REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment en RDC + 6 Etages à usage d'habitation contreventé par des voiles

Présenté par :

MESSAOUDI NAWEL

KOSSEIR HADJER

Dirigé par :

Ms :YOUSFI MAHFOUD

Promotion Juin 2019





Remerciements

Nous remercions DIEU qui nous a donné la force et la patience pour terminer ce travail.

Nous exprimons nos sincères remerciements :

A nos parents pour leur contribution pour chaque travail que nous avons effectué.

A notre promoteur :*Yousfi* pour leur aide.

A l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil.

Sans oublier ceux qui ont participé de prés ou de loin à la réalisation de ce travail et ceux qui ont fait l'honneur de jurer ce mémoire





DEDICACE

J'ai le grand plaisir de dédier Ce modeste travail :

- A celle qui a inséré le goût de la vie et le sens de la responsabilité….merci MERE.
- A celui qui a été toujours la source de l'honneur, de courage et celui qui a fait de moi une femme

….merci PERE.

Avec toute ma fidélité et tout mon amour pour vous, mes parents, Je ne pourrai jamais égaler votre mérite.

Qu'ALLAH vous garde et vous protège.

- A mes frères
- A mes sœurs
- A toutes les familles : Randa ,djawida ,khadija et
- A toutes mes amis : Ahlem,Hadjer, Nadia, Isma ,nour , affaf

et tous mes camarades de promo en génie civil.

- A Monsieur wld Turki , yousfi , Abdallah Lhadje Et Merri (Allah Yrhmo).
- A toutes les personnes qui m'aiment.

NAWEL…

DEDICACE

Quel que soit les mots que j'ai écrit, et quel que soit le remerciement dédié, je ne peux jamais exprimer ce que ma mère Fouzia et mon père Sid Ali m'ont donné, qui m'ont toujours soutenu et encouragé pendant mes années d'études, je souhaite de tout mon cœur, que Dieu puissant prolonge leurs vies, et qu'il m'aide à rendre leur bien.

Je dédie mon travail à :

Mon chère et unique frère M'hamed et mes adorables sœurs Asmaa et Imen.

Je leurs souhaite tout le bonheur du monde inchallah.

Et mon cousin : Sid Ahmed.

A tous mes amies: Nawel, Ahlem, Nadia ,nour et afaf
et tous mes camarades de promo en génie civil.

Et à vous..... prochain ingénieures

HADJER ...

ملخص

هذاالمشروع يهدف إلى دراسة بناية سكنية من الخرسانة المسلحة تتكون من (طابق أرضي + ستةطوابق) ,
و المقرر بناؤها في ولاية شلف وهي مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية **III**.
مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +الجدران المسلحة
.قياس الأبعاد و تسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل « RPA99»وقواعد الخرسانة المسلحة « CBA93».

الدراسة الزلزالية تمتأساسا على تقنيات حساب الهياكل.

الكلمات المفتاحية : الهيكل , التسليح , الخرسانة المسلحة , الأساس ,الدراسة الزلزالية .

Résumé

Ce projet consiste à étudier une structure à usage d'habitation en béton armé comportant un RDC+6 étages qui sera implantée à Wilaya chleff, classée selon le «RPA99 version2003 » comme une zone de forte sismicité*(*Zone III).

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

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

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par la méthode dynamique moyennant le logiciel de calcul SAP2000 V20.

Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte des prescriptions du rapport de sol.

Mots clés : structure ;ferraillage ;béton armé ;fondation ; étude sismique.

Abstract

This project consists in studying a building with habitation use containing ofGround floor+6 floors, which will be established in chelff-classified according to «RPA99 version2003 » like an area of high seismicity (Zone III).

The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a stable self-bracing system (frames and shells).

The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian payments (CAB 93 and RPA 99).

The dynamic study was established according to the numerical method, with the help of software SAP 2000 V20.

Finally, we studied the infrastructureand calculated the adequate foundations by holding account the regulations of the report of ground.

Keys words:structure; reinforcement; reinforced concrete;foundation; seismic study.

SOMMAIRE

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction……..…2

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage ……..2

I-2.1 .Système de contreventement ……3

I-3 Description des éléments de l'ouvrage ……3

I.3.1. Planchers……3

I.3.2. Maçonnerie…….…3

I.3.3. L'acrotère …….…..3

I.3.4. Escalier……....…3

I.4. Caractéristique mécaniques des matériaux ……...3

I.4.1. Béton……..…..…3

I.4.2. Ciment……..…4

I.4.3. Granulats…….…4

I.4.4. Béton armé……..……4

I.4.4.1. Résistance du béton…….....…4

I.4.4.2. Coefficient de Poisson (υ)……....5

I.4.4.3. Module de déformation longitudinale……...…5

I.4.5. Acier…….…6

I.5.Principe de calcul du CBA 93 ……...…6

Chapitre II: PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS DE LA STRUCTURE

II.1. INTRODUCTION ……..…9

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS …….....9

II.2.1. Planchers à corps creux ……..9

II.2.2. Planchers dalles pleines ……...10

II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ……11

I.4. EVALUATION DES CHARGES ……12

II.4.1. Charges permanentes ……...12

II.4.1.1. Maçonnerie ……12

II.4.1.2. Plancher terrasse ……12
II.4.1.3. Plancher courant ……13
II.4.1.4. dalle pleine de terrasse ……14

II.4.1.5. Dalle pleine de l'étage…….. 15
II.4.2. Charges d'exploitation ……15
II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX ……15
II.5.1. Etapes de pré dimensionnement ……..15
II.5.1.1. Calcul de la capacité portante $\bar{N}$ ……..17
II.5.1.2. Choix du poteau le plus sollicité ……...17
II.5.1.3. Charges permanentes ……18
II.5.1.4. Charges d'exploitation :……18
II.5.1.5. L'effort normal ultime N_u ……....19
II.5.1.6. Vérification selon le RPA99 version2003…….....20

II.6.PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES …….....21

Chapitre III : éléments secondaire.

III.1. L'ACROTERE ……23

III.1.2. Evaluation des charges et surcharges ……23
III.1.3. Détermination des efforts ……..…..23
III.1.4. Calcul de ferraillage ……23
III.1.4.1. Vérification à l'état limite de service (ELS) ……...24
II.1.4.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ……..…24

III.2. PLANCHER A CORPS CREUX …….25

III.2.1. La dalle de compression :…….25

III.2.2. Les poutrelles ……...……27

III.2.2.1. Avant coulage ……27

III.2.2.2. Après coulage ……29

III.3.2.2.1 Evaluation des charges et surcharges…….....29

III.3.2.2.2. Calcul du ferraillage et vérification des contraintes des poutrelles.34

III.2. LES ESCALIERS …….35

III.2.2. Dimensionnement ……...35

III.2.3. Evaluation des charges et surcharges ……..36.

III.2.3.1. Charges permanentes ……....36

III.2.3.2 Charges d'exploitation ……....37

III.2.4. Détermination des sollicitations ……...37

III.2.5. Détermination des efforts ……..……...38
III.2.6. Ferraillage ……...…..39
III.2.6.1. Armatures longitudinales ……...…39

III.2.6.2. Armatures de répartition ……..40

III.2.7. Vérification à l'ELS ……...…40

III.2.8. Vérification de l'effort tranchant ……..……40

III.2.9. Vérification de la flèche …….41

III.3. LA POUTRE PALIERE ……..…….41

III.3.1. Pré dimensionnement ……..…41

III.3.2. Charges revenant à la poutre ……42

III.3.3. Calcul des efforts ……...42

III.3.3. Calcul de ferraillage ……43
III.3.5. Vérification de la flèche ……..……45
III.4. les dalles pleines……...…45

III.4.1.Définition ……..……45

III.4.2.METHODE DE CALCUL ……..45

III.4.3Hypothèses (ligne de rupture) ……..…45

III.4.4.Principe de calcul ……46

Chapitre IV: ETUDE DYNAMIQUE.

IV.1. INTRODUCTION …….50

IV.2. CARACTERISTIQUESGEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE ……50

IV.2.1. Centre de masse ……..50

IV.2.2. Centre de torsion…….....50
IV.2.3. Excentricité……..52

IV.3. Choix de la méthode de calcul ……..52
IV.3.1. Introduction ……....52
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale ……..…53

IV.3.2.1. Principe de la méthode…….53
IV.3.2.2. Modélisation …….....53

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul ……...…...53
1- Analyse modale……55

1-1 Comportement modal……...55
1-2 Participation massique (dissipation d'énergie)……...56
2- Analyse statique et dynamique……...57
2-1 Stabilité de la structure……...57
2-1-1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul…….59
2-1-2 Vérification de la stabilité au renversement……..……59
2-1-3Vérification des déplacements inter-étage……..…61
2-1-4Vérification de l'effet P-Δ……..……...62
2-2 Résistance des éléments ……..……63
2-2-1 Vérification de cisaillement des éléments……...…63
2-2-2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux……64

Chapitre IV: ETUDE DYNAMIQUE.

V.1 Introduction……..……..66
V.2 FERRAILLAGE DES POUTRES ……...…66
V.2.1 Ferraillage longitudinal des poutres ……....66
V.2.1.1Vérification des contraintes à l'ELS……....67
V.2.1.2Vérification de la flèche ……...67
V.2.1.3Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU …….…...68
V.2.2 Ferraillage transversal des poutres ……..69
V.3 FERRAILLAGE DES POTEAUX ……..69
V.3.1 Armatures longitudinales ……70
V.3.1.1 Recommandations selon les règlements ……70
V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage …….……...71
V.3.1.3. Etat limite de stabilité de forme ……...71
V.3.2 Armatures transversales ……..……74
V.4 FERRAILLAGE DES VOILES ……76
V.4.1 Ferraillage des trumeaux ……...……..76
V.4.1.1Calcul d'armatures verticales ……76
V.4.1.2Vérification des contraintes à l'ELS……..……80

V.4.1.3Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU …….….80
V.4.1.4Armatures horizontales …….….81
V.4.1.5Armatures transversales ……..…..82
V.4.2 Ferraillage des linteaux ……..…..82
V.4.2.1 Ferraillage des linteaux en flexion simple ……82
V.4.2.2 Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ….....83

Chapitre VI: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction ……86
VI.2. Reconnaissances du sol ……...86
VI.2.2. Semelles filantes…….…89

VI.2.2.1. Poutre de libage ……..…90

VI.3. Ferraillage des longrines ……92

Table des figures

Figure I.1: Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié…….……2

Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux ……..……10

Figure II.2. Surface reprise par le poteau le plus sollicité…….17

Figure II.3. Vue en plan et vue en 3D du voile…….…21

Figure III.1. Acrotère (dimensions et charges exercées)…….…..23

Figure III.2. Acrotère (ferraillage)……...…….25

Figure.III.3 :Disposition des armatures de la dalle de compression……...……..26

Figure III.4. Schéma statique d'une volée d'escalier……...…..36

Figure III.5. Chargement dans l'escalier……...……37

Figure III.6. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU…….……38

Figure III.7. Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'ELU……...…..38

Figure III.8. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS…….…39

Figure III.9. Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L.U……..43

Figure III.10. Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière à l'E.L.U……...43

Figure III.11. Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L.S…….43

Figure III.12. Ferraillage de la poutre palièr…….45

Figure III.13. Les Types des dalles pleines……..….46

Figure V.1 Dessin de ferraillage des poutres secondaires et principales……..70

Figure V.2 Dessin de ferraillage des Poteaux……...76

Figure .VI.1. Les efforts norlales a l'ELS……...……..87

Figure .VI.2.Vérifications de chevauchements entre les semelles……...….88

Figure .VI.3.semelle fillante sous poteaux……91

Figure .VI.4.semelle filante sous voile…….92

Figure .VI.5.Longrine(ferraillage)……93

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1: Les types d'aciers utilisés et leurs nuances……..….11

