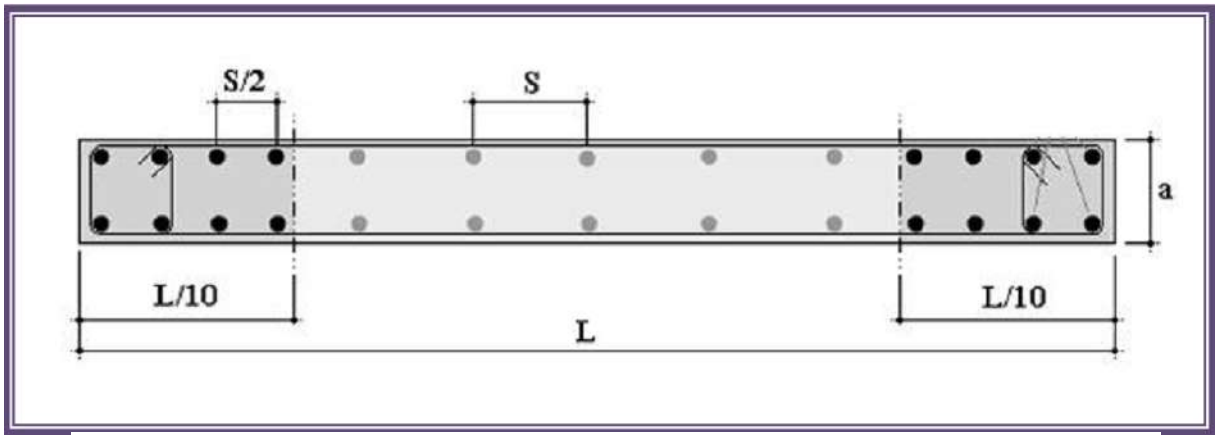


Figure V.7: disposition des armatures verticales dans les voiles

V.4.1. Calcul des armatures :

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant
Dans notre cas on a un voile d'épaisseur égale à 20 cm pour tous les étages

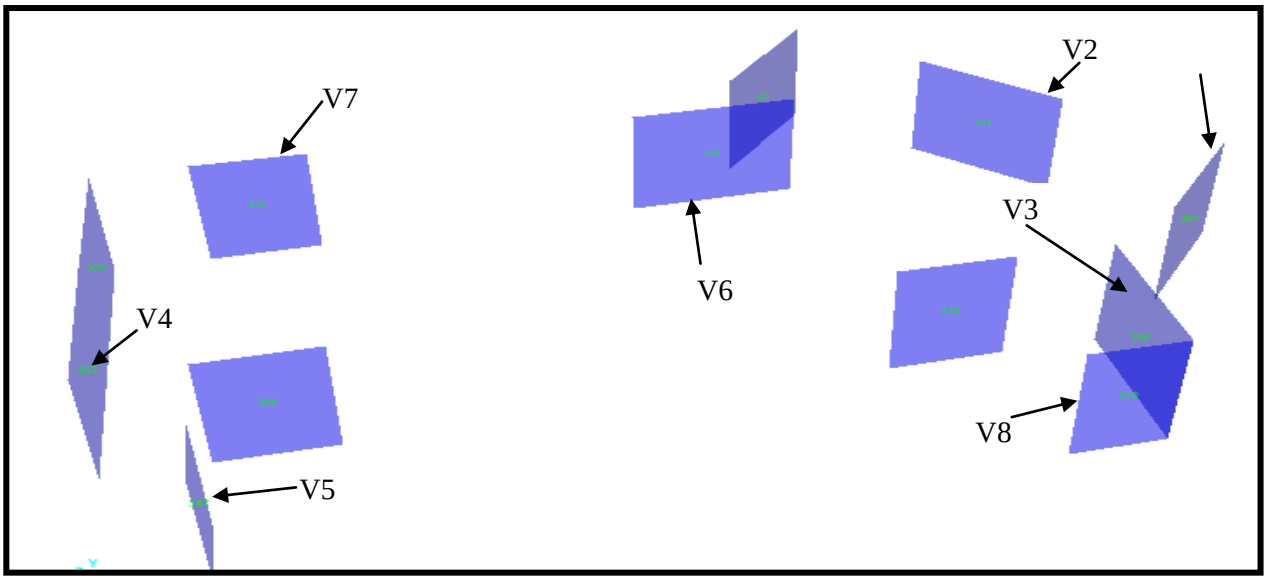


Figure V.8: disposition des voiles

V.4.1.1.Armatures verticales :

Tableau V-19:calcul des armatures verticales

Voile	Niveau	Situation	N (KN)	M (KN.m)	A_{cal} (Cm^2)	A_{min} RPA	A_{min} CBA	S_t (cm)	Choix (cm^2)
4.15 V1	$5^{ème}$ et $6^{ème}$	ACC	617.43	658.831	18.60	11,40	7.60	15	2*(30 HA10=**23.56)**
	$3^{ème}$ et $4^{ème}$		1203.627	1610.98	19.00	11,25	7.50	15	2*(30 HA10=**23.56)**
	1^{er} et $2^{ème}$		1648.523	3127.73	19.40	11,10	7.40	15	2*(30HA10=**23.56)**
	RDC		1760.462	4558.09	19.80	10,95	7.30	15	2*(30HA 10=**23.56)**
4.51 V2	$5^{ème}$ et $6^{ème}$	ACC	543.928	887.099	20.04	12,48	8.32	15	2*(34 HA10= **26.70)**
	$3^{ème}$ et $4^{ème}$		1053.692	1956.70	20.44	12,33	8.22	15	2*(34 HA10= **26.70)**
	1^{er} et $2^{ème}$		1478.42	4201.99	20.84	12,18	8.12	15	2*(34HA10= **26.70)**
	RDC		1625.559	5595.30	21.24	12,03	8.02	15	2*(34 HA10= **26.70)**
4.25 V3	$5^{ème}$ et $6^{ème}$	ACC	596.84	1893.81	19.00	11,70	7.80	15	2*(30HA 10=**23.56)**
	$3^{ème}$ et $4^{ème}$		1308.70	3773.79	19.40	11,55	7.70	15	2*(30HA 10=**23.56)**
	1^{er} et $2^{ème}$		2560.06	6187.91	19.80	11,40	7.60	15	2*(30HA 10=**23.56)**
	RDC		3150.60	7812.70	20.20	11,25	7.50	15	2*(30HA 10=**23.56)**
4.6 V4	$5^{ème}$ et $6^{ème}$	ACC	677.89	1221.89	20.40	12,75	12.75	15	2*(31 HA10= **24.35)**
	$3^{ème}$ et $4^{ème}$		1771.65	2469.12	20.80	12,60	12.60	15	2*(31HA10= **24.35)**
	1^{er} et $2^{ème}$		3454.25	4002.31	21.20	12,45	12.45	15	2*(31 HA10= **24.35)**
	RDC		4215.55	4965.68	21.60	12,30	12.30	15	2*(31 HA10= **24.35)**
2 V5	$5^{ème}$ et $6^{ème}$	ACC	310.54	46.58	10.00	4,95	3.30	15	2*(15HA10 =**11.78**)
	$3^{ème}$ et $4^{ème}$		455.18	129.56	10.40	4,80	3.20	15	2*(15 HA10=**11.78**)
	1^{er} et $2^{ème}$		751.17	176.83	10.80	4,65	3.10	15	2*(15 HA10=**11.78**)
	RDC		949.04	847.79	11.20	4,50	3.00	15	2*(15 HA10= **11.78**)
4.75 V6	$5^{ème}$ et $6^{ème}$	ACC	775.98	1684.55	21.00	13,20	12.75	15	2*(35 HA10= **27.49)**
	$3^{ème}$ et $4^{ème}$		1720.15	3558.58	21.40	13,05	12.90	15	2*(35 HA10= **27.49)**
	1^{er} et $2^{ème}$		2446.54	7027.95	21.80	12,90	13.05	15	2*(35 HA10= **27.49)**
	RDC		2683.39	8864.11	22.20	12,75	13.20	15	2*(35 HA10= **27.49)**
3.1 V7	$5^{ème}$ et $6^{ème}$	ACC	624.80	559.85	14.40	8,25	8.25	15	2*(21HA10= **16.49)**
	$3^{ème}$ et $4^{ème}$		1146.32	1015.15	14.80	8,10	8.10	15	2*(21 HA10= **16.49)**
	1^{er} et $2^{ème}$		1562.36	2156.42	15.20	7,95	7.95	15	2*(22 HA10= **17.28)**
	RDC		1676.75	3201.61	15.60	7,80	7.80	15	2*(22 HA10= **17.28)**
2.6 V8	$5^{ème}$ et$6^{ème}$	ACC	422.54	313.82	12.40	6,75	6.75	15	2*(18 HA10= **14.14**
	$3^{ème}$ et$4^{ème}$		1028.47	672.37	12.80	6,60	6.60	15	2*(20 HA10= **15.71)**
	1^{er} et $2^{ème}$		1711.15	1465.43	13.20	6,45	6.45	15	2*(19 HA10= **14.92)**
	RDC		1949.42	2251.68	13.60	6,30	6.30	15	2*(20HA10= **15.71)**

1. Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6\ f_{c28} =$ **15 MPa**
- Pour la fissuration préjudiciable : $\begin{cases} \sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6\ f_{c28} = \textbf{15 MPa} \\ \sigma_s \leq [\sigma_s] = \textbf{202 MPa} \end{cases}$