Tableau II.1 : prédimonsionnement des poutres…….....….....12

Tableau II.2 : charge permanente du mur intérieur….....12

Tableau II.3 : charge permanente du mur exterieur……..…….....12

Tableau II.4 : charge permanente du plancher terrasse…….…….....13

Tableau II.5 : charge permanente plancher cournt.....…….…...13

Tableau II.6. Charge permanente due aux dalles pleines de la terrasse.....14

Tableau.II.7. Charge permanente due à la dalle pleine d'étage.....15

Tableau II.8.Capacité portante $\overline{N}$ pour chaque section de poteau……....17

Tableau II.9. Charges permanentes cumulées des surfaces reprises……....18

Tableau II.10. Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises…….19

Tableau II.11. Vérification de l'effort normal des poteaux……..20

Tableau II.12. Vérification des sections selon le RPA99 version2003…….20

Tableau II.13. Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003……...20

Tableau III.1. Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère……...…23

Tableau III.2. Les efforts exercés sur l'acrotère……...….23

Tableau.III.3. Dimensions et caractéristiques des matériaux……24

Tableau.III.4. Ferraillage de l'acrotère……..24

Tableau.III.5. Vérification à l'U.L.S…….……24

Tableau III.6. Détermination de nombre des étaiements……..27

Tableau III.7. Vérification de la flèche ……28

Tableau III 8: Actions de calcul des poutrelles après coulage……..30

Tableau III.9. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 6 travées (ELU) Terrasse ……30

Tableau III.10. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 6 travées (ELU)Etage courant .30

Tableau III.11. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 6 travées (ELS)Terrasse …...…31

Tableau III.12. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 6 travées (ELS) Etage courant ..31

Tableau III.13. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 5 travées (ELU)Terrasse …...…31

Tableau III.14. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 5 travées (ELU) Etage courant .32

Tableau III.15. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 5 travées (ELS) Terrasse ……...32

Tableau III.16. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 5 travées (ELS) Etage courant ..32

Tableau III.17. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELU)Terrasse ……..33

Tableau III.18. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELU)Etage courant. 33

Tableau III.19. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELS)Terrasse ……...33

Tableau III.20. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELS))Etage courant 33

Tableau III 21: Les sollicitations max en travée et aux appuis……...…..34

III.3.2.2.2. Calcul du ferraillage et vérification des contraintes des poutrelles…….34

Tableau III 22: La section d'armatures…….34

Tableau III 23: Vérification des contraintes……..34

Tableau III 24 : La section d'armatures……...35

Tableau III 25: vérification des contraintes……..35

Tableau III.26. Charge permanente de la paillasse……...36

Tableau III.27.Charge permanente du palier de repos……..37

Tableau III.28. Combinaisons des charges dans l'escalier……37

Tableau.III. 29.Les données……..…39

Tableau III.30. Section d'armatures longitudinales dans l'escalier……...…39

Tableau III.31. Vérification de la section d'armatures……..…39

Tableau III.32. Section d'armatures de répartition dans l'escalier ……40

Tableau III.33. Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS……....40

Tableau III.34. Vérification de l'effort tranchant …….……40

Tableau III.35. Pré dimensionnement de la poutre palière …….……42

Tableau III.36. Sollicitations de la poutre palière…….…43

Tableau III.37. Vérification de la poutre palière à l'E.L.S……...44

Tableau III.38. Vérification de la poutre palière selon le RPA99 v2003……..44Tableau III.39. Evaluation des charges…….....47

Tableau III.40. Ferraillage des dalles pleines. ……..…47

Tableau III.41. Vérification des contraintes à l'ELS……....48

Tableau III.42. Vérification des contraintes de cisaillement (CBA art [A.5.2.2])…….…..48

Tableau III.43. Vérification préliminaire de la flèche……..….49

Tableau VI.1Centre de masse et centre de torsion……51

Tableau VI.2 Excentricité suivant les deux directions……..52

Tableau VI.3Distribution des sollicitations suivant X…….…….54

Tableau VI.4Distribution des sollicitations suivant Y…….….54

Tableau VI.4Facteur de qualité……...……..55

Tableau VI.5Comportement des trois premiers modes…….……...56

Tableau VI.5Comportement des trois premiers modes……...……..57

Tableau VI.6Les valeurs de la force sismique……..…58

Tableau VI.7 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……..59

Tableau VI.8Valeurs des moments de stabilité et de renversement……..60

Tableau VI.9Vérification des déplacements inter-étage suivant X…….…..61

Tableau VI.10Vérification des déplacements inter-étage suivant Y……...……..62

Tableau VI.11Vérification de l'effet P-Δ…….....62

Tableau VI.12Vérification de cisaillement des poutres……63

Tableau VI.13Vérification de cisaillement des voiles……..64
Tableau VI.14Vérification de l'effort normal réduit... .....*65*
Tableau VI.15Dimensions finales des éléments……...65
Tableau V.1 La section calculée d'armatures des poutres……...66
Tableau V.2 La section choisie d'armatures des poutres……..…67
Tableau V.3 Vérification des contraintes des poutres à l'ELS……....67
Tableau V.4 Vérification de section d'armatures…….67
Tableau V.5 Vérification préliminaire de la flèche des poutres. ……68
Tableau V.6 Vérification de la flèche des poutres principales…….68
Tableau V.7 Vérification de la flèche des poutres secondaires……68
Tableau V.8Vérification des contraintes de cisaillement……69
Tableau V.9La section d'armatures transversales……....69
Tableau V.10La section d'armatures des poteaux……73
Tableau V.11Vérification des contraintes à l'ELS…….…..74
Tableau V.12La section d'armatures transversales des poteaux……..…….75
Tableau V.13La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant Yet X)….…….78
Tableau V.14La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant Yet X)……...….79
Tableau V.15Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y)……...…….80
Tableau V.16Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant Y)……...……81
Tableau V.17La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant Yetx)……82
Tableau V.18Choix de la méthode de calcul……84
Tableau V.19La section d'armatures des linteaux (Suivant X)……..……..84
Tableau V.20La section calculée d'armatures des linteaux (Suivant x)……..85
Tableau V.21La section choisie d'armatures des linteaux (Suivant x)……85
Tableau VI.1. Dimensionnement des semelles isolées (ELS)……..88
Tableau VI.2.ferraillage des semelles isolées……...88
Tableau VI.3. Dimensionnement des semelles filantes (ELS)……..89
Tableau VI.4. Vérification de l'excentricité…….89
Tableau VI.5. Ferraillage parallèle……..…..89
Tableau VI.6. Parallèlement à l'axe de longitudinal…….....90
Tableau VI.7. Dimensionnement de poutre de libage……..…90
Tableau VI.8. Vérification des contraintes……...90
Tableau VI.9. calcul de ferraillage……....90

Tableau VI.10. Les armatures choisies……..…90Tableau VI.11. Vérification des contraintes à L'ELS……...…91
Tableau VI..12. Vérification de cisaillement……..91
Tableau VI.13. Calcule de ferraillages……92
Tableau V.14. Vérification des contraintes à l'état limite de service…….92

Abréviations et notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Ami n: :Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
Br : Section réduite du béton d'un poteau.
Bt : Section de la partie tendue.
Lt : Largeur de la section tendue.
Mt : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.
Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S'
N : Effort normal.
Nser : Effort normal de service.
NU : Effort normal ultime.
Tu : 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.
b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.

fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
fe : Limite d'élasticité de l'acier.
ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
If : Longueur de flambement,
St : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
∑ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ::Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

Introduction

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant la période de formation de Master à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons procédé à l'étude d'une structure d'un bâtiment à usage d'habitation, implanté à ***la Wilaya de Chlef***. Ce dernier est constitué d'un rez-de-chaussée plus 6 étages.

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions. Le deuxième chapitre traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles. Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre. Le quatrième chapitre est dédié l'étude sismique de la structure du bloc moyennant le logiciel de calcul des structures « ***SAP2000.v.20*** ». On présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans la réponse dynamique.

Les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles). Ce dernier fait l'objet du cinquième chapitre.

Finalement, le calcul de l'infrastructure (fondations) se fait au sixième chapitre. Nous clôturons ce mémoire par une conclusion générale.

CHAPITRE I :

PRESENTATION

DE L'OUVRAGE.

I.1.Introduction :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en (R+6) à usage d'habitation. Le bâtiment sera implanté dans la willaya de Chleff, région classée par le règlement parasismique Algérien « **RPA 99 VERSION 2003** » comme une zone de forte sismicité « **Zone III »,** groupe d'usage«**2»**.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les caractéristiques géométriques de notre bâtiment sont :

- La longueur totale du bâtiment est de 17 m.
- La largeur totale du bâtiment est de 26,7 m.
- Hauteur totale du bâtiment est de 22,68m.
- Hauteur de 1er niveau (RDC) :3,24m.
- Hauteur totale avec l'acrotère :23,28 m

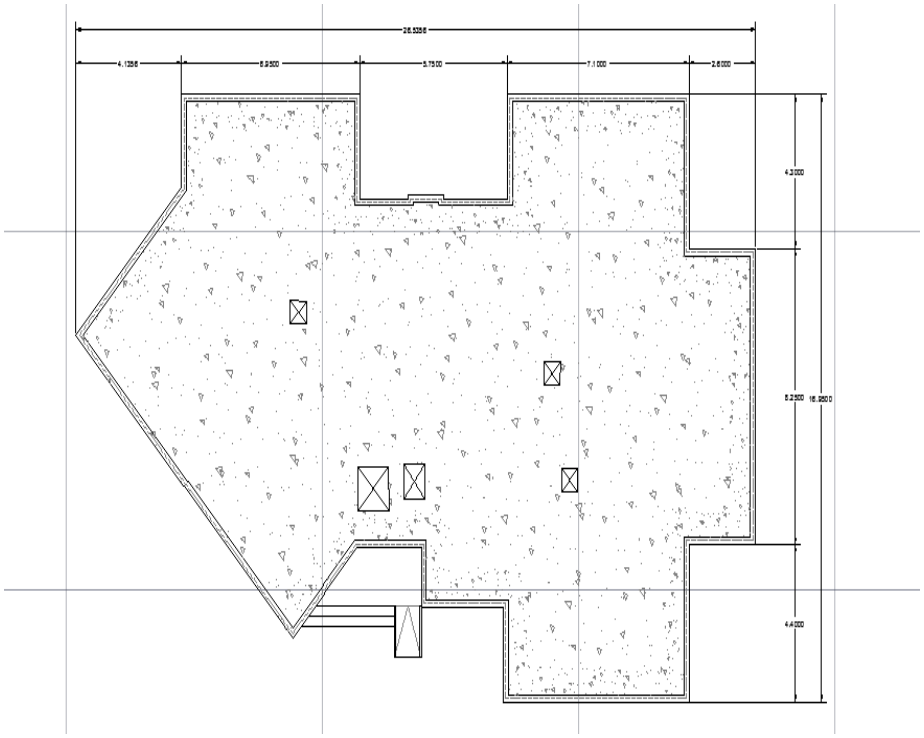


Figure I.2 : Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié

I-2.1 .Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 22,68 m donc selon le RPA99 Version 2003 il est nécessaire de préconiser un système de contreventement assuré par des voiles.

I-3 Description des éléments de l'ouvrage : L'ouvrage est constitué d'éléments suivants :

I.3.1. Planchers

On a utilisé deux types de planchers : à cops creux et à dalle pleine.Leur rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

I.3.2. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses. Pour les murs extérieurs (double cloison), ils seront en deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 10 cm. Par contre, les murs intérieurs seront en simple cloison de même type de briques.

I.3.3. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé. Sonrôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.3.4. Escalier

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit avec palier intermédiaire.

I.4. Caractéristique mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques CBA93.

I.4.1. Béton

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes : sable et gravier, appelés « granulats », avec du ciment et de l'eaupropre, sans matières organiques. Il

devrait être facile à la fabrication et à lamise en œuvre sur chantier. Il se caractérise par une bonne résistance à la compression et aux actions climatiques. Ainsi, une faible résistance à la traction.Il doit tenir compte des exigences de résistance et durabilité.

La composition du béton adoptée sera déterminée en fonction de granulats et ciment disponible. En fait, il y a plusieurs méthodes de formulation des bétons, en l'occurrence la méthode de Dreux et Gorisse [3].

I.4.2. Ciment

Le choix du dosage et de la classe du ciment doit être en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage à construire.En raison environnementale, on utilisera un ciment portland composé (CPJ) au lieu d'artificiel (**CPA**) pour minimiser le dégagement de CO_2 dans l'air en réduisant la quantité de clinker utilisée.

I.4.3. Granulats

On va utiliser un sable roulé de classe (0/3), éventuellement corrigé par un sable concassé (0/5). Cependant, trois classes de gravier seront envisagées : 3/8, 8/15 et 15/25 pour avoir une répartition granulométrique continue.

I.4.4. Béton armé

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal à l'effort de traction. Les deux matériaux(béton, acier) n'agissent chimiquement pas l'un sur l'autre. Ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.4.4.1. Résistance du béton

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un 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 lacompression à vingt-huit jours d'âge (f_{c28}). Cette résistance est mesurée par l'écrasement des cylindres(ϕ = 16cm et H = 32cm) en béton.Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cj} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40\ MPa \qquad \text{(I.1)}$$

$$F_{cj} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} > 40\ MPa \qquad \text{(I.2)}$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10 f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

b) Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par "f_{tj}" pourrait être déterminée en traction directe ou par fondage, mais le plus souvent est par flexion. La valeur de f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation suivante [2]:

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} \text{ avec : } f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en [MPa]} \qquad \text{(I.3)}$$

I.4.4.2. Coefficient de Poisson (υ)

Selon le CBA93 [2], le coefficient de poisson est donné par la relation suivante :

$$\frac{Allongement\ dans\ le\ sens\ transversal}{Raccourcissement\ longitudinal} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l} \qquad \text{(I.4)}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple(Flambement transversal "Δ_a" raccourcissement longitudinal "Δ_l").Selon le CBA93 [2], sa valeur est fonction de l'état limite considéré :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS);

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU).

I.4.4.3. Module de déformation longitudinale

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané (E_{ij}) du béton est pris égal à:[2]

$$E_{ij}(MPa) = 11000 (f_{cJ})^{1/3} \qquad \text{(I.5)}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différé du béton (E_{vj})est pris égal à :[2]

$$E_{vj}[MPa] = \frac{E_{ij}}{3} \text{ soit : } E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} MPa \quad (I.6)$$

I.4.5. Acier

L'acier utilisé dans le béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. Sa surface externe pourrait être lisse ou rugueuse, selon le type d'acier. Les différents types d'acier utilisés dans la structure en béton armé de notre ouvrage sont résumés dans le tableau I.1 :

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

Nature	**Utilisation**	**Nuance**	**Diamètre (mm)**
Rond lisse (RL)	Armatures transversales	FeE 235	$\phi 6 et \phi 8$
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE 400	$HA \geq 8$
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$

Expérimentalement, le règlement CBA93[2]prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé qui est égale à : $E_s = 2x10^5 MPa$. Il est à noter que le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe et les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.5.Principe de calcul du CBA 93

Il existe deux états limites :

- ***Etat limite ultime*** (ELU) basé sur:
  1- Equilibre statique ;
  2- L'ouverture des fissures ;
  3- La stabilité de forme.
- ***Etat limite de service*** (ELS) basé sur:
  1- La compression du béton ;
  2- L'ouverture des fissures ;
  3- La déformation.

Le détail des hypothèses de calcul est illustré dans le document technique CBA93 [2], tout en adoptant les valeurs standardssuivantes pour notre étude :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : f_{c28} = 25 MPa.
- La résistance du béton à la traction est : f_{t28}= 2,1 MPa.
- Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj} = 10819MPa.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : E_{ij} = 32456,6MPa.

Pour les armatures de l'acier:

- Longitudinales : HA *« fe*= 400*MPa »*
- Transversales : RL *«fe*=235*MPa»*(si nécessaire on adoptera HA8)
- Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA *« fe*= 520*MPa »*

CHAPITRE 2 : PRÉDIMENSION-NEMENT DES ÉLÉMENTS DE LA STRUCTURE

II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres, planchers) d'une structure est une étape primordiale dans chaque projet de génie civil. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Les planchers sont des éléments horizontaux séparant les étages d'un bâtiment, ils ont pour rôle de :

- Supporter les charges verticales afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer la transmission des charges horizontales aux éléments de contreventement (Diaphragme rigide).
- Remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. Planchers à corps creux :

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher, et elle est calculée à l'aide des deux formules suivantes :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{\mathrm{L}}{20}$$

$$h_t \geq \frac{\mathrm{L}}{22.5}$$

h_t: l'épaisseur du plancher ;

L : la plus longue portée des poutrelles (mesurée à nu d'appuis).

Pour notre projet : L=400cm

$$\frac{400}{25} \leq h_t \leq \frac{400}{20} \Rightarrow 16\ \text{cm} \leq h_t \leq 20\ \text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{430}{22.5} \Rightarrow \text{ht} \geq 17.77\ \text{cm}$$

On adopte : h_t = 20 cm

$h_t = d + e \Rightarrow h_t = 16+4$ cm.

Avec :

d : l'épaisseur du corps creux ;

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

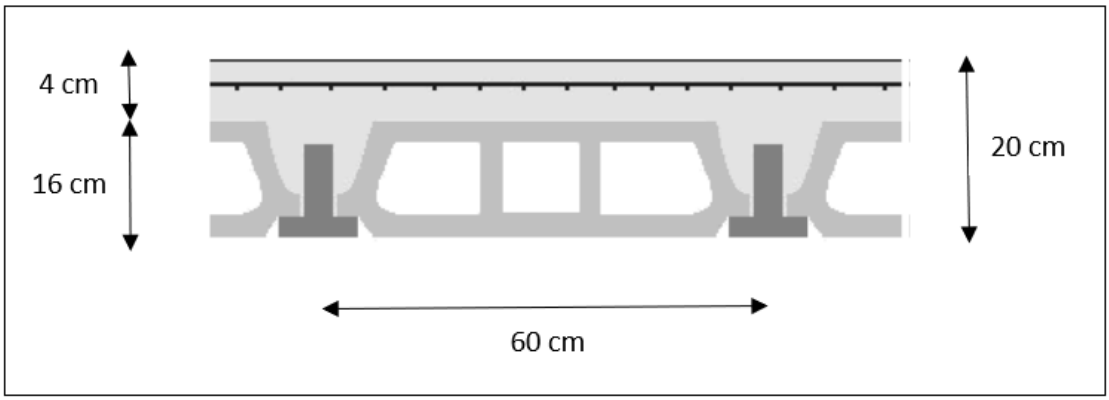


Figure II.1. *Coupe du plancher à corps creux*

II.2.2. Planchers dalles pleines :

On va utiliser ce type de plancher pour les panneaux qui ont une forme triangulaire, l'épaisseur doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle, dans notre cas les dalles reposent sur trois appuis

a) Critère de résistance :

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

L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

e : épaisseur de la dalle.

Pour le cas de notre structure, on a : L = 4.35 m.

$$\frac{435}{45} \leq e \leq \frac{435}{40} \Rightarrow 8.88\,cm \leq e \leq 10cm$$

b) Sécurité contre l'incendie :

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

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

On choisit :e = 15 cm.

II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section. Elles sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments verticaux (poteaux, voiles), Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad , \quad 0.7h \leq b \leq h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée au nu d'appui ;

h : la hauteur de la poutre ;

b : la largeur de la poutre.

Tableau II.1. *Pré dimensionnement des poutres*

	Poutres principales	***Poutres secondaires***
Conditions de résistance	L= 410cm ⇒ 27.33cm ≤ h ≤ 41.0cm On adopte : **h = 40cm** ⇒ 10.5cm ≤ b ≤24.5cm On adopte : **b=30cm**	L= 370 cm ⇒ 24.66cm ≤ h ≤ 37.00cm On adopte : **h=35cm** ⇒10.5cm ≤ b ≤ 24.5cm On adopte : **b=30cm**
Vérification selon le RPA 99 (version 2003) Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm h = 40cm ≥ 30cm h/b = 1.33 ≤ 4.0 **Conditions vérifiées**	b = 30cm ≥ 20cm h = 35cm ≥ 30cm h/b = 1.17 ≤ 4.0 **Conditions vérifiées**

Conclusion :

Pour les poutres principales, on adopte la section : $(b \times h) = 30 \times 40\ cm^2$.

Pour les poutres principales, on adopte la section : $(b \times h) = 30 \times 35\ cm^2$.

I.4. EVALUATION DES CHARGES : [DTR B.C 2.2]

II.4.1. Charges permanentes :

II.4.1.1. Maçonnerie :

a) Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.2. *Charge permanente du mur intérieur*

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Article de référence*
1	***Enduit en ciment***	0.02	0.18	0.36	Art C.2.2
2	***Brique creuse***	0.10	9	0.90	Art C.1
3	***Enduit en ciment***	0.02	0.18	0.36	Art C.2.2
TOTAL				**1.62**	

b) Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II.3. *Charge permanente du mur extérieur*

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Article de référence*
1	***Enduit en ciment***	0.02	18	0.36	Art C.2.2
2	***Brique creuse***	0.10	90	0.90	Art C.1
3	***Lame d'air***	0.05	/	/	/
4	***Brique creuse***	0.10	90	0.90	Art C.1
5	***Enduit en ciment***	0.02	18	0.36	Art C.2.2
TOTAL				**2.52**	

II.4.1.2. Plancher terrasse :

Tableau II.4. *Charge permanente du plancher terrasse*

N⁰	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiqu (KN/m³)	Poids surfaciqu (KN/m²)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Plaque de Liège	0.04	4	0.16
6	Pare vapeur	0.01	6	0.06
7	Film polyane	-	-	0.01
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				**G= 6.76**
Charge d'exploitation Q				**Q=1**

II.4.1.3. Plancher courant :

Tableau II.5. *Charge permanente du plancher courant*

N⁰	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfaciqu (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
6	Mur simpl cloison	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**G=6.16**
Charge d'exploitation Q				**Q=1,5**

- **II.4.1.4. dalle pleine de terrasse :**

Tableau.II.6. Charge permanente due aux dalles pleines de la terrasse.

N^0	**Composants**	**Epaisseur (m)**	**Poids volumique (KN/m^3)**	**Poids surfacique (KN/m^2)**
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Plaque de Liège	0.04	4	0.16
6	Pare vapeur	0.01	6	0.06
7	Film polyane	-	-	0.01
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit de cimen	0.02	18	0.36
Charge permanente G				**G=7.71**
Charge d'exploitation Q				**Q=1**

II.4.1.5. Dalle pleine de l'étage:

Tableau.II.7. Charge permanente due à la dalle pleine d'étage.