Tableau V-20 : vérification des armatures verticale à l'ELS

Voile	Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	$A_{choisit}$ (Cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
4.15 V2	5ème et 6ème	0.2*3.80	342,286	-31.88	**23.56**	0.413	6.182	CV
	3ème et 4ème	0.2*3.75	671,814	-63.10	**23.56**	0.772	11.558	CV
	1er et 2ème	0.2*3.70	954,295	-73.48	**23.56**	1.015	15.208	CV
	RDC	0.2*3.65	1062,687	-59.31	**23.56**	1.035	15.517	CV
4.51 V1	5ème et 6ème	0.2*4.16	477.12	10.46	**26.70**	0.487	7.309	CV
	3ème et 4ème	0.2*4.11	913.82	-69.32	**26.70**	0.944	14.145	CV
	1er et 2ème	0.2*4.06	1297.09	-59.08	**26.70**	1.233	18.479	CV
	RDC	0.2*4.01	1443,967	-50.66	**26.70**	1.281	19.209	CV
4.25 V3	5ème et 6ème	0.2*3.90	412.41	95.74	**23.56**	0.556	8.324	CV
	3ème et 4ème	0.2*3.85	776.88	163.79	**23.56**	0.975	14.584	CV
	1er et 2ème	0.2*3.80	1083.27	120.13	**23.56**	1.165	17.445	CV
	RDC	0.2*3.75	1201.08	78.52	**23.56**	1.159	17.367	CV
4.6 V4	5ème et 6ème	0.2*4.25	277.98	-54.72	**24.35**	0.331	4.959	CV
	3ème et 4ème	0.2*4.20	554.94	-62.68	**24.35**	0.583	8.739	CV
	1er et 2ème	0.2*4.15	790.24	-105.76	**24.35**	0.803	12.025	CV
	RDC	0.2*4.10	923.61	-78.69	**24.35**	0.846	12.679	CV
2 V5	5ème et 6ème	0.2*1.65	234.53	-67.94	**11.78**	0.904	13.383	CV
	3ème et 4ème	0.2*1.60	659.49	133.22	**11.78**	2.007	29.760	CV
	1er et 2ème	0.2*1.55	653.73	-15.81	**11.78**	1.231	18.430	CV
	RDC	0.2*1.50	720.07	9.51	**11.78**	1.179	17.663	CV
4.75 V6	5ème et 6ème	0.2*4.40	577.71	-14.95	**27.49**	0.564	8.451	CV
	3ème et 4ème	0.2*4.35	1127.123	-67.26	**27.49**	1.089	16.318	CV
	1er et 2ème	0.2*4.30	1567.95	-46.24	**27.49**	1.400	20.989	CV
	RDC	0.2*4.25	1724.59	-24.92	**27.49**	1.476	22.136	CV
3.1 V7	5ème et 6ème	0.2*2.75	509.13	-75.76	**16.49**	0.907	13.557	CV
	3ème et 4ème	0.2*2.70	938.88	-67.56	**16.49**	1.408	21.074	CV
	1er et 2ème	0.2*2.65	1290.66	-46.17	**17.28**	1.701	25.488	CV
	RDC	0.2*2.60	1402.52	-5.07	**17.28**	1.627	24.399	CV
2.6 V8	5ème et6ème	0.2*2.25	275.73	-129.09	**14.14**	0.904	13.407	CV
	3ème et4ème	0.2*2.20	552.69	-101.04	**15.71**	1.176	17.536	CV
	1er et 2ème	0.2*2.15	779.48	-39.09	**14.92**	1.233	18.459	CV
	RDC	0.2*2.10	818.39	1.033	**15.71**	1.076	16.141	CV

2. Vérification des voiles a l'effort tranchant :

Contrainte limite de cisaillement (RPA99 Art 7.7.2)

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant à la base du voile majoré de 40%

La contrainte de cisaillement est : $\boldsymbol{\tau_u = \frac{1.4\ x\ V}{b_0.d}}$

Avec :

T : l'effort tranchant à la base du voile

b_0 : épaisseur du voile

d : hauteur utile =0.9h

h : hauteur total de la section brute

- ✓ La contrainte limite est : $\overline{\tau}_u = 0.2\ f_{c28} = 5$ MPa

Donc il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \overline{[\tau_u]}$

Tableau V-21: vérification des voiles à l'effort tranchant

Voile	Niveau	h (cm)	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
4.15 (V2)	5ème et6ème	271	395.3	1,135	CV
	3ème et4ème	271	532.04	1,527	CV
	1er et 2ème	271	793.32	2,277	CV
	RDC	373	906.8	1,891	CV
4.51 (V1)	5ème et6ème	266	401.75	1,175	CV
	3ème et4ème	266	579.41	1,694	CV
	1er et 2ème	266	953.96	2,789	CV
	RDC	368	963.71	2,037	CV
4.25 (V3)	5ème et6ème	271	48.4	0,139	CV
	3ème et4ème	271	32.41	0,093	CV
	1er et 2ème	271	37.02	0,106	CV
	RDC	373	11.87	0,025	CV
4.6 (V4)	5ème et6ème	271	61.96	0,178	CV
	3ème et4ème	271	39.24	0,113	CV
	1er et 2ème	271	44.23	0,127	CV
	RDC	373	14.81	0,031	CV
2 V5	5ème et6ème	271	19.04	0,055	CV
	3ème et4ème	271	9.56	0,027	CV
	1er et 2ème	271	14.33	0,041	CV
	RDC	373	4.56	0,010	CV
4.75 V6	5ème et6ème	266	774.25	2,264	CV
	3ème et4ème	266	1137.48	3,326	CV
	1er et 2ème	266	1634.95	4,781	CV
	RDC	368	1499.99	3,170	CV
3.1 V7	5ème et6ème	266	415.87	1,216	CV
	3ème et4ème	266	463.76	1,356	CV
	1er et 2ème	266	695.99	2,035	CV
	RDC	368	786.19	1,662	CV
2.6 V8	5ème et6ème	266	344.85	1,008	CV
	3ème et4ème	266	419.99	1,228	CV
	1er et 2ème	266	590.22	1,726	CV
	RDC	368	651.85	1,378	CV

V.4.1.2.Armatures horizontales :

Elles sont parallèles aux deux faces du refend, leur rôle principal est de reprendre l'effort tranchant. Elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales
Les résultats sont représenter dans le tableau suivant :

Tableau V-22: détermination des armatures horizontales et leur espacement

Voile	Niveau	τ_u (MPa)	S_h CBA	S_h RPA	S_h	A_h (cm²/ml)	A_h RPA (cm²)	choix
4.15 V2	16.32	1,135	40	30	15	4,7125	10,84	2*(18HA10= **14.14**)
	10.2	1,527	40	30	15	4,9075	10,84	2*(18HA10= **14.14**)
	4.08	2,277	40	30	15	4,9075	10,84	2*(18HA10= **14.14**)
	0.00	1,891	40	30	15	5,105	14,92	2*(25HA10= **19.63**)
4.51 V1	16.32	1,175	40	30	15	5,105	10,64	2*(18HA10= **14.14**)
	10.2	1,694	40	30	15	5,3025	10,64	2*(18HA10= **14.14**)
	4.08	2,789	40	30	15	5,3025	10,64	2*(18HA10= **14.14**)
	0.00	2,037	40	30	15	5,4975	14,72	2*(25HA10= **19.63**)
4.25 V3	16.32	0,139	40	30	15	4,9075	10,84	2*(18HA10= **14.14**)
	10.2	0,093	40	30	15	4,9075	10,84	2*(18HA10= **14.14**)
	4.08	0,106	40	30	15	5,105	10,84	2*(18HA10= **14.14**)
	0.00	0,025	40	30	15	5,105	14,92	2*(25HA10= **19.63**)
4.6 V4	16.32	0,178	40	30	15	5,105	10,84	2*(18HA10= **14.14**)
	10.2	0,113	40	30	15	5,3025	10,84	2*(18HA10= **14.14**)
	4.08	0,127	40	30	15	5,3025	10,84	2*(18HA10= **14.14**)
	0.00	0,031	40	30	15	5,4975	14,92	2*(25HA10= **19.63**)
2 V5	16.32	0,055	40	30	15	2,5525	10,84	2*(18HA10= **14.14**)
	10.2	0,027	40	30	15	2,75	10,84	2*(18HA10= **14.14**)
	4.08	0,041	40	30	15	2,75	10,84	2*(18HA10= **14.14**)
	0.00	0,010	40	30	15	2,945	14,92	2*(25HA10= **19.63**)
4.75 V6	16.32	2,264	40	30	15	5,3025	10,64	2*(18HA10= **14.14**)
	10.2	3,326	40	30	15	5,4975	10,64	2*(18HA10= **14.14**)
	4.08	4,781	40	30	15	5,4975	10,64	2*(18HA10= **14.14**)
	0.00	3,170	40	30	15	5,695	14,72	2*(25HA10= **19.63**)
3.1 V7	16.32	1,216	40	30	15	3,73	10,64	2*(18HA10= **14.14**)
	10.2	1,356	40	30	15	3,73	10,64	2*(18HA10= **14.14**)
	4.08	2,035	40	30	15	3,9275	10,64	2*(18HA10= **14.14**)
	0.00	1,662	40	30	15	3,9275	14,72	2*(25HA10= **19.63**)
2.6 V8	16.32	1,008	40	30	15	3,1425	10,64	2*(18HA10= **14.14**)
	10.2	1,228	40	30	15	3,3375	10,64	2*(18HA10= **14.14**)
	4.08	1,726	40	30	15	3,3375	10,64	2*(18HA10= **14.14**)
	0.00	1,378	40	30	15	3,535	14,72	2*(25HA10= **19.63**)

V.4.1.3.Armatures transversales *:*

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures (ϕ_t, ϕ_v) est tel que $\phi_t \leq \phi_v$, étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

Les épingles sont destinées à empêche le flambement de l'armature verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit de recouvrement, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m² au moins

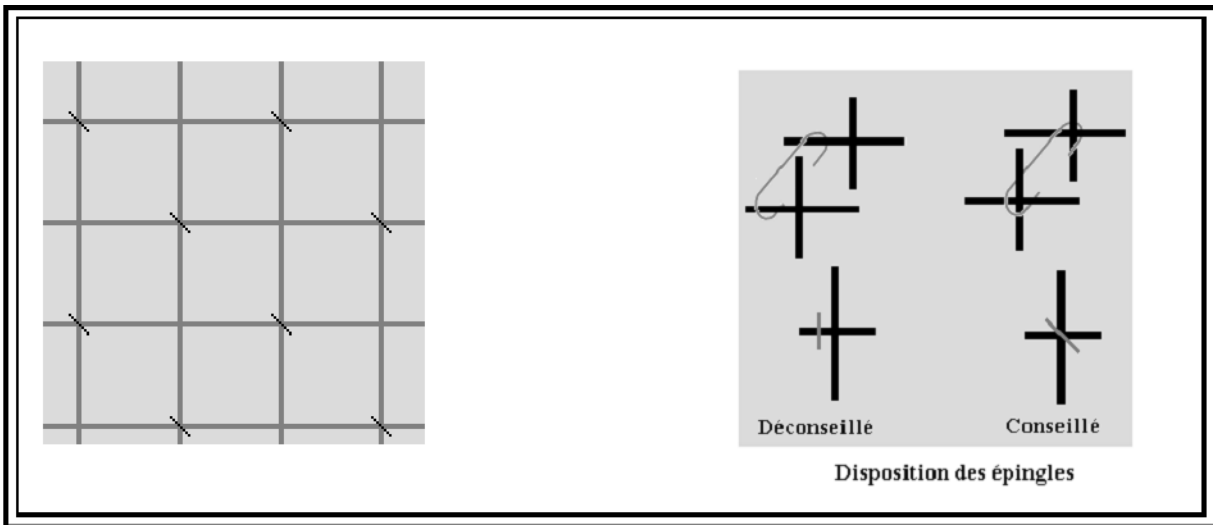


Figure V.9:disposition des armatures transversales

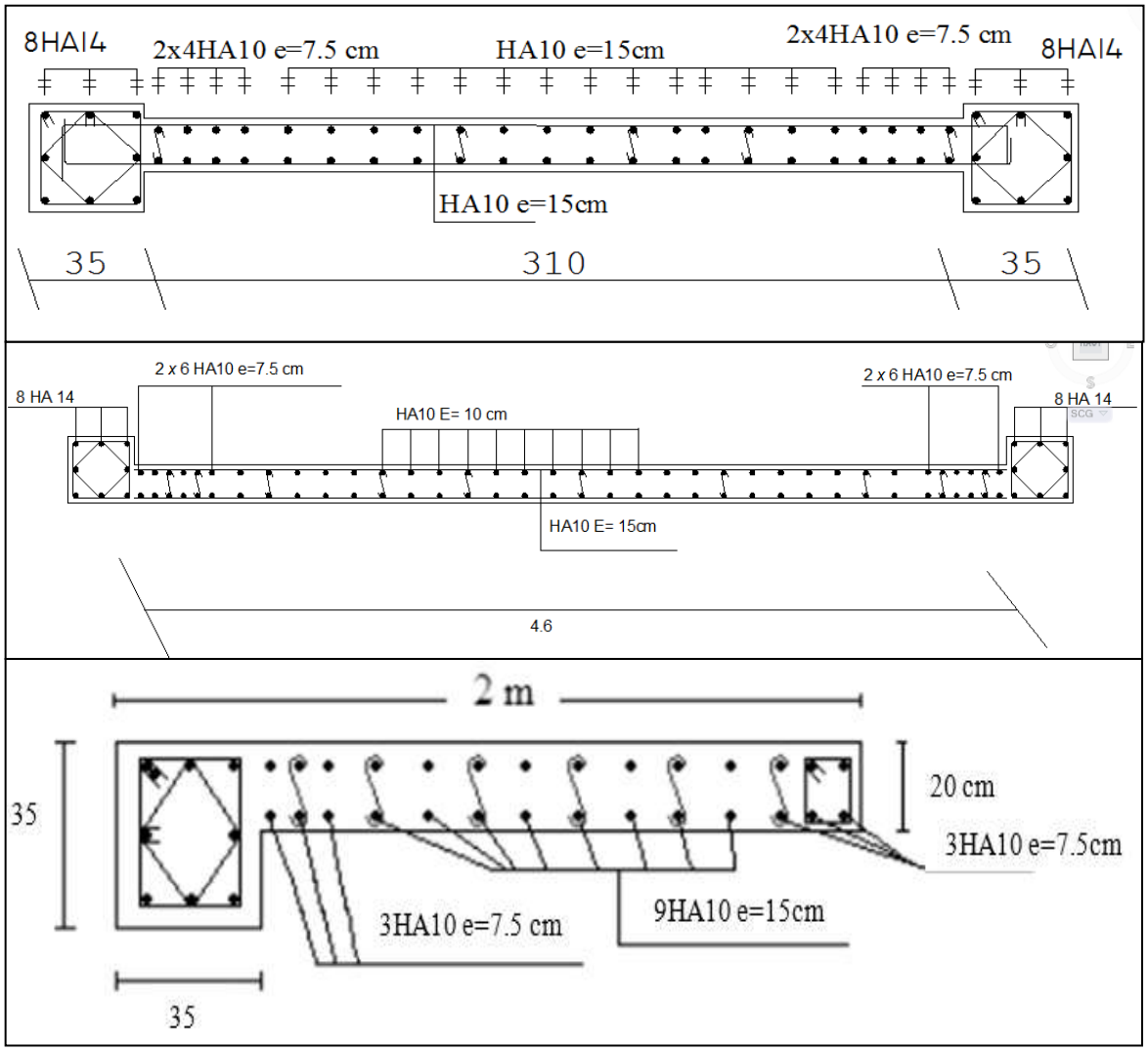


Figure V.10 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Chapitre VI :

Etude de l’infrastructure

VI.1. Etude du sol :

VI.1.1. Introduction :

Le sol constitue un support indispensable à l'implantation d'un ouvrage. Il est nécessaire pour l'ingénieur ou le constructeur d'accorder une importance primordiale à l'étude du sol pour connaitre l'état des lieux aux voisinages de la construction et les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le sol de fondation.

VI.1.2. Situation du projet :

Le projet est situé dans la wilaya d'ALGER.

Le projet est un bâtiment (R+6).

VI.1.3. Compagne d'investigation :

Pour l'étude du sol plusieurs travaux ont été effectués :

Réalisation des essais in situ :

- ✓ Réalisation de 03 essais de pénétration dynamique ;
- ✓ Réalisation d'un sondage carotte pousse jusqu'à une profondeur de 2 mètres ;

Une campagne d'essais d'analyse au laboratoire sur la base des échantillons récupérés des sondages carottés pour déterminer les propriétés physiques et mécaniques du sol.

VI.1.4 Nature du sol :

Le site prospecté est constitué essentiellement de :

- ✓ Une couche de fondation de nature argileuse faiblement sableuse à argileuse.
- ✓ Le sol est de faible humidité, de faible à moyenne compacité, non compressible et non gonflant.

Travaux de laboratoire :

Compte tenu du sol pulvérulent, nous n'avons pu extraire des échantillons intacts aux niveaux prévus pour l'encastrement des fondations.

- ❖ **Conclusion :**

La synthèse des données obtenues lors des différentes phases de la présente étude permet d'énoncer les conclusions suivantes :

- ✓ Les analyses chimiques montrent que le sol n'est pas agressif vis à vis des bétons d'infrastructure ;
- ✓ La profondeur d'ancrage est de **2m** par rapport au terrain naturel ;
- ✓ La contrainte admissible est prise égale à : $\boldsymbol{\sigma_{sol} = 1.3bars}$
- ✓ La masse volumique humide : $\boldsymbol{\gamma_{sol} = 18KN/m^3}$

VI.2. Etude des fondations

VI.2.1.Introduction :

Une fondation est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connait 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 généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportée par la structure
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans des 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.2.2.Type de fondation

Pour les fondations, on distingue : les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radier), 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 de rupture.

Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels aura des conséquence plus au moins graves selon la nature de la construction ;d'autre part le tassement dépend depend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

VI.2.3.Choix de type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire
- La nature et l'hymogéinéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation

- La raison économique
- La facilité du réalisation
- La distante entre axes des poteaux
- Le rapport du sol

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les fondations peuvent etre l'un des type suivante :

- Semelles isolées
- Semelles filantes
- Radier nervuré
- Radier général

VI.3. 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 portance du sol et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes puis 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 (C.D.G) des fondations.