N⁰	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
6	Les murs simples	0.10	16.2	1.62
Charge permanente G				**G=7.11**
Charge d'exploitation Q				**Q=1,5**

II.4.2. Charges d'exploitation :

- Terrasse inaccessible : Q=1 kN/m²
- Terrasse accessible : Q=1.5 kN/m²

II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, son rôle est de transmettre les charges verticales aux points d'appuis (fondations).

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on utilise un calcul basé sur la capacité portante ($N_u \leq \bar{N}$)et la descente des charges permanentes et des charges d'exploitations à l'état limite ultime.

Selon l'Article B.8.11 du CBA93, cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées. Donc, dans notre cas, cette charge devienne :

$$N_u{}^* = 1.1N_u$$

II.5.1. Etapes de pré dimensionnement :

- Calcul de la capacité portante $\bar{N}$ du poteau.
- Choix du poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.

- Evaluation des charges.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Vérification de l'effort normal ultime majoré.
- Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 : [Art 7.4.1].

Pour les poteaux rectangulaires (carrés), on doit respecter la formule suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha\left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\,.\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul. A=B/1000 ;

B_r : la section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle en cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2} \quad Si \ \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.30\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad Si \quad 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad . \quad l_f = 0.7 l_0$$

λ : l'élancement mécanique;

i : rayon de giration;

l_0 : longueur du poteau ;

l_f: longueur de flambement.

Dans notre projet, l_0=3.40m pour tous les étages. Sauf Sous-sol 2, l_0=2.60m

$$i = \sqrt{I/b^2}$$

I : moment d'inertie du poteau ;

b : largeur du poteau.

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad b = h \quad ; \quad I = \frac{b^4}{12} \quad ; \quad i = \sqrt{(\frac{b^4}{12})/b^2} \quad ; \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

f_{c28}=25 MPa ;f_e=400 MPa ;Situation durable : (γ_b=1.5 ; γ_s=1.15)

II.5.1.1. Calcul de la capacité portante $\bar{N}$:

Tableau II.8. *Capacité portante $\bar{N}$ pour chaque section de poteau*

Niveau	*B(cm²)*	$B_r(mm^2)$	$l_f(m)$	*i (m)*	λ	α	$A_s(mm^2)$	$\bar{N}$
6éme	0,30x0,30	78400	2,142	0,086	26,19	0,72	90	171,26
5éme	0,35x0,35	108900	2,142	0,10	22,44	0,74	122,5	359,89
4éme	0,35x0,35	108900	2,142	0,10	22,44	0,74	122,5	544,99
3éme	0,4x0,40	144400	2,142	0,12	19,64	0,75	160	730,67
2éme	0,40x0,40	144400	2,142	0,12	19,64	0,75	160	912,83
1^{ier}	0,45x0,45	184900	2,142	0,13	17,46	0,76	202,5	1096,16
RDC	0,45x0,45	184900	2,142	0,13	17,46	0,76	202,5	1283,11

II.5.1.2. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité dans notre projet est un poteau voisin de poteau de rive.

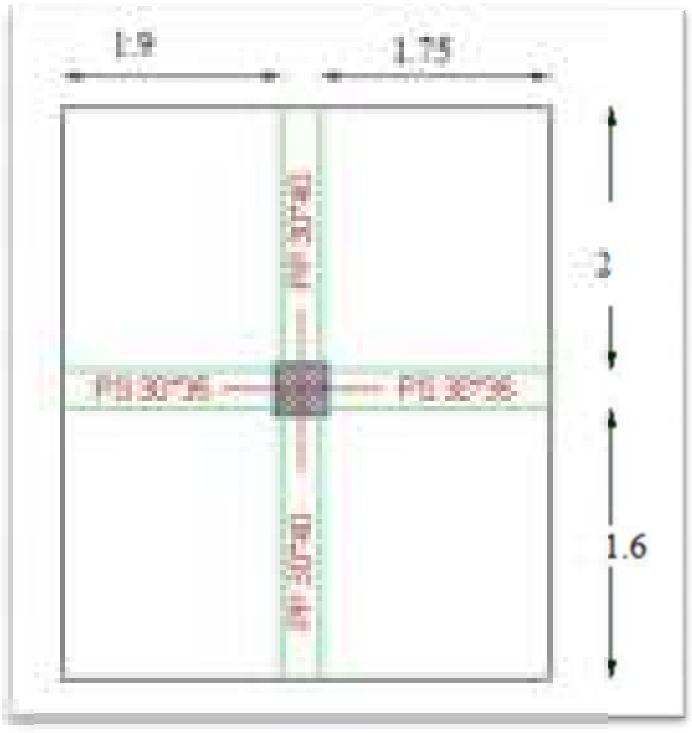


Figure II.2. *Surface reprise par le poteau le plus sollicité.*

Calcul de la surface reprise par le poteau :

$S_{totale} = 3{,}635 \text{ x} 3{,}780 \Rightarrow \boldsymbol{S_{totale}} = \mathbf{13{,}74 m^2}$

$S_{plancher} = (2{,}01 \text{ x } 1{,}22) + (1{,}22 \text{ x } 1.325) + [(6{,}715) \text{ x } (2{,}26/2)] \Rightarrow \boldsymbol{S_{plancher}} = \mathbf{S_p} = \mathbf{11,66 m2}$

S_{totale}: Surface totale du plancher y compris les poutres.

$S_{plancher}$: Surface du plancher seulement.

II.5.1.3. Charges permanentes :

$G_{niveau} = G_{plancher} + G_{pp} + G_{ps} + G_{ptx}$

Avec :

$G_{plancher}$= *la charge permanente du plancher* $*S_{plancher}$

$$G_{(pp)ou(ps)} = b * h * L * \gamma_b$$

$$G_{ptx} = b * h_{étg} * L * \gamma_b$$

γ_b: poids volumique du béton, $\gamma_b = 25kN/m^3$.

Tableau II.9. *Charges permanentes cumulées des surfaces reprises*

Niveau	$\boldsymbol{G_{plancher}(kN)}$	$\boldsymbol{G_{pp}(kN)}$	$\boldsymbol{G_{ps}(kN)}$	$\boldsymbol{G_{ptx}(kN)}$	$\boldsymbol{G_{niveau}(kN)}$	$\boldsymbol{G_{cumulée}(kN)}$
6éme	81,42	9,9	0,918	7,29	99,53	99,53
5éme	74,19	9,75	9,45	9,92	103,31	202,85
4éme	74,19	9,75	9,45	9,92	103,31	306,17
3éme	74,19	9,6	9,31	12,96	106,07	412,24
2éme	74,19	9,6	9,31	12,96	106,07	518,32
1ier	74,19	9,45	9,18	16,40	109,23	627,56
RDC	74,19	14,25	9,18	16,40	114,03	741,59

II.5.1.4. Charges d'exploitation :

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression suivante :

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

$\left(Le\ coefficient\ \frac{3+n}{2n}\ etant\ valable\ pour\ que\ n \geq 5\right)$.

$Q_0 = 1\ kN/m^2$ (terrasse inaccessible) ;

$Q_0, Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, Q_6, Q_7$=1.5 kN/m^2 (étage à usage habitations) ;

Q_8 = 2.5 kN/m² (étage à usage bureaux).

6émé étage : Q_0

5émé étage : $Q_0 + Q_1$

4émé étage : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

3émé étage : $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

2émé étage : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

1ier étage : $Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

RDC : $Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Sous-sol 1 : $Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

Sous-sol 2 : $Q_0 + 0.688(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

$$Q = S_{totale} * Q_i$$

Tableau II.10. *Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises*

Niveau	***Q (kN)***	***3+n/2n***	$Q_{cumulée}(kN)$
6éme	14,22	/	14,22
5éme	21,33	1	35,55
4éme	21,33	0.95	54,747
3éme	21,33	0.90	71,811
2éme	21,33	0.85	86,742
1ier	21,33	0.80	99,54
RDC	21,33	0.75	110,205

II.5.1.5. L'effort normal ultime N_u :

- $N_u = 1.35G + 1.5Q$
- $Nu^* = N_u + 10\%N_u = 1.1N_u$

Tableau II.11. *Vérification de l'effort normal des poteaux*

Niveau	*B(mm²)*	*G (kN)*	*Q (kN)*	N_u *(kN)*	*Nu* (kN)*	$\bar{N}$ *(kN)*	*Nu* ≤* $\bar{N}$
6éme	300x300	99,53	14,22	155,69	171,26	1075,61	Oui
5éme	350x350	202,85	35,55	327,17	359,89	1529,06	Oui
4éme	350x350	306,17	54,747	495,45	544,99	1529,06	Oui
3éme	400x400	412,24	71,811	664,25	730,67	2062,74	Oui
2éme	400x400	518,32	86,742	829,85	912,83	2062,74	Oui
1^{ier}	450x450	627,56	99,54	996,517	1096,16	2676,62	Oui
RDC	450x450	741,59	110,205	1166,46	1283,11	2676,62	Oui

II.5.1.6. Vérification selon le RPA99 version2003 :

a) Vérification des sections :(RPA 99 (version 2003) Art.7.4.1)

Tableau II.12. *Vérification des sections selon le RPA99 version2003*

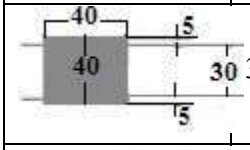
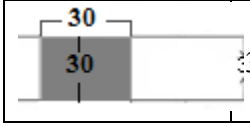
Condition àvérifier	*Application de condition*	*Vérification*
Zone III ***Min (b, h) ≥ 30 cm*** ***Min (b, h) ≥ h_e /20*** ***0.25 ≤ (b/h) ≤ 4***	Min (b, h) = 30cm h_e /20 = (324-0.30) /20 = 14.7cm 0.25 ≤ (b/h) =1 ≤ 4	CV

b) Vérification aux zones nodales : (RPA 99 (version 2003) Art.7.5)

Il nous reste à vérifier :

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

Tableau II.13. *Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003*

	b_{max}(cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max ($b_1/2;h_1/2$)	d ≤ Max ($b_1/2;h_1/2$)
	30	45	45	Oui	5	22.5	Oui
	30	30	30	Oui	0	15	Oui

Conclusion :

Les sections de pré dimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux efforts normaux ultimes (due aux charges statiques), et satisfaites aux conditions du RPA99 version 2003.

- **Conclusion:**

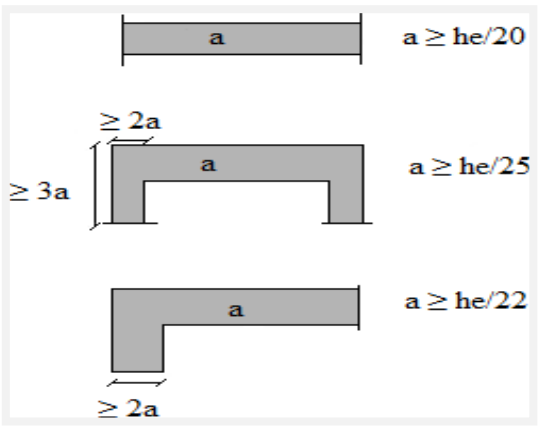
Section des poteaux (b ×h)cm²	**Niveau**
(30 ×30)	6
(35 ×35)	4 ; 5
(40 ×40)	2 ; 3
(45 ×45)	RDC;1

II.6.PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.

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

Le RPA99 version 2003►► [Art 7.7.1] ◄◄, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage $h_e$et des conditions de rigidité aux extrémités.