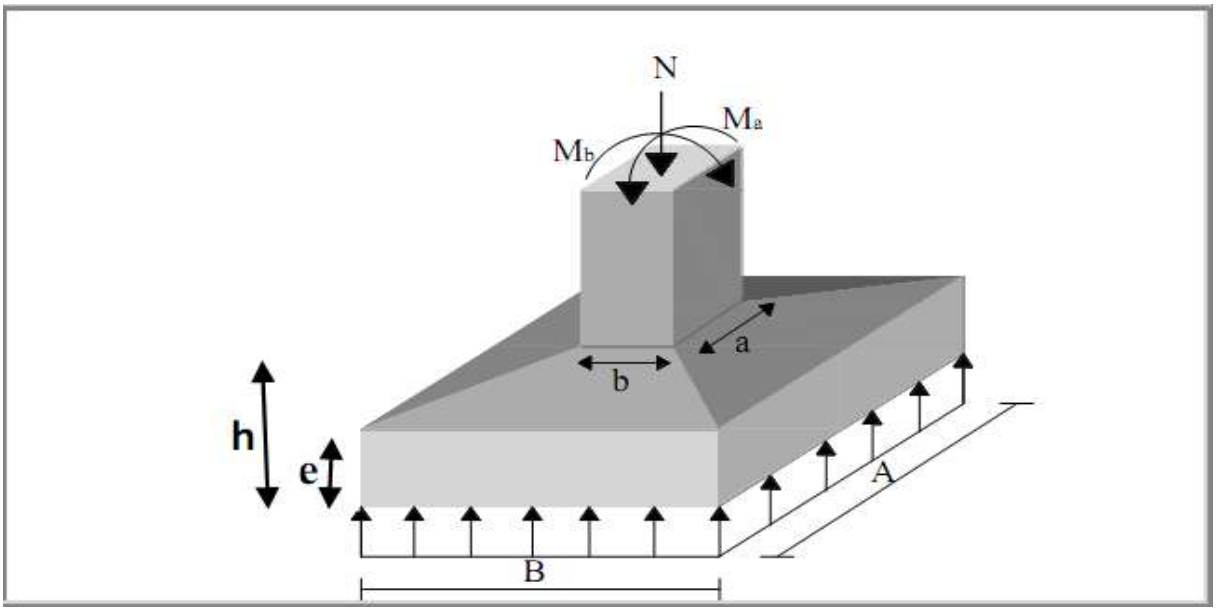
VI.3.1.Calcul des semelles isolées :

On adoptera une semelle homothéque, c'est -à-dire le rapport de A sur B égal au rapport de a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour notre cas (poteaux carré) a=b donc A=B $\Rightarrow$ S= A^2

A est déterminé par : $S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = [\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}]$

Avec :$A=\sqrt{S}$ σ_{sol}= 1.3 bars



FigureVI.1: Semelle isolée sous poteau

VI.3.1.1.Dimensionnement des semelles isolées :

Tableau VI-1: Dimensionnement des semelles isolées

Semelles	N_{ser} (KN)	A(m)	A_{choisi}	h (cm)	h_{choisi} (cm)	e
S1	74.95	0,76	0.8	10,5	15	0.03
S2	1258.28	3,11	3.2	70,5	75	
S3	1254.32	3,11	3.2	70,5	75	
S4	1220.71	3,06	3.10	68	70	
S5	1209.16	3.05	3.10	68	70	
S6	1380.48	3,26	3.30	73	75	
S7	1365.40	3,24	3.30	73	75	
S8	794.04	2,47	2.5	53	55	
S9	1163.54	2,99	3.00	65,5	70	
S10	1442.97	3,33	3.40	75,5	80	
S11	1406.43	3,29	3.30	73	75	
S12	1381.43	3,26	3.30	73	75	
S13	1311.81	3,18	3.20	70,5	75	
S14	1383.50	3,26	3.30	73	75	
S15	631.24	2,20	2.20	45,5	50	
S16	851.41	2,56	2.60	55,5	60	
S17	1367.83	3,24	3.30	73	75	
S18	1083.56	2,89	2.90	63	65	

VI.3.1.2.Vérification des contraintes à ELS :

$$\sigma=\frac{N_{ser}+P_{semelle}+P_{amorce\ poteau}+P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_{sol}$$

Tableau VI-2: Vérification des contraintes à ELS

Semelles	N_{ser} (KN)	$P_{semlles}$ (KN)	$P_{amorce\ poteaux}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	A_{choisi} (m)	σ_{cal} (Bar)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$
S1	74.95	2.4	9,69	21,312	0,8	1,60	CNV
S2	1258.28	192	5,94	230,4	3,2	1,46	CNV
S3	1254.32	192	5,94	230,4	3,2	1,46	CNV
S4	1220.71	168,175	6,25	224,874	3,1	1,51	CNV
S5	1209.16	168,175	6,25	224,874	3,1	1,50	CNV
S6	1380.48	204,1875	5,94	245,025	3,3	1,50	CNV
S7	1365.40	204,1875	5,94	245,025	3,3	1,48	CNV
S8	794.04	85,9375	7,19	163,125	2,5	1,54	CNV
S9	1163.54	157,5	6,25	210,6	3	1,53	CNV
S10	1442.97	231,2	5,63	249,696	3,4	1,47	CNV
S11	1406.43	204,1875	5,94	245,025	3,3	1,52	CNV
S12	1381.43	204,1875	5,94	245,025	3,3	1,50	CNV
S13	1311.81	192	5,94	230,4	3,2	1,51	CNV
S14	1383.50	204,1875	5,94	245,025	3,3	1,50	CNV
S15	631.24	60,5	7,50	130,68	2,2	1,59	CNV
S16	851.41	101,4	6,88	170,352	2,6	1,52	CNV
S17	1367.83	204,1875	5,94	245,025	3,3	1,49	CNV
S18	1083.56	136,6625	6,56	204,363	2,9	1,54	CNV

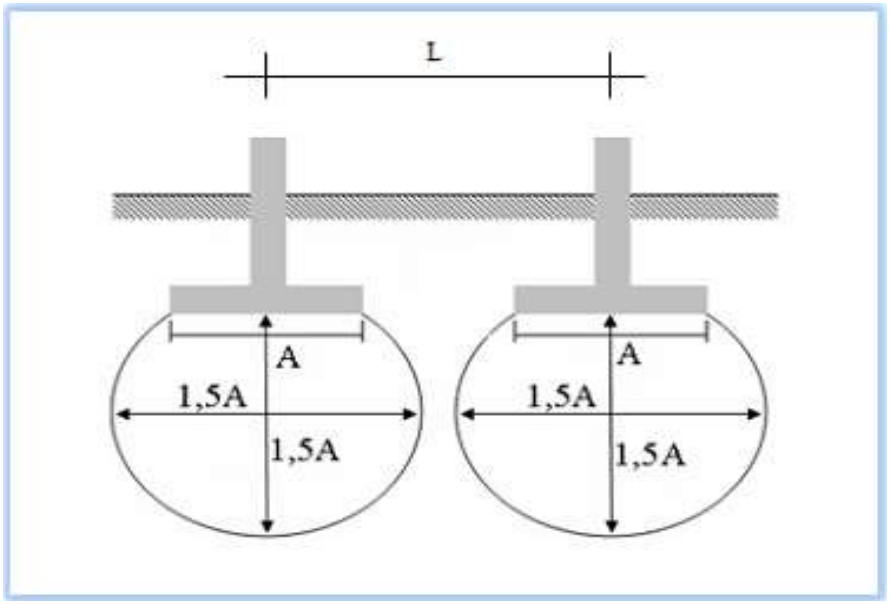
Alors on augmente la section des semelles

Tableau VI-3: vérification des contraintes après l'augmentation des sections

Semelles	N_{ser}	$P_{semlles}$	$P_{amorce\ poteaux}$	$P_{remblai}$	A_{choisi}	σ_{cal} (bar)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$
S1	74.95	3,038	6,25	21,312	0,95	1,17	CV
S2	1258.28	245,000	6,25	230,4	3,5	1,22	CV
S3	1254.32	245,000	6,25	230,4	3,5	1,22	CV
S4	1220.71	245,000	6,25	224,874	3,5	1,19	CV
S5	1209.16	245,000	6,25	224,874	3,5	1,18	CV
S6	1380.48	275,400	6,25	245,025	3,6	1,26	CV
S7	1365.40	275,400	6,25	245,025	3,6	1,25	CV
S8	794.04	127,400	6,25	163,125	2,8	1,23	CV
S9	1163.54	204,188	6,25	210,6	3,3	1,27	CV
S10	1442.97	290,913	6,25	249,696	3,7	1,24	CV
S11	1406.43	275,400	6,25	245,025	3,6	1,28	CV
S12	1381.43	275,400	6,25	245,025	3,6	1,26	CV
S13	1311.81	245,000	6,25	230,4	3,5	1,26	CV
S14	1383.50	275,400	6,25	245,025	3,6	1,26	CV
S15	631.24	85,938	6,25	130,68	2,5	1,23	CV
S16	851.41	136,663	6,25	170,352	2,9	1,22	CV
S17	1367.83	275,400	6,25	245,025	3,6	1,25	CV
S18	1083.56	192,000	6,25	204,363	3,2	1,26	CV

VI.3.1.2.Vérifications de chevauchement entre les semelles isolées :

$L > \frac{1.5(A+A')}{2}$



FigureVI.2: les bulles de pression

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-4: vérification de chevauchement des semelles

Sens	Semelle	A	A'	1.5 (A+A')/2	L	Vérification
Suivant X	2-3	3.5	3.5	5,25	4.75	CNV
	3-4	3.5	3.5	5,25	4.3	CNV
	4-5	3.5	3.5	5,25	4.75	CNV
	6-7	3.6	3.6	5,4	4.3	CNV
	8-9	2.8	3.3	4,575	3.1	CNV
	9-10	3.3	3.7	5,25	4.75	CNV
	10-11	3.7	3.6	5,475	4.3	CNV
	11-12	3.6	3.6	5,4	4.75	CNV
	12-13	3.6	3.5	5,325	4.6	CNV
	16-17	2.9	3.6	4,875	3.1	CNV
	17-18	3.6	3.2	5,1	4.75	CNV
Suivant Y	3-6	3.5	3.6	5,325	4.25	CNV
	6-10	3.6	3.7	5,475	4.6	CNV
	10-14	3.7	3.6	5,475	4.6	CNV
	14-18	3.6	3.2	5,1	4.25	CNV
	4-7	3.5	3.6	5,325	4.25	CNV
	7-11	3.6	3.6	5,4	4.6	CNV
	13-15	3.5	2.5	4,5	4.51	CNV

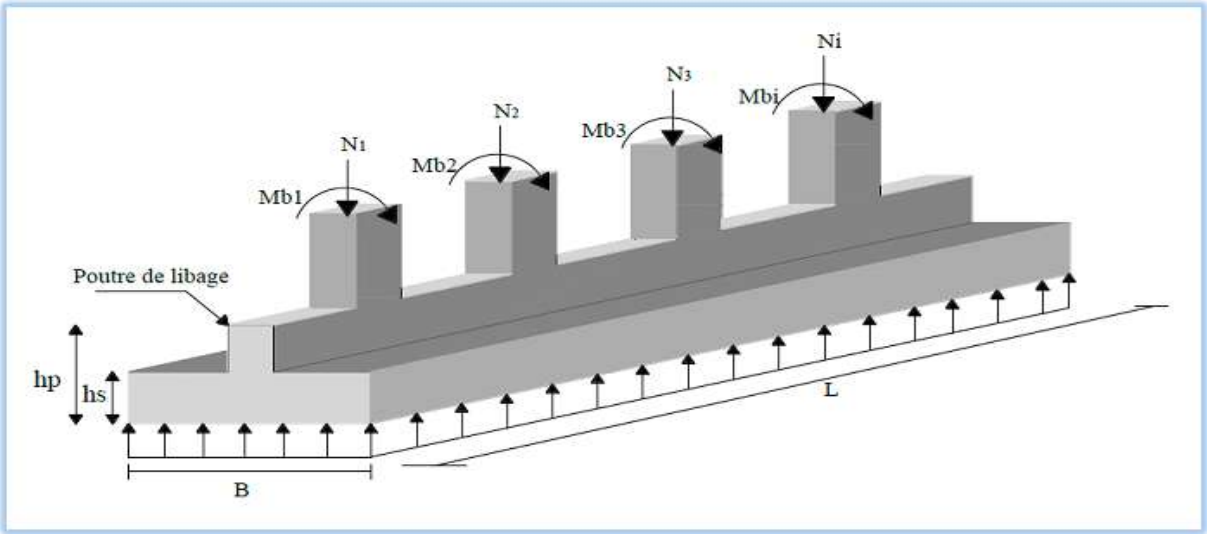
Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, en passe alors à l'étude des semelles filantes.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les semelles seront de deux natures :

- Semelles filantes sous poteaux
- Semelles filantes sous voiles

VI.3.2.Semelles filantes :



FigureVI.3: Schéma d'une semelle filante

*VI.3.2.1.*dimensionnement des semelles filantes :

Tableau VI-5 : dimensionnement des semelles filantes

	Semelle	L (m)	N(KN)	N(KN)/ml	B_{cal}(m)	B_{adop}(m)	d (m)	h (m)
Sens X	SF1	25,2	3865,11	155,33	1,195	1,2	0,175	0.25
	SF2	25,2	4094,705	217,28	1,671	1,7	0,3	0,35
	SF3	24,1	3879,91	160,99	1,238	1,25	0,1875	0,25
	SF4	19,5	3452,16	229,72	1,767	1,8	0,325	0,4
	SF5	7,85	1651,405	210,37	1,618	1,65	0,2875	0,35
	SF6	13,39	605,94	110,81	0,852	0,9	0,1	0,15
	SF7	13,39	1367,17	156,02	1,200	1,2	0,175	0,25
Sens Y	SF8	13,45	2877,06	213,91	1,645	1,65	0,2875	0,35
	SF9	17,7	2502,22	141,37	1,087	1,1	0,15	0,2
	SF10	17,7	2447,715	138,29	1,064	1,1	0,15	0,2
	SF11	17,7	3272,43	184,88	1,422	1,45	0,2375	0,3
	SF12	13,45	2210,6	164,36	1,264	1,3	0,2	0,25
	SF13	13,45	1798	133,68	1,028	1,05	0,1375	0,2
	SF14	4,25	461,59	108,61	0,835	0,85	0,0875	0,15
	SF15	4,25	1540,709	362,52	2,789	2,8	0,575	0,65
	SF16	4,15	1081,715	260,65	2,005	2,05	0,3875	0,45
	SF17	4,15	493,775	118,98	0,915	0,95	0,1125	0,2
	SF18	4,15	862,455	207,82	1,599	1,6	0,275	0,35
	SF19	4,15	1370,472	330,23	2,540	2,55	0,5125	0,6

VI.3.2.2.Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI-6: vérification des contraintes

Semelles	L(m)	N_{ser}	$P_{semlles}$	$P_{amorce\ poteaux}$	$P_{remblai}$	ΣN	B choisi	σ_{cal} (MPa)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$
SF1	25,2	3865,11	188,21	86,00	44,98	8167,72	1,2	0,270	CNV
SF2	25,2	4094,71	368,46	81,00	82,93	11534,36	1,7	0,269	CNV
SF3	24,1	3879,91	186,47	75,25	48,28	8072,57	1,25	0,268	CNV
SF4	19,5	3452,16	344,56	58,88	89,92	9513,22	1,8	0,271	CNV
SF5	7,85	1651,41	111,14	30,38	77,75	3527,38	1,65	0,272	CNV
SF6	13,39	605,94	42,78	56,88	24,17	3096,44	0,9	0,257	CNV
SF7	13,39	1367,17	100,43	43,00	45,36	4399,79	1,2	0,274	CNV
SF8	13,45	2877,06	193,60	40,50	80,37	3254,70	1,65	0,147	CNV
SF9	17,7	2502,22	96,20	55,31	38,28	2709,09	1,1	0,139	CNV
SF10	17,7	2447,72	94,16	55,31	36,68	2639,58	1,1	0,136	CNV
SF11	17,7	3272,43	188,77	52,19	61,88	3581,44	1,45	0,140	CNV
SF12	13,45	2210,6	106,26	43,00	50,33	2416,12	1,3	0,138	CNV
SF13	13,45	1798	69,13	44,25	34,24	1948,58	1,05	0,138	CNV
SF14	4,25	461,59	13,31	22,75	23,22	521,95	0,85	0,144	CNV
SF15	4,25	1540,71	192,62	16,50	189,02	1963,41	2,8	0,165	CNV
SF16	4,15	1081,72	93,61	19,00	112,16	1339,61	2,05	0,157	CNV
SF17	4,15	493,775	18,99	22,13	27,13	564,85	0,95	0,143	CNV
SF18	4,15	862,455	58,07	20,25	75,94	1016,84	1,6	0,153	CNV
SF19	4,15	1370,47	158,12	17,13	162,58	1733,02	2,55	0,164	CNV

Alors il faut augmenter la section des semelles

Tableau VI-7:vérification des contraintes après l'augmentation des sections

Semelles	L(m)	N_{ser}	$P_{semlles}$	$P_{amorce\ poteaux}$	$P_{remblai}$	ΣN	B choisi	σ_{cal} (MPa)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$
SF1	25,2	3865,11	1310,4	66,00	204,36	9409,64	3,2	0,117	CV
SF2	25,2	4094,71	3175,2	46,00	346,28	14545,91	4,8	0,120	CV
SF3	24,1	3879,91	1446	53,38	230,40	9443,85	3,2	0,122	CV
SF4	19,5	3452,16	2681,25	32,63	357,86	12074,25	5	0,124	CV
SF5	7,85	1651,41	989,1	17,25	346,28	4691,64	4,8	0,125	CV
SF6	13,39	605,94	346,4662	47,50	111,60	3470,96	2,3	0,113	CV
SF7	13,39	1367,17	773,2725	31,75	210,60	5236,89	3,3	0,119	CV
SF8	13,45	2877,06	332,8875	38,00	111,60	3411,98	2,2	0,115	CV
SF9	17,7	2502,22	165,9375	53,75	45,36	2764,28	1,5	0,104	CV
SF10	17,7	2447,72	165,9375	53,75	45,36	2695,28	1,5	0,102	CV
SF11	17,7	3272,43	278,775	50,63	76,03	3657,56	1,8	0,115	CV
SF12	13,45	2210,6	171,4875	41,75	59,98	2480,96	1,7	0,109	CV
SF13	13,45	1798	109,2812	43,00	41,66	1971,27	1,3	0,113	CV
SF14	4,25	461,59	21,25	22,13	32,40	526,30	1	0,124	CV
SF15	4,25	1540,71	474,4062	12,75	333,40	2454,93	4,7	0,123	CV
SF16	4,15	1081,72	215,8	16,50	190,51	1576,38	3,2	0,119	CV
SF17	4,15	493,775	26,975	22,13	39,20	586,57	1,3	0,109	CV
SF18	4,15	862,455	107,3812	19,00	111,60	1126,93	2,3	0,118	CV
SF19	4,15	1370,47	392,175	13,38	285,91	2135,21	4,2	0,123	CV

VI.3.2.3.Calcul de ligne chevauchement:

Tableau VI-8: vérification de ligne de chevauchement

Semelle	L (cm)	B (cm)	B' (cm)	L- $\frac{(B+B')}{2}$	Vérification
SF1- SF2	425	320	480	25	CNV
SF2- SF3	460	480	320	60	CV
SF3- SF4	460	320	500	50	CV
SF4- SF5	425	500	480	-65	CNV
SF6- SF7	451	230	330	171	CV
SF8- SF9	260	220	150	75	CV
SF9 - SF10	310	150	150	160	CV
SF10- SF11	475	150	180	310	CV
SF11- SF12	430	180	170	255	CV
SF12- SF13	475	170	130	325	CV
SF13- SF14	310	130	100	195	CV
SF14- SF15	260	100	470	-27.5	CNV
SF16- SF17	415	320	130	190	CV
SF17- SF18	415	130	230	235	CV
SF18- SF19	415	230	420	90	CV

VI.3.2.4.Vérification de la condition de surface des semelles

$S_{semelles}$ = 247.18m²

$S_{batiment}$= 415.554 m²

$S_{semelles}$/ $S_{batiment}$ = 308.264/ 415.554= 59.48 %> 50%

Alors en déduit que la surface total des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise de bâtiment et ce que nous mène à envisager un radier général comme fondation, ce type de fondation, présente plusieurs avantages

- l'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure sur le sol d'assise
- Empêche les tassements différentiels
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol
- La facilité d'exécution

VI.3. Radier générale:

VI.3.1.Introduction :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux

VI.3.2.Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut satisfaire la condition : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

N= G+Q= 61369,282 KN

σ_{sol}= 1.3 bars

$S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$= 252.95 m²

L'emprise totale du bâtiment est de : 415.554 m2

La surface de bâtiment est supérieure à la surface nécessaire de radier

$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} = \frac{61369.282}{415.554}$ = 0.147> 0.13 MPa

Alors on prend un débord de 60 cm sur le périmètre du bâtiment.