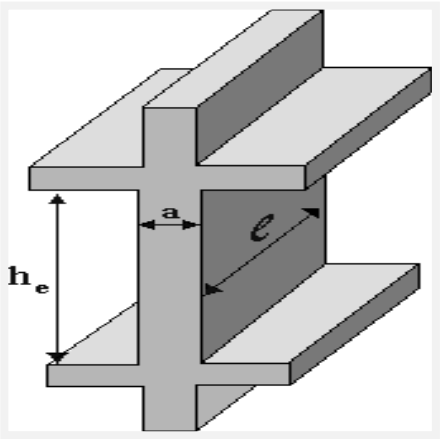


Figure II.3. *Vue en plan et vue en 3D du voile*

- he=3,24-0,35=2.89m.

$$a \geq Max\left[15cm, \frac{h_e}{25}\right] \quad \Rightarrow \quad a \geq Max\left[15cm, \frac{(324-35)}{25} = 11.56cm\right]$$

Conclusion :

On peut adopter une épaisseur de 17cm pour des raisons de calcul (zone III, bâtiment en 7 niveaux).

CHAPITRE 3 : CALCULE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'ACROTERE :

L'acrotère est un élément en béton armé placé à la périphérie du plancher terrasse. Il a pour rôle de protéger l'étanchéité, empêcher les eaux de ruissellement de s'introduire derrière les relevés d'étanchéité, protéger les enduit et revêtements des façades.

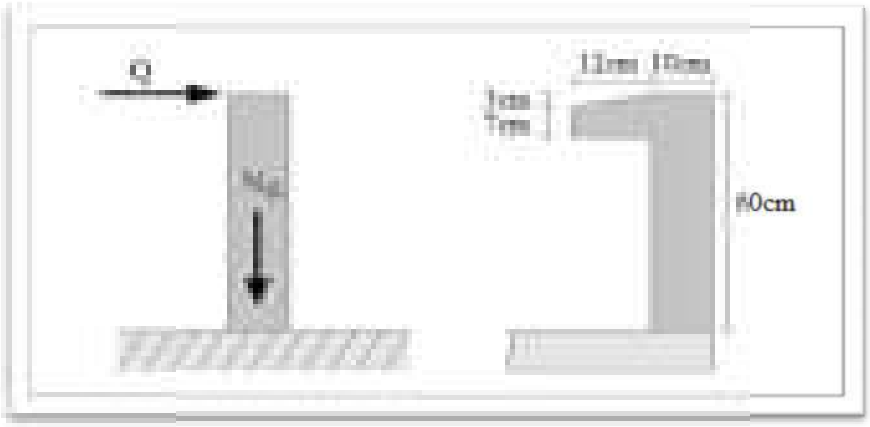


Figure III.1. *Acrotère (dimensions et charges exercées)*

III.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.1. *Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère*

Charges permanentes G	G=1,755(kN/ml)
Charges d'exploitations Q	Q=1(kN/ml)

III.1.3. Détermination des efforts :

Tableau III.2. *Les efforts exercés sur l'acrotère*

	L'ELU	**L'ELS**
Effort normal	N=1.35×G=2,36kN	N=G=1,755kN
Moment d'encastrement	M=1,5×Q×H=0,9 kN.m	M=Q×H=0,6 kN.m
Effort tranchant	T=1,5Q =1,5 kN	T=Q =1 kN

III.1.4. Calcul de ferraillage :

Le calcul de ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à la flexion composée et en situation durable à l'état limite ultime.

Tableau.III.3. Dimensions et caractéristiques des matériaux.

b=100cm	h=60cm	d=7,5cm	C1=C2 =2,5 cm	fc28=25MPa	Fe=400MPa
σ_b=14,2MPa	σ_s = 348MPa	Ft28=2,1MPa	μ_l = 0,392	L_0=h=0,6m	L_f=2L_0=1,2m

Tableau.III.4. Ferraillage de l'acrotère.

Mu	**Nu**	**e_0**	**section**	**μ**	**A (cm^2)**	**Amin (cm^2)**	**A choisis (cm^2)**	**Arép (cm^2)**	**A rép choisis (cm^2)**
0,9	2,36	37,97	SPC	0,012	0,3	1	4HA8=2,01	0,5	4HA8=2,01

Espacement :

$$St = 25cm \leq S_{min} = min\ [3h = 30\ cm;\ 33\ cm] = 30\ cm.$$

$$Srép = 15\ cm \leq S_{min} = min\ [4h = 40\ cm\ ;\ 40\ cm] = 40\ cm.$$

On adopte : $S_{rép} = 17\ cm$.

III.1.4.1. Vérification à l'état limite de service (ELS) :

$$\bar{\sigma} = 0{,}6 f_{c28} = 15\ MPa$$

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3} f_e = 266{,}66\ MPa\ ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}} = 201{,}63\ MPa\right]$$

Tableau.III.5. ***Vérification à l'U.L.S.***

Ms (KN.m)	**Ns (KN)**	**e_0 (cm)**	**section**	**A (cm^2)**	**Y (cm)**	**σ_b (MPa)**	**σs (MPa)**	**$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$**	**$\sigma s \leq \overline{\sigma_s}$**
0.6	1,755	34,19	SPC	2,01	2,02	0,909	36,99	Vérifiée	Vérifiée

II.1.4.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1{,}5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0{,}02\ MPa$$

$\overline{\tau}$ =min$\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$=2,5 MPa (la fissuration est préjudiciable**)**

D'où alors : τ =0,02 MPa ≤$\overline{\tau}$=2,5 MPa (CV).

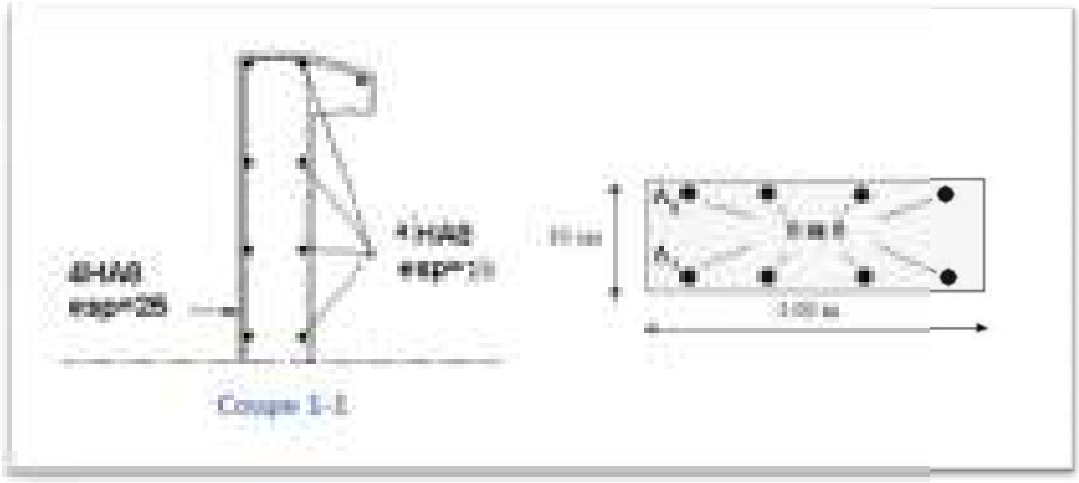


Figure III.2. *Acrotère (ferraillage)*

III.2. PLANCHER A CORPS CREUX :

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

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.2.1. La dalle de compression :

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, et pour limiter le risque de fissuration ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

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

$$A_t \geq \frac{200}{f_e} \qquad si : L \leq 50cm$$

$$A_t \geq 0{,}02\, L \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad si : 50cm \leq L \leq 80cm$$

Avec :

L : espacements entre axes des nervures (60 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 20 m

A_{t1}: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

On a: $L = 60cm \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0{,}02\, L \frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{520} = 0{,}46cm^2/ml$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0{,}5}{2} = 0{,}25cm^2/ml$$

$$On\ choisira : A_{t1} = 5\ \emptyset\ 5 = 0.98cm^2 avec\ un\ espacement\ de\ 20cm.$$

$$A_{t2} = 4\ \emptyset\ 5 = 0{,}78cm^2 avec\ un\ espacement\ de\ 25cm.$$

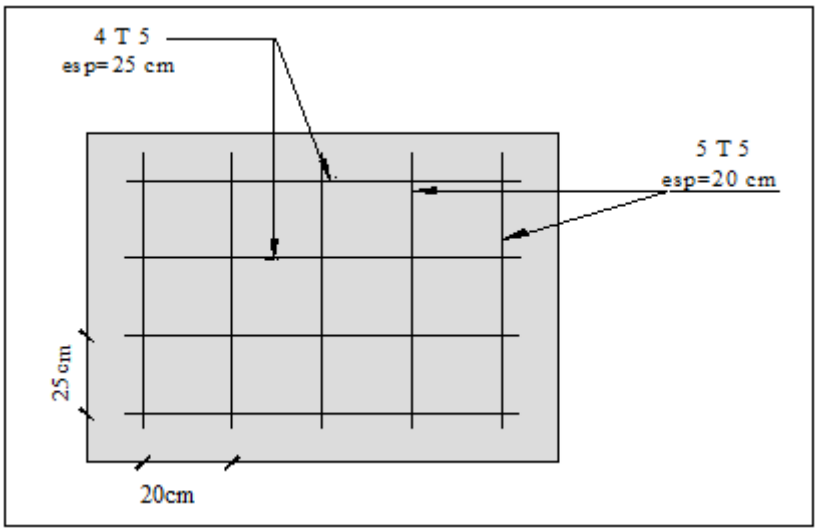


Figure.III.3 :*Disposition des armatures de la dalle de compression.*

III.2.2. Les poutrelles :

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

- Avant coulage
- Après coulage

III.2.2.1. Avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes :

- Son poids propre.
- Le poids de corps creux (entrevous).
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0,5∗L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

- Si la valeur de $\mu \leq \mu_1$:on ne nécessite pas des étaiements.
- Si la valeur de $\mu \gg \mu_1$: on doit calculer la flèche et la comparer avec la flèche admissible pour qu'on puisse savoir si notre poutrelle nécessite des étaiements afin de ces derniers aident la poutrelle à supporter les charges.

Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage :

$G = [1 * 0{,}65] + [0{,}12 * 0{,}04 * 25] = 0{,}77 \text{kN/ml}$

$Q = Max[1kN\ ; 0{,}5L = 2{,}00] = 2{,}00\ kN$

Calcul des étaiements :

Tableau III.6. Détermination de nombre des étaiements.

Nbr étaiements	Lmax	L/n	G	Q	Mg	Mq	Mu	μ	μ_l	vérification
1,00	4,00	2,00	0,77	1,00	0,39	0,50	1,27	0,827	0,392	**CNV**
2,00	4,00	1,33	0,77	1,00	0,17	0,33	0,73	0,476	0,392	**CNV**
3,00	4,00	1,00	0,77	1,00	0,10	0,25	0,50	0,329	0,392	**CV**

On doit déposer 3 étaiements.

Calcul de μ :

$$\mu = \frac{M_u}{b\, d_0{}^2\, \sigma_b} \qquad d'ou \quad M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

$$M_G = \frac{GL^2}{8}, \quad M_Q = \frac{QL}{4} \Rightarrow \quad \mu = 0{,}827 \gg \mu_1 = 0{,}392$$

Donc, on doit prévoir des étaiements.

Vérification de la flèche :

$$f_{max} < \bar{f} \quad avec : \ \bar{f} = \begin{cases} \dfrac{L(cm)}{500} & si\ L \le 5m \\ \dfrac{0{,}5 + L}{1000} & si\ L > 5m \end{cases}$$

$$On\ a : \quad L = 4{,}00\ m < 5m \ \Rightarrow \bar{f} = \frac{400}{500} = 0{,}80\ cm \quad ; \quad f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI}$$

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5 * 770 * 4000^4}{384 * 32000 * 6{,}4 * 10^5} + \frac{2000 * 4000^3}{48 * 32000 * 6{,}4 * 10^5}$$

Tableau III.7. Vérification de la flèche .