Donc : la surface du radier étant égale à : = **473,95 m²**

Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'éxprésion suivante : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2}.l_e$

Avec : $l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I : inertie de la section transversale du radier $I = \frac{bh^3}{12}$

E : module d'élasticité du béton ($E= 3.2*10^6$ MPa)

b : largeur de la semelle par bande d'un mètre (b=1m)

K :soefficient de raideur du sol :

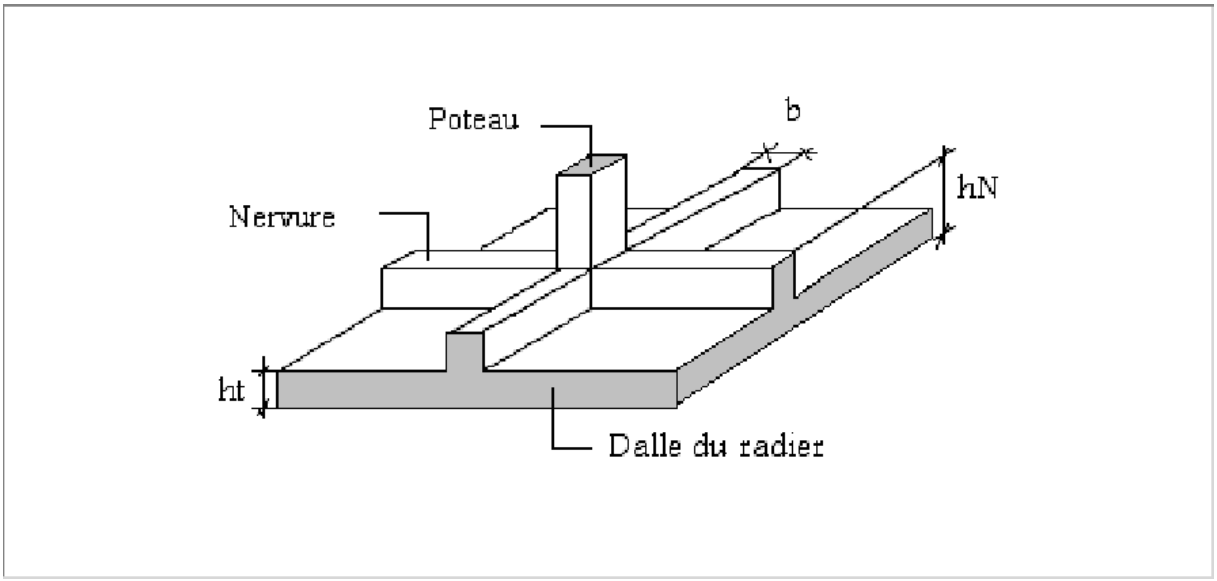
- K= 0.5 [Kg/cm^3] → pour un très mauvais sol
- K= 4 [Kg/cm^3] → pour un sol de densité moyen
- K= 12 [Kg/cm^3] → pour un très bon sol

On aura $h \geq \sqrt[3]{\frac{3K(\frac{2Lmax}{\pi})^4}{E}}$ = 67.93 cm

On prendre h=70 cm

On trouve que « h » est un grand epaisseur donc on choisit un **radier nervuré**.

Le radier nervuré Sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme un panneau de dalle pleine sur quatre appuis -nervure- chargées par une contrainte uniforme qui représente la contrainte maximale du sol résultante des efforts normaux dans les poteaux.



FigureVI.4: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VI.3.3.Pré dimensionnement des radier nervuré :

1- l'épaisseur de la dalle du radier :

L'apaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

Condition forfaitaire *:*

$h_{r1} \geq \frac{L_{max}}{20}$ avec L_{max} : la longueur maximal entre les axes des poteaux

L_{max} = 4.75 m

Donc $h_{r1} \geq 23.75$ cm $\Rightarrow h_r = 25$ cm

Condition de cissaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\,[0.1\, f_{c28}\,; 4\text{MPa}) = 2.5\ \text{MPa}$$

Avec : $T_u = \frac{q.l}{2}$; $q = \frac{N_u.1ml}{S_{rad}}$

N_u= 60666,642 KN

$$\tau_u = \frac{q.l}{2.d.b} = \frac{N_u.L.1ml}{2.S_{rad}.b.d} = \frac{N_u.L}{2.S_{rad}.b.(0.9h)} \leq \bar{\tau}_u$$

h≥ $\frac{N_u.L.1ml}{2.S_{rad}.b.(0.9\overline{\tau})}$ = 27.022cm

on prendre **h = 30cm**

VI.3.4.Dimensionnement des nervures :

a. **largeur des nervures**

Condition de coffrage :

b≥ $\frac{L_{max}}{10}$ = 47.5 cm ⇒ b=60 cm

b. hauteur des nervures

- **Condition de poinçonnement**

Il faut vérifier :(art A.5.2.4) CBA93

$N_u \leq 0.045\ U_c\ .h.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ =

Nu : la charge de calcul vis a vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité, Nu = 1982.07kN.

U_c: Périmètre du contour au niveau du feuiller moyen avec : U_c= 2[(a+b)+2h] = 4 m

a=b= 0.5 m (dimensions de poteau)

$h_{n1} \geq$ 66.06 cm on prendre h_{n1}= 70 cm

- **Condition de la raideur :**

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique.

L'expression de la longueur élastique est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{..... (*)}$$

-Si les charges sont transmises à la poutre (ici nervure ou dalle du radier), par l'intermédiaire de poteaux de largeur a non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire des contraintes du sol sur une longueur totale de la semelle égale à :

$$\frac{\pi}{2}L_e + a$$

- Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre se calcule, alors, comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.

-Si l'entre axe des poteaux est supérieur à $\frac{\pi}{2}$ **L_e + a,** le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.

A.N :

On veut que : $\frac{\pi}{2}$ L_e + a≥ $L_{entre\ axe}$ / **avec :** $\begin{cases} a=50\ cm \\ L_{entre\ axe} = 4.75 \end{cases}$

$\Rightarrow L_e = 2.707$ m

A partir de la formule (∗) on calcul la valeur de h :

On aura $h_{n2} \geq$ 58.61 cm $\Rightarrow h_{n2}$= 60cm

- **Condition de la flèche *:***

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suite :

$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{n3} \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 31.66 \leq h_{n3} \leq 47.5$

On prendre h_{n3}= 45 cm

Donc $h_n \geq$ Max ($h_{n1;}h_{n2}; h_{n3}$) =80 cm

- **Résumé :**

Epaisseur de la dalle du radier : h_r=30cm

Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_n = 80\ cm \\ b = 60cm \end{cases}$

- **Vérification de contrainte de sol :**

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

N= (N_{radier} + $N_{bâtiment}$) = 42970,537+ 18244,899= 61215,436 KN

$\sigma = \frac{N}{S_{radier}} = \frac{61369.282}{473.95}$ = 0.129 MPA < σ_{sol} = 0.13 MPa

VI.3.5.Ferraillage de la dalle de radiers :

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 μ_x, μ_y qui dépend du coefficient

Poisson et du rapport : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

On a : ρ= $\frac{4.6}{4.75}$ = 0.968 ⇒ dalle travaillant suivant les deux directions

❖ **Calcul des charges du radier** :

- **ELU :**

$q_{rad} = \frac{Pp + P_{rem} + \Sigma N_i}{S_{radier}} = \frac{85504.948}{473.95}$

q_{rad} = 180.41 KN/m²

- **ELS :**

$q_{rad} = \frac{Pp + P_{rem} + \Sigma N_i}{S_{radier}} = \frac{61369.282}{473.95}$

q_{rad} = 129.48 KN/m²

- **Détermination des moments** :
  - **ELU :**

$M_x = \mu_x * q_u * l_x^2$ = 0.0393* 180.41* 4.6²= 150.07KN.m

$M_y = \mu_y * M_x$= 0.9340* 150.07=140.17KN.m

Tableau VI-9: Calcul des moments à l'ELU

	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
Travée	112.55	105.1275
Appui	75.035	75.035

- **Calcul des sections d'armatures :**

Le calcul de fait pour une bande de (b=1m)

$\phi_x = \phi_y \leq \frac{h}{10} = \frac{300}{10}$ =30mm ⇒ on prendre ϕ =14 mm

dx = h-c = h-e-$\frac{\phi_x}{2}$ = 27 cm

dy = dx- ($\frac{\phi_x + \phi_y}{2}$)= 25.7 cm

Les résultats sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau VI-10:ferraillage de la dalle de radier

	Sens-X		Sens-Y	
Panneau	Travée	Appui	Travée	appui
M_u (KN.m)	112.55	-75.035	105.1275	-75.035
d (m)	0.27	0.27	0.257	0.257
μ	0,108	0,072	0,110	0,08
A_s (cm²/ml)	12.7	8.29	12.57	8.75
$A_{s\ min}$ (cm²/ml)	3.26	3.26	3.26	3.26
Choix de barres/ ml	9HA14	6HA14	9HA14	6HA14
$A_{s\ corr}$ (cm²/ml)	13.85	9.24	13.85	9.24
Espacement (cm)	10	15	10	15
$\overline{S_t}$ (cm)	33	33	33	33

« On prend le même ferraillage dans les deux sens »

- **Condition de non fragilité :**

$A_s^{min} = 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26\ cm^2 < 9.24$

- **Vérification des contraintes à l'ELS** :
  - **ELS :**

$M_x = \mu_x * q_{ser} * l_x^2 = 0.0465 * 129.48 * 4.6^2 = 127.4KN.m$

$M_y = \mu_y * M_x = 0.9543 * 127.4 = 121.58KN.m$

- *Travée*

  $Mt_x = 0.75\ M_x = 95.55\ KN.m$

  $Mt_y = 0.75\ M_y = 91.158\ KN.m$

- *Appui*

  $Ma_x = Ma_y = -0.5\ M_x = 63.7\ KN.m$

Les résultats sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau VI-11: Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	A_{Elu} (cm²)	M_{ser} (KN.m)	σ_s (Mpa)	σ_b (Mpa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Travée	X	13.85	95.55	286.33	9.09	oui	Non
	Y	9.24	91.185	402.12	10.08	oui	Non
Appui	X	13.85	63.7	182.16	5.79	Oui	Oui
	Y	9.24	63.7	268.08	6.72	oui	Non

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer la section d'armatures par les moments de l'état limite de service

- **Calcul des ferraillages à l'ELS :**

Tableau VI-12: Calcul des ferraillages à l'ELS

	Sens	M_{ser} (KN.m)	A_{ser} (cm²)	choix	$A_{s\ corr}$ (cm²)
Travée	X	95.55	20.13	11HA16	22.12
	Y	91.185	19.21	10HA16	21.11
Appui	X	63.7	13.85	7HA16	14.07
	Y	63.7	13.2	7HA16	14.07

- **Armatures transversales :**

$\tau_m = \frac{T}{b_0 d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$ = 1.166 MPa

$T_x = \frac{P.L_x L_y}{2L_y + L_x} = \frac{179.97*4.75*4.6}{2*4.75+4.6}$ = 278.89KN

$T_y = \frac{P.L_x L_y}{3L_y} = \frac{179.97*4.6*4.75}{3*4.75}$ = 275.954

$\tau_m = \frac{T_x}{b_0 d} = \frac{278.89*1000}{1000*270}$ = 1.03 MPa

$\tau_m = \frac{T_y}{b_0 d} = \frac{275.954*1000}{1000*257}$ = 1.07 MPa

D'où la condition est vérifiée donc on n'a pas besoin d'armatures transversales.

❖ **Vérification de la flèche :**

- Pour le calcul de la flèche, nous sommes disposés

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0632 > 0.0625$ CV

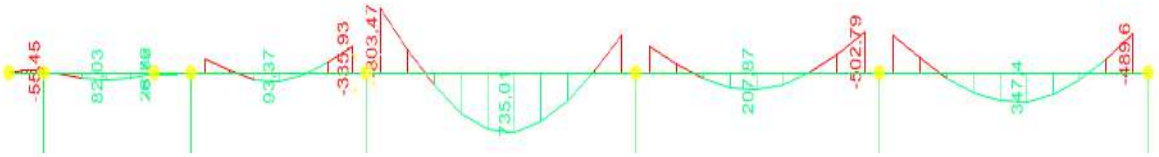
$\frac{h}{l} \leq \frac{M_0}{20M_t} \Rightarrow 0.0632 < \frac{508.21}{20*112.55} = 0.226$ CV

$\frac{A}{bd} > \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0082 > 0.005$ CV

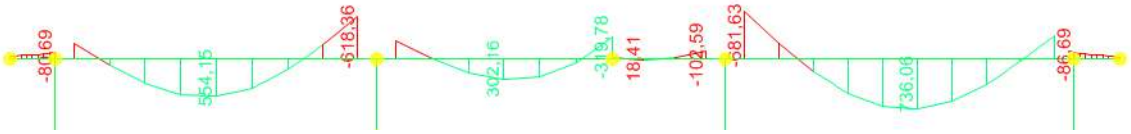
VI.3.6. Ferraillage de nervures :

Les nervures sont considérées comme des poutres de dimension b x h = 60 x 80 cm simplement appuyées

Le calcul des moments est déterminé pour des poutres de plusieurs travées à l'aide d'un logiciel de calcul qui à donne les résultats suivants :



FigureVI.5: Diagrammes des moments dans la nervure (appui)



FigureVI.6: Diagrammes des moments dans la nervure (travée)

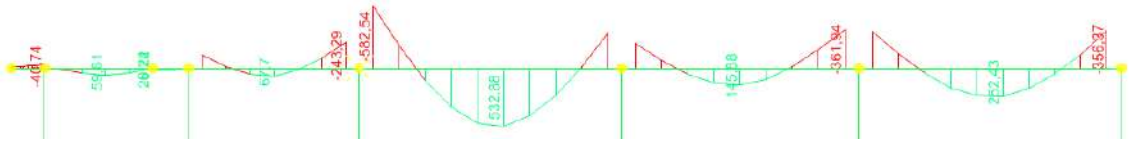
Le tableau suivant représente les résultats trouvés :

Tableau VI-13: Ferraillage de nervures

	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)	Choix	$A_{sb\ adopt}$(cm²)
Travée	736.0555	29.69	4.8	5HA25+5HA20	40.25
appui	-803.465	32.87	4.8	9HA25	44.18

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

On a une fissuration préjudiciable



FigureVI.7: Diagrammes des moments dans la nervure à ELS

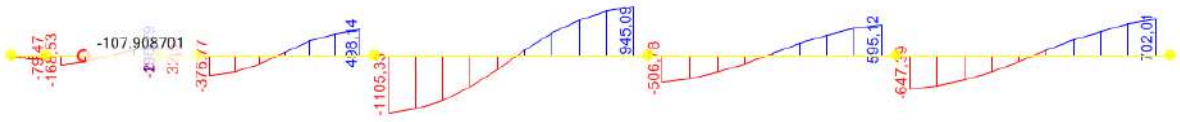
Le tableau suivant représente les résultats trouvés

Tableau VI-14: vérification des contraintes à l'ELS

	M_{ser}(KN.m)	A_{cal} (cm²)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	vérification
Travée	532,8787	40.25	8.68	197.1	CV
appui	-582,5387	44.18	9.25	199.53	CV

Les armatures transversales :

Calcul de l'effort tranchant « T_u » :



FigureVI.8: Diagramme de l'effort tranchant dans la nervure

On graphe on $\mathbf{T_u}$= 1105.33 KN

Calcul de la contrainte de cisaillement 'τ_u' :

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{1105.33 * 10^3}{600 * 800}$= 2.3 < $[\tau_u]$ = 2.5 MPa

Calcul des armatures transversales *:*

L'acier choisi est de type rond lisse E235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003.b \\ S \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4} \text{ et } 12.\phi_L\right) & \text{zone nodale} \\ S' \leq \frac{h}{2} & \text{zone courante} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :

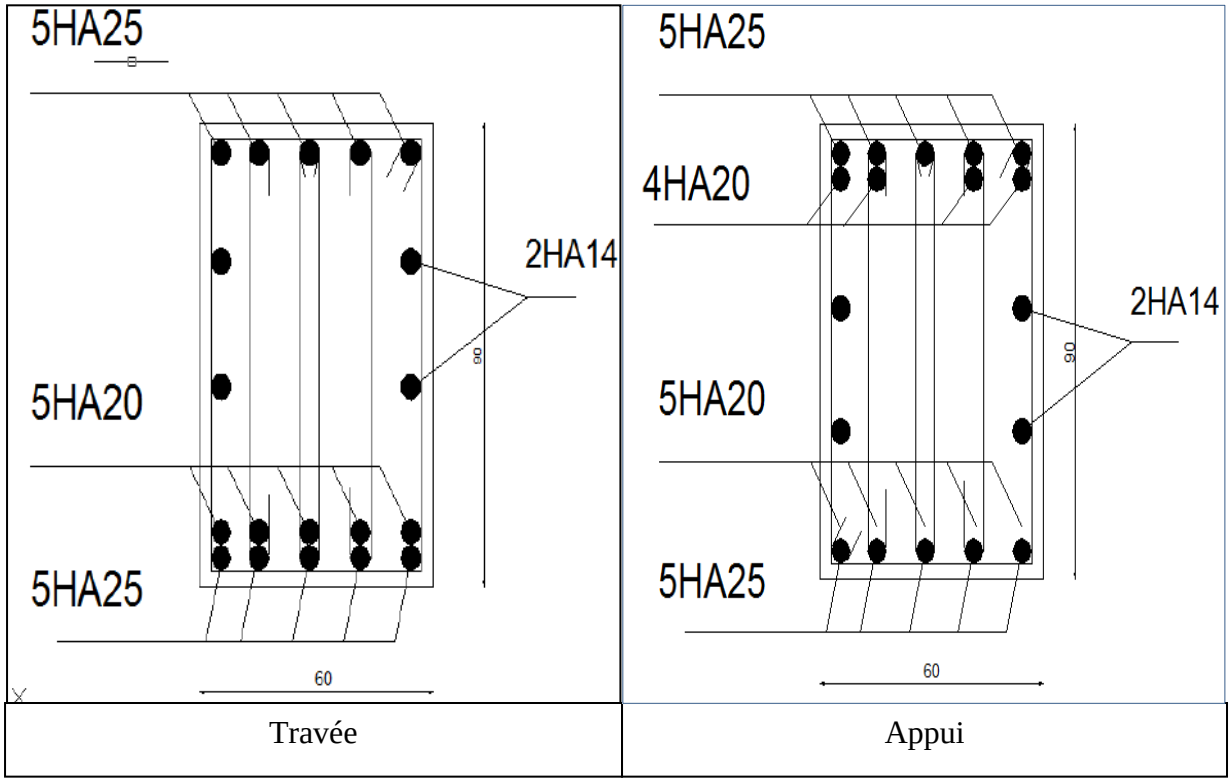
$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u - 0.3\, f_{tj}.K)}{0.9.f_e(cos\alpha + sin\alpha)} \\ S \leq \text{Min}\,(0.9.d\ ;\ 40\ cm) \\ \frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4\ MPA \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaq

Tableau VI-15: Armatures transversales ainsi leur espacement dans la nervure

	CBA 93			RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
Section	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm²)	S'(ZC) Cm	S(ZN) Cm	A_t (cm²)	S(ZN) Cm	S'(ZC) Cm	$A_{t\ choisie}$ (cm²)
60 *x* 80	2.3	40	4.08	20	40	3.6	**10**	**15**	**6ϕ10=4.71**

Récapitulation



FigureVI.9: disposition des armatures de nervures

VI.3.7.Armature de peau :

Pour les poutres de grand hauteur, il ya lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend de préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le rond lisse.

Pour les bâtiments courants on a 3 cm²/m pour les armatures de peau

A_p= 3cm²/m* 0.8 = 3.75 cm²

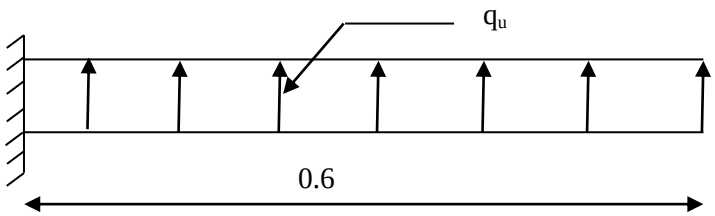
On adopte 4HA14= 6.16 cm²

Vérification nécessaire :

$A_s^{min}= 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e}$ = 5.79 cm²

VI.3.8.Ferraillage de débord

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur L=0.6m, le calcul du ferraillage sera fait pour une bonde de 1m à l'ELU



FigureVI.10: schéma statique des débords

Calcul des efforts :

ELU :

$M_u= \frac{q_u l^2}{2} = \frac{180.41*0.6^2}{2}$= 32.41 KN.m

$T_u= q_u.L$= 180.41*0.6=108.246KN

ELS

$M_{ser}= \frac{q_{ser} l^2}{2} = \frac{129.48*0.6^2}{2}$= 23.31 KN.m

- **Armatures longitudinales :**

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

Avec : M_u=32.41KN.m, b = 100 cm, h = 30cm, d=27cm

$\mu=\frac{M_u}{bd^2.\sigma_s}$= 0.031 $\rightarrow A_s= \frac{M_u}{\beta d.\sigma_s}$= 3.51 cm²

On adopt : A_s= 5HA12 =6.65 cm²

Avec un espacement : esp =20 cm

- **Armature de répartition :**

$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.66 \leq A_r \leq 3.325$

A_r=2.51cm² =5HA8 ; esp= 20cm

- **Vérifications nécessaires :**

1. Condition de non fragilité :

A_s= 6.65cm² > $A_s^{min} = \frac{B}{1000}$ = 3 cm²…… CV

2. Vérification de l'espacement

Armatures longitudinales :

S_t=20 cm < Min [3h= 90cm; 33cm]= 33 cm……..

Armatures de répartition :

S_t=20 cm < Min [4h= 120cm ; 45cm]= 45 cm……..

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

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{108.246*10^3}{1000*270}$ =0.4 MPa ≤ τ_{adm} = Min[0.1f_{c28} ; 4MPa]= 2.5 MPa

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

4. Vérification des contraintes à l'ELS :

-La fissuration est préjudiciable Il faut vérifier que :

$$\sigma_b \leq [\sigma_b]$$

$$\sigma_s \leq [\sigma_s]$$

Tableau VI-16: Vérification des contraintes à l'ELS

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm)	Y (cm)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
23.31	6.65	6.40	2.93	140.98	CV

VI.4.Calcul des longrines :

. VI.4.1. 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 en un effort de traction l'effort normal provenant des charges et des surcharges.

VI.4.2. Pré dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie (S3) les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 x 30) cm².

On adopte : (b x h) = (30 x 35) cm²

Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force" F " égale à :

$$F=\frac{N}{\alpha}\geq 20\ KN$$

N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas : α= 10 **(zone III, site S3)**

$$\begin{cases} N_u = 1982.07\ KN \\ N_{ser} = 1442.98 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} F_u = 198.207\ KN \\ F_{ser} = 144.298\ KN \end{cases}$$

VI.4.3. Ferraillage de longrine :

1- Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales sont données par : $A_u=\frac{F_u}{\sigma_s}$

$\mathbf{A_u}=\frac{198.207\ x\ 10^3}{348}$ = 5.70 cm²

- **Condition de non fragilité :**

$A\geq\frac{B.f_{t28}}{f_e}=\frac{30*35*2.1}{400}$= 5.51 cm²

Donc on adopte A= 6HA12= 6.79 cm²

- **Vérification à L'ELS :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable

$\overline{\sigma}$ = Min [$\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{ti}}$]= 202 MPa

$\sigma_s=\frac{F_{ser}}{A}=\frac{144.298\ x\ 10^3}{679}$= 187.4 MPa < $\overline{\sigma}$= 202 MPa CV

Section minimale donnée par RPA 99 version 2003 :

$A_r\geq 0.6\%.B$

$A_r\geq\frac{0.6*30*30}{100}$= 5.4

Donc on adopte A= 6HA12= 6.79 cm²

2- Armatures transversales.

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par RPA qui doit inférieur au Min (20 cm ; $15\Phi_l$)

Section

$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4.00mm$

On adopte ϕ_t= 6mm

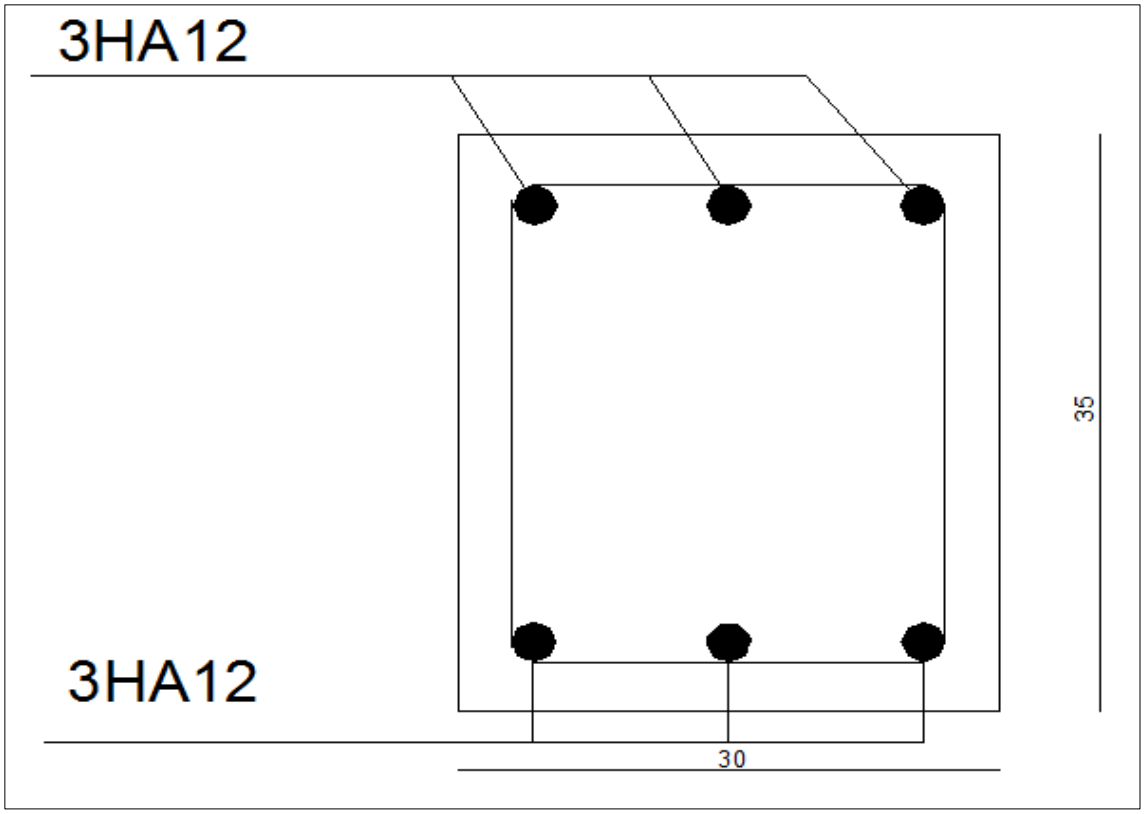
A_t= 4ϕ6= 1.13 cm²

Escapement:

S_t <Min [20 cm; $15\phi_l$] = Min [20 cm; 21 cm]

On adopt S_t= 15 cm.

Récapitulation



FigureVI.11: ferraillage des longrines