Nbr étaiements	G	Q	fc28	E MPA	L mm	I mm4	Fmax mm	F barr mm	F<F baar
1	0,77	1	25	32000	2000	640000	15,970	4	**cnv**
2	0,77	1	25	32000	1000	640000	1,506	2	**cv**
3	0,77	1	25	32000	666.67	640000	0,398	1,333	**cv**

$$f_{max} = 19{,}04\ cm \ \le \bar{f} = 0{,}80\ cm \qquad (C.N.V)$$

III.2.2.2. Après coulage :

L'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. dans notre bâtiment, on doit calculer trois types de poutres continues qui sont :

- Poutrelle à 6 travées(Plancher à habitation).
- Poutrelle à 5 travées(Plancher à habitation).
- Poutrelle à 2 travées(Plancher à habitation).

Le calcul de ferraillage se fera soit par la méthode forfaitaire soit par la méthode Caquot.

Conditions d'application de la méthode forfaitaire

$1 - Q \leq Min\,[2G\,;5\,kN/m^2]$

⇒On ne peut pas faire cette vérification parce qu'on a pas une charge concentrée

$2 - 0{,}8 \leq \dfrac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1{,}25 \qquad \Rightarrow \qquad CV$

$3 -$ La fissuration doit étre peu nuisible $\Rightarrow$ CV

Exposé de la méthode : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Il faut vérifier les trois inégalités

$$1 - \ M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq Max[1{,}05M_0\,;(1+0{,}5\alpha)M_0]$$

$$2 - \begin{cases} \dfrac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2} M_0 & pour\ les\ trvées\ de\ rive \\ \dfrac{1+0{,}3\alpha}{2} M_0 & pour\ les\ travées\ intermediaire \end{cases}$$

$$3.\ M_a \begin{cases} 0.6\ M_0\ , cas\ de\ deux\ travées \\ 0.5\ M_0\ , appuis\ voisins\ des\ apuis\ de\ rives\ pour\ les\ poutres\ à\ plus\ de\ deux\ travées \\ 0.4\ M_0\ , pour\ les\ appuis\ intermediaires\ pour\ les\ poutres\ à\ plus\ de\ trois\ travées \end{cases}$$

<u>III.3.2.2.1</u> Evaluation des charges et surcharges

Tableau III 8: Actions de calcul des poutrelles après coulage

	G	Q	Pu	Pser
plancher terasse	4.39	0.65	6.91	5.04
plancher courant	4.00	0.98	6.87	4.98

Type 1: poutrelle à 6 travées (étages courant et terrasse).

Remarque :

Le calcul des poutrelles de type (1 et 2) s'effectue par la méthode CAQUOT qui est applicable car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

Terrasse :

Tableau III.9. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 6 travées (ELU) Terrasse .

travées	qu (KN)	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
AB	6.91	3.75	3.75	12.15	1.17	8.66	7.23	10.96	-14.95
BC	6.91	2.75	2.20	6.53	8.66	6.54	-1.07	10.27	-8.73
CD	6.91	4.00	3.20	13.82	6.54	6.99	7.06	13.71	-13.93
DE	6.91	3.20	2.56	8.84	6.99	4.88	2.91	11.72	-10.39
EF	6.91	2.90	2.32	7.26	4.88	4.97	2.34	9.99	-10.05
FG	6.91	2.60	2.60	5.84	1.17	1.17	4.67	8.98	-8.98

Tableau III.10. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 6 travées (ELU) Etage courant :

travées	qu (KN)	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
AB	6.39	3.75	3.75	11.23	2.25	8.01	6.11	10.44	-13.52
BC	6.39	2.75	2.20	6.04	8.01	6.04	-0.99	9.50	-8.07
CD	6.39	4.00	3.20	12.78	6.04	6.47	6.52	12.67	-12.89
DE	6.39	3.20	2.56	8.18	6.47	5.67	2.11	10.47	-9.97
EF	6.39	2.90	2.90	6.72	5.67	5.74	1.02	9.24	-9.29
FG	6.39	2.60	2.60	5.40	1.08	1.08	4.32	8.31	-8.31

Tableau III.11. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 6 travées (ELS) Terrasse :

travées	qser (KN)	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	5.04	3.75	3.75	8.86	1.77	6.32	4.82
BC	5.04	2.75	2.20	4.76	6.32	4.77	-0.78
CD	5.04	4.00	3.20	10.08	4.77	5.10	5.15
DE	5.04	3.20	2.56	6.45	5.10	3.56	2.12
EF	5.04	2.90	2.32	5.30	3.56	3.62	1.71
FG	5.04	2.60	2.60	4.26	0.85	0.85	3.41

Tableau III.12. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 6 travées (ELS) Etage courant :

travées	qser (KN)	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	4.98	3.75	3.75	8.75	1.75	6.24	4.76
BC	4.98	2.75	2.20	4.71	6.24	4.71	-0.77
CD	4.98	4.00	3.20	9.96	4.71	5.04	5.08
DE	4.98	3.20	2.56	6.37	5.04	4.42	1.65
EF	4.98	2.90	2.90	5.23	4.42	4.47	0.79
FG	4.98	2.60	2.60	4.21	0.84	0.84	3.37

<u>Type 2:</u> poutrelle à 5 travées (étages courant et terrasse).

Tableau III.13. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 5 travées (ELU)Terrasse :

travées	qu (KN)	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
AB	6.91	2.75	2.75	6.53	1.31	7.32	2.22	7.32	-11.69
BC	6.91	4.00	3.20	13.82	7.32	6.99	6.66	13.90	-13.74
CD	6.91	3.20	2.56	8.84	6.99	4.88	2.91	11.72	-10.39
DE	6.91	2.90	2.32	7.26	4.88	4.97	2.34	9.99	-10.05
EF	6.91	2.60	2.60	5.84	4.97	1.17	2.77	10.44	-7.52

Tableau III.14. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 5 travées (ELU) Etage courant :

travées	qu (KN)	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
AB	6.39	2.75	2.75	6.04	1.21	6.77	2.05	6.76	-10.81
BC	6.39	4.00	3.20	12.78	6.77	6.47	6.16	12.86	-12.70
CD	6.39	3.20	2.56	8.18	6.47	4.51	2.69	10.84	-9.61
DE	6.39	2.90	2.32	6.72	4.51	4.59	2.17	9.24	-9.29
EF	6.39	2.60	2.60	5.40	4.59	1.08	2.56	9.66	-6.96

Tableau III.15. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 5 travées (ELS) Terrasse :

travées	qser (KN)	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	5.04	2.75	2.75	4.76	0.95	5.34	1.62
BC	5.04	4.00	3.20	10.08	5.34	5.10	4.86
CD	5.04	3.20	2.56	6.45	5.10	3.56	2.12
DE	5.04	2.90	2.32	5.30	3.56	3.62	1.71
EF	5.04	2.60	2.60	4.26	3.62	0.85	2.02

Tableau III.16. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 5 travées (ELS) Etage courant :

travées	qser (KN)	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	4.98	2.75	2.75	4.71	0.94	5.27	1.60
BC	4.98	4.00	3.20	9.96	5.27	5.04	4.80
CD	4.98	3.20	2.56	6.37	5.04	3.51	2.10
DE	4.98	2.90	2.32	5.23	3.51	3.58	1.69
EF	4.98	2.60	2.60	4.21	3.58	0.84	2.00

<u>Type 2:</u> poutrelle à 2 travées (étages courant et terrasse).

Pour la poutrelle de type3 on utilise la méthode forfaitaire puisque les conditions d'application sont vérifiées.

Tableau III.17. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELU) Terrasse :

travées	qu (KN)	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w
AB	6.91	2.85	2.85	7.02	1.40	4.21	4.21	8.86
BC	6.91	3.75	3.75	12.15	7.29	2.43	7.29	14.25

Tableau III.18. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELU) Etage courant :

travées	qu (KN)	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w
AB	6.39	2.85	2.85	6.49	1.30	3.89	3.89	8.20
BC	6.39	3.75	3.75	11.23	6.74	2.25	6.74	13.18

Tableau III.19. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELS) Terrasse :

travées	qser (KN)	L (m)	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	5.04	2.85	2.85	5.12	1.02	3.07	3.07
BC	5.04	3.75	3.75	8.86	5.32	1.77	5.32

Tableau III.20. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELS)) Etage courant :

travées	qser (KN)	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	1.75	2.85	2.85	1.78	0.36	1.07	1.07
BC	1.75	3.75	3.75	3.08	1.85	0.62	1.85

Tableau III 21: Les sollicitations max en travée et aux appuis

	E.L.U			E.L.S	
Plancher	**M_t**	**M_a**	**T**	**M_t**	**M_a**
terrasse	7.29	8.66	-14.95	5.32	6.32
courant	6.74	8.01	-13.52	5.08	6.24

III.3.2.2.2. Calcul du ferraillage et vérification des contraintes des poutrelles :

Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher terrasse :

Tableau III 22: La section d'armatures

f_{c28} = 25Mpa	**f_{tj}= 2.1 Mpa**	**Fe= 400 Mpa**	**σ_{bc}= 14.2 Mpa**	**σ_{sadm}=348 Mpa**
En travée	A=1.17 cm^2	Achoisir=3HA10 = 2.36 cm^2		
En appui	A= 1.51 cm^2	$A_{choisie}$=1HA10+1ch HA10 = 1.57 cm^2		

Vérification des contraintes à l'ELS du plancher terrasse :

Tableau III 23: Vérification des contraintes

Vérification dse contraintes à LELS			**Vérification au cisaillement**			
En travée	σ_b=0.23 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	**vérifie**	**τ= 0.69Mpa**	**τ_{adm}= 3.33 Mpa**	**Vérifiée**
En appui	σ_b=0.35 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	**vérifie**			
Vérification de la flèche			f = 3.54 mm		f_{adm} = 8mm	**Vérifiée**

Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher COURANT :

Tableau III 24 : La section d'armatures

f_{c28} = 25Mpa	f_{tj}= 2.1 Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{bc}= 14.2 Mpa	σ_{sadm}=348 Mpa
En travée	A=1.09 cm^2	Achoisir=3HA10 = 2.36 cm^2		
En appui	A= 1.38 cm^2	$A_{choisie}$=1HA10+1ch HA10 = 1.57 cm^2		

vérification des contraintes à l'ELS du plancher COURANT :

Tableau III 25: vérification des contraintes

Vérification de contrainte à LELS				**Vérification de cisaillement**		
En travée	σ_b=0.22Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	**vérifiée**			
En appui	σ_b=0.345Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	**vérifiée**	**τ=0.63Mpa**	**τ_{adm}= 3.33 Mpa**	**Vérifiée**
Vérification de la flèche			f = 3.37mm	f_{adm} = 8mm		**Vérifiée**

III.2. LES ESCALIERS :

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

III.2.2. Dimensionnement :

Dans notre bloc, on a un seul type d'escalier(droit à deux volées), avec un palier intermédiaire.

Le schéma statique de ce type d'escalier est comme présenté dans la figure ci-dessous :

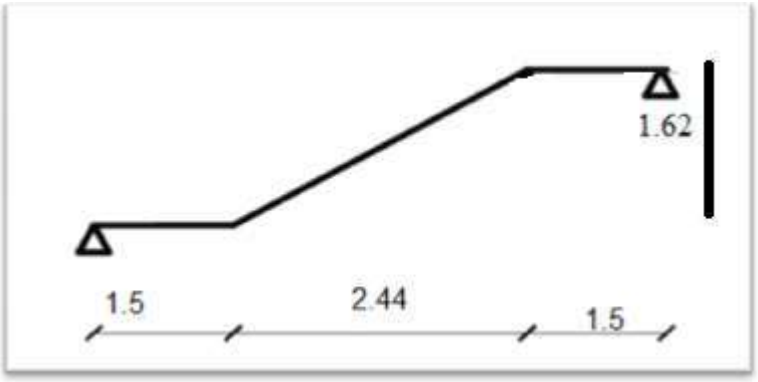


Figure III.4. *Schéma statique d'une volée d'escalier*

Calcul d'épaisseur de la paillasse :

Les deux volées ont la même longueur de paillasse.

$$l = 1{,}5 + 2{,}44/\cos 33.58 + 1{,}5 = 5{,}92 \Rightarrow \quad l = 5{,}92m$$

$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \Rightarrow \quad 16{,}91 \leq e \leq 19{,}73$ On prendra : e=24cm

III.2.3. Evaluation des charges et surcharges :

III.2.3.1. Charges permanentes :

Tableau III.26. Charge permanente de la paillasse

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)	Article de référence
1	**Carrelage**	0.02	20	0.40	Art.C.4
2	**Mortier de pose**	0.02	20	0.40	Art.C.2
3	**Lit de sable**	0.03	18	0.54	Annexe VI. A
4	**Dalle du paillasse**	0.18/2	25	2.25	Art. B
5	**Les marches**	0.24/cosα	25	7	Art. B
6	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36	Art.C.2
TOTAL				**10.95**	

Tableau III.27. Charge permanente du palier de repos

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)	Article de référence
1	**Carrelage**	0.02	20	0.40	Art.C.4
2	**Mortier de pose**	0.02	20	0.40	Art.C.2
3	**Lit de sable**	0.03	18	0.54	Annexe VI. A
4	**Poids propre du palier**	0.24	25	6	Art. B
5	**Enduit en ciment**	0.02	0 .18	0.36	Art. C
TOTAL				**7.7**	

III.2.3.2 Charges d'exploitation :

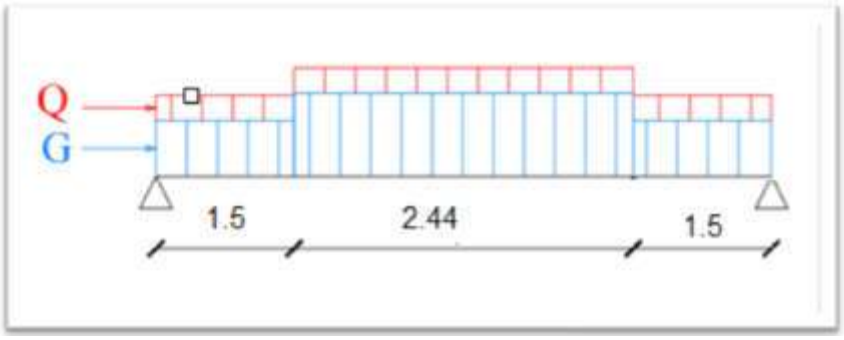
- Pour le palier de repos et la paillasse : Q=2.5 kN/m2

N.B : Le calcul de ferraillage des escaliers se fait pour une bande de 1 m de largeur.

III.2.4. Détermination des sollicitations :

$P_u = 1.35\,G + 1.5\,Q$

$P_{ser} = G + Q$



- **Figure III.5.** Chargement dans l'escalier

Tableau III.28. Combinaisons des charges dans l'escalier

	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	P_u(kN/ml)	P_{ser}(kN/ml)
Paillasse	10.95	2.5	18.53	13.45
Palier	7.7	2.5	14.14	10.2

III.2.5. Détermination des efforts :

$$M_t = 0.85 M_0$$

$$M_a = -0.5 M_0$$

Sollicitations	M_0(kN. m)	M_t(kN. m)	M_a(kN. m)	T(kN)
ELU	78.41	66.64	-39.2	49.73
ELS	56.7	48.19	-28.35	35.91

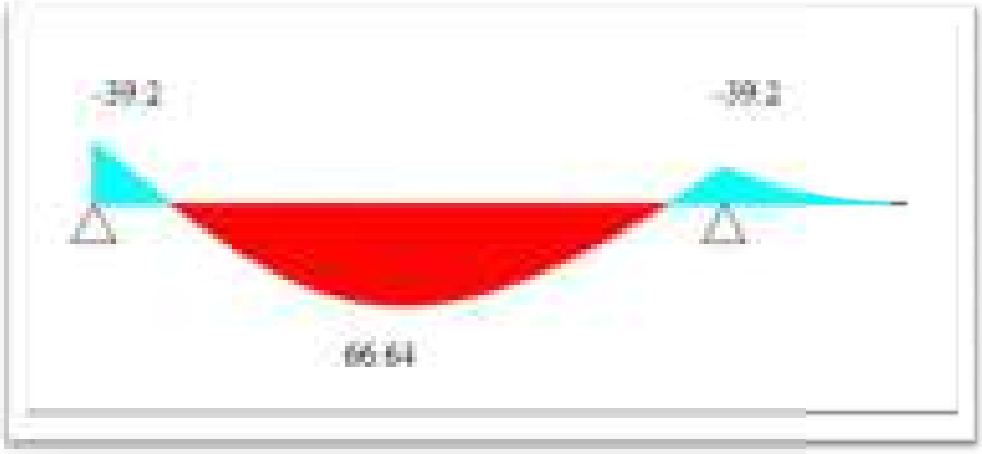


Figure III.6. *Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU*

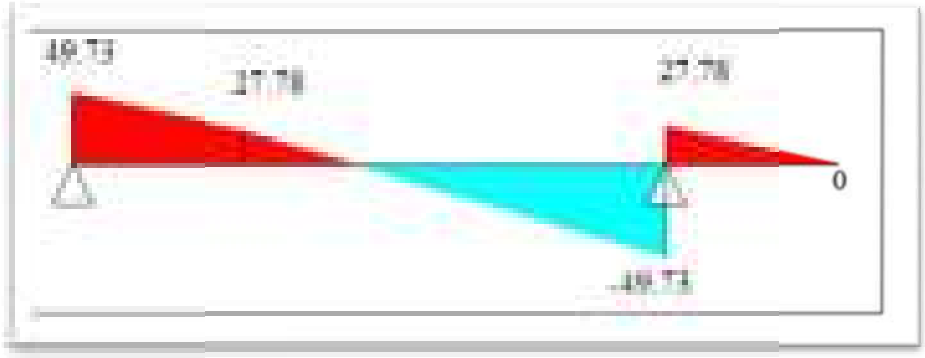


Figure III.7. *Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'ELU*

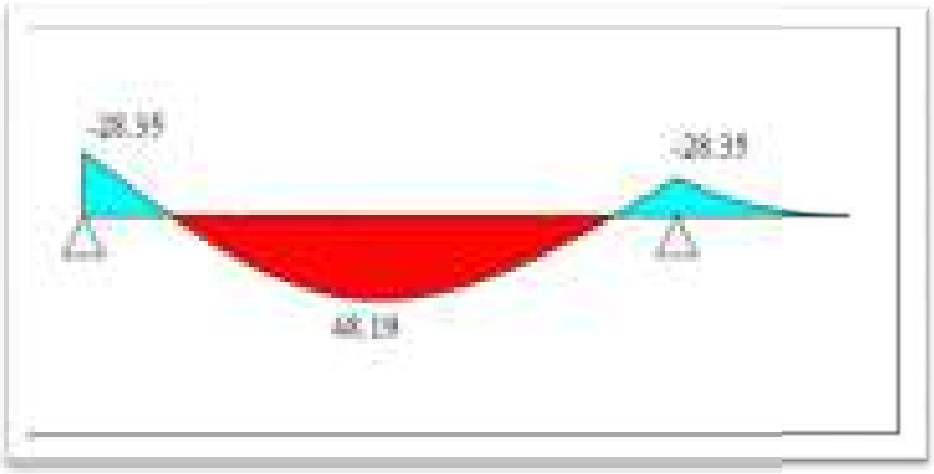


Figure III.8. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS

III.2.6. Ferraillage :

Tableau.III.29. Les données.

Béton	fc28 = 25 MPa	γb = 1.5	σbc = 14.2 MPa	c= 2.5cm
	ft28 = 2.1 MPa	b = 100 cm	h=24cm	d= 21.5cm
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γs =1.15	σs = 348 MPa

III.2.6.1. Armatures longitudinales :

Le calcul de ferraillage se fera par la méthode forfaitaire pour une bonde de 1m.

Tableau III.30. Section d'armatures longitudinales dans l'escalier

/	$\mathbf{M_{max}}$ $(\mathbf{kN.m})$	$\mathbf{A_{calculée}(cm^2)}$		$\mathbf{A_{choisie}(cm^2)}$		$\mathbf{S_t(cm)}$	$\mathbf{\bar{S}_t(cm)}$	$\mathbf{S_t \leq \bar{S}_t}$
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}	/		
Travée	66.64	9.41	0	7HA14	0	15	33	CV
Appuis	-39.2	0	5 .4	0	7HA14	15	33	CV

Condition de non fragilité :

On vérifie : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$, Avec : B = 2.4m.

Tableau III.31. Vérification de la section d'armatures

/	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A \geq A_{min}$
Travée	10.77	2 .4	CV
Appuis	10.77	2.4	CV

III.2.6.2. Armatures de répartition :

Tableau III.32. Section d'armatures de répartition dans l'escalier :

	$A_{rép} = A/4\ (cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
En travée	2.7	4HA10=3.02	25	45	CV
En appuis	2.7	4HA10=3.02	25	45	CV

III.2.7. Vérification à l'ELS :

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

$$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 0.6x25 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b = 15MPa \quad \sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

Tableau III.33. Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS

	A (cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	10.77	48.19	7.29	15	CV
En appuis	10.77	-25.35	4.29	15	CV

III.2.8. Vérification de l'effort tranchant :

section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X24	49.73	0.23	3.33	CV

III.2.9. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les deux inégalités sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{24}{592} = 0.04 \geq 0.0625 & CNV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow \frac{0.24}{5.92} = 0.04 \geq \frac{66.64}{20 * 66.64} = 0.05 & CNV \\ \frac{A}{b * d} = \frac{10.77}{100 * 21.5} = 0.005 \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 & CV \end{cases}$$

Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée, On doit vérifier la flèche en suivant l'annexe D du CBA93 :

$$\Delta f \leq \bar{f}$$

$A(cm^2)$	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	f_{t28} MPa	Δf	$\bar{f}$	$\Delta f \leq \bar{f}$
10.77	48.19	0.005	232.94	2.1	9.9	10.92	c.v

III.3. LA POUTRE PALIERE :

La poutre palière est la poutre située au niveau du palier de repos, elle a pour rôle de supporter le poids de l'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

III.3.1. Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad 0.7h \leq b \leq h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée entraxe.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

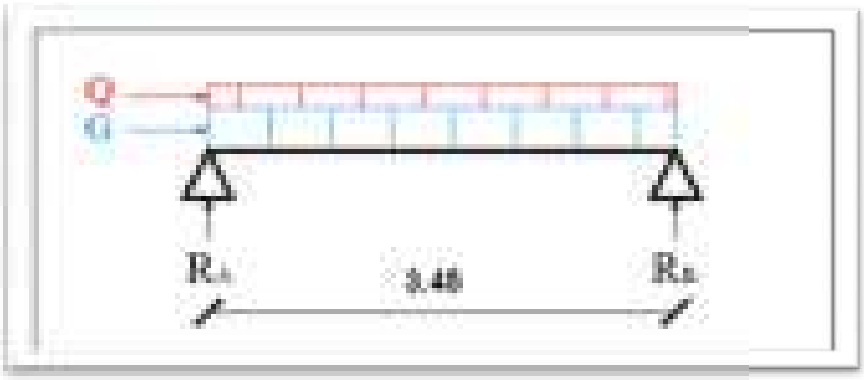
Tableau III.31. Pré dimensionnement de la poutre palière

Poutre Palière	
Conditions de résistance	L = 3.45m $23cm \leq h \leq 34.5cm \; On \; adopte \; h = 30cm$ $9cm \leq b \leq 21cm \; On \; adopte \; b = 30cm$
Vérification selon le RPA	$b = 30 \; cm \; \geq 20 \; cm$ $h = 30cm \; \geq 30 \; cm$ $\frac{h}{b} = 1 \leq 4.0$ Conditions vérifiées

Conclusion :

Pour la poutre palière, on adopte la section : (b×h)=(30×30)cm²

III.3.2. Charges revenant à la poutre :



$f_{Ser}=\left(\frac{(2R_{ser})}{L}+PP\right)$=33.47KN/ml R_{Ser}35.92KN

$f_{Elu}=\left(\frac{(2R_{Elu})}{L}+PP\right)$=46.28KN/ml R_{Elu}=49.73KN

III.3.3. Calcul des efforts :

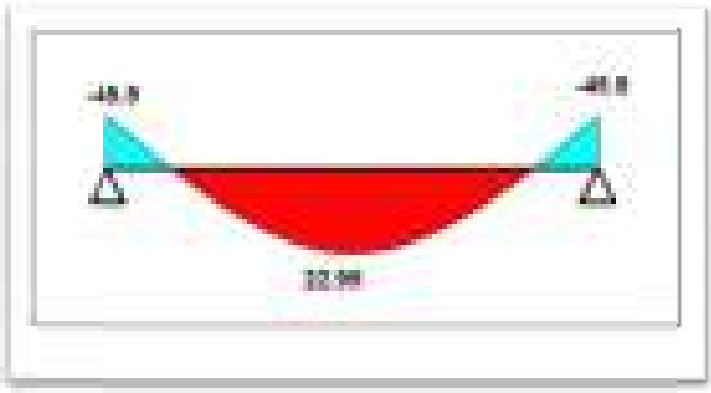


Figure III.9. *Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L.U*

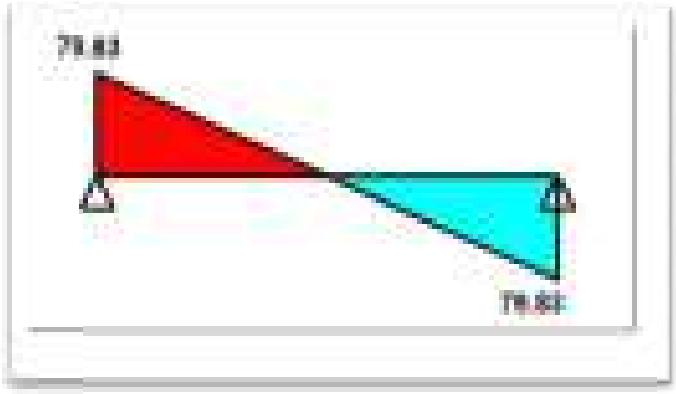


Figure III.10. *Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière à l'E.L.U*



Figure III.11. Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L.S

III.3.3. Calcul de ferraillage :

Armatures longitudinales :

Tableau III.34. Sollicitations de la poutre palière

/	M_{max} $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$	
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}
Travée	22.95	2.49	0	5HA12=5.65	5HA12=5.65
Appuis	-45.90	0	5.2	5HA12=5.65	5HA12=5.65

Armatures transversales : RPA99

$$A_t = 0.003 S_t * b$$

$$S_t \leq Min\left[\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30cm\right] \text{ Dans la zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ Dans la zone courante}$$

Espacements		Armatures	
Zone nodale (cm)	**Zone courante (cm)**	$\emptyset(\mathbf{cm})$	$\mathbf{A_t(cm^2)}$
10	15	0.8	2HA8 = 1.01

a) Vérification à l'E.L.S :

Tableau III.35. Vérification de la poutre palière à l'E.L.S

	$\mathbf{A(cm^2)}$	$\mathbf{A(cm^2)}$	$\mathbf{M_{ser}(kN.m)}$	$\boldsymbol{\sigma_b}\mathbf{(MPa)}$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$
En travée	5.65	16.59	3.56	15	CV
En appuis	5.65	-33.19	7.12	15	CV

b) Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

Section	T(kN)	$\tau(kN)$	$\bar{\tau}(kN)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
30X30	79.83	0.97	3.33	CV

b) Vérification selon RPA99 version2003 : ►►Art [7.5.2.1] ◄◄

- $A_{min} = 0.5\%b.h$
- $A_{max} = 4\%b.h$(Zone courante)

Tableau III.36. *Vérification de la poutre palière selon le RPA99 v2003*

	$\mathbf{A\ (cm^2)}$	$\mathbf{A_{min}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{max}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{min} \leq A \leq A_{max}}$
En travée	5.65	4.5	36	CV
En appuis	5.65	4.5	36	CV

III.3.5. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{345} = 0.0869 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad (CV)$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{345} = 0.0869 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{15.41}{10 * 30.83} = 0.0499(\,CV\,)$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{5.65}{30 * 27.5} = 0.0068 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \qquad (\,CV\,)$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

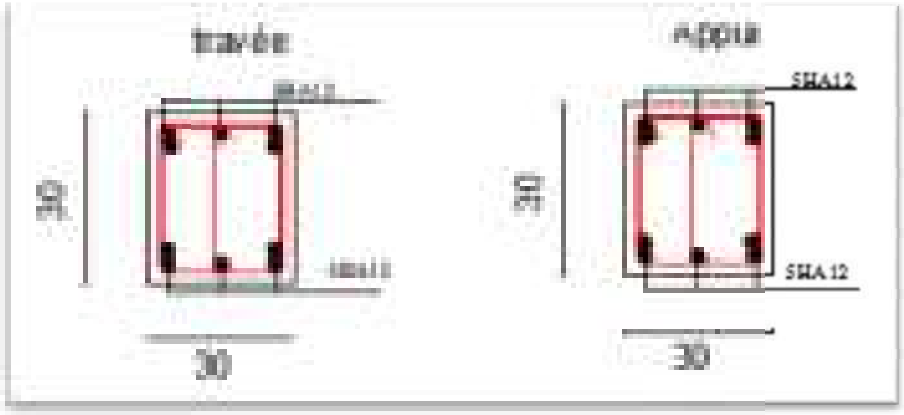


Figure III.12. Ferraillage de la poutre palièr

III.4. les dalles pleines:

III.4.1.Définition :

Les dalles sont des plaques minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Dans notre bâtiment on a un deux type des dalles sont appuyées sur 03 cotés.

III.4.2.METHODE DE CALCUL :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- la méthode forfaitaire : utilisable aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré.

La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

Donc on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

III.4.3Hypothèses (ligne de rupture) :

La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation. Les lignes de rupture sont des lignes droites.

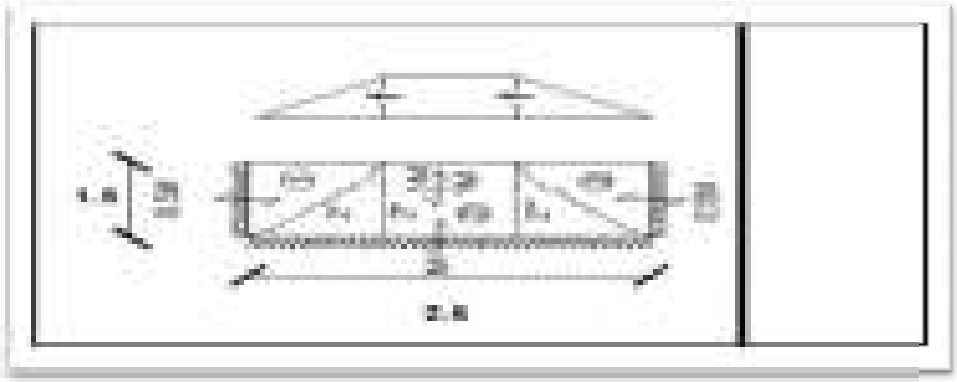
III.4.4.Principe de calcul :

Travail extérieur = Travail intérieur.

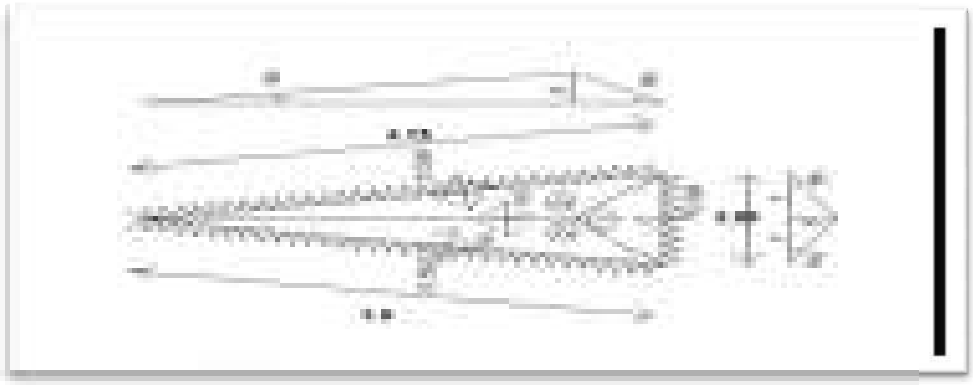
Travail extérieur: en fonction de (charge, portée).

Travail intérieur: en fonction du moment

On l'épaisseur de la dalles =15cm. (d'après le chapitre II).



Dalle1



Dalle 2

Figure III.13. Les Types des dalles pleines.

Les appuis sont considérés comme des encastrement

Tableau III.37. Evaluation des charges.

N°	dalle	G[KN/m]	Q[KN/m]	Pu[KN]	Pser[KN]	ρ=lx/LY	méthode de travail	méthode de travail
1	Etage cournt	7.11	1.5	11.84	8.61	1>0.57	lignes de ruptures	2directions
2	Etage cournt	7.11	1.5	11.84	8.61	1>0.27	lignes de ruptures	2directions

Tableau III.38. Ferraillage des dalles pleines.

	Sollicitation				**Sections et armatures**			**Espacement**		
N°			**Mu (kn.m)**	**A(cm2)**	**A(cm2) choix**	**Amin (cm2)**	**A≥Amin**	**St(cm)**	**St**	**St≤St**
1	Sens X/y	Mt	2.58	1.75	4HA10= 3.14	1.5	**vérifier**	25	33	**vérifie**
		Ma	1.29	1.75	4HA10= 3.14	1.5	**vérifier**	25	33	**vérifie**
2	Sens X/y	Mt	0.62	1.75	4HA10= 3.14	1.5	**vérifier**	25	33	**vérifie**
		Ma	-0.415	1.75	4HA10= 3.14	1.5	**vérifier**	25	33	**Vérifie**

Tableau III.39. Vérification des contraintes à l'ELS.

dalle	Sollicitation à l'ELS			Contraintes en travée	Contraintes en appui	Contraintes admissibles	Vérification
N°		Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	бb(Mpa)	бb(Mpa)	$\overline{\sigma_b}$	бb≤ $\overline{\sigma_b}$
1	Sens X/y	1.8	0.9	0.47	0.226	15	vérifiée
2	Sens X/y	0.45	0.3	0.119	0.077	15	vérifiée

Tableau III.40. Vérification des contraintes de cisaillement (CBA art [A.5.2.2]).

		Section		Sollicitation à l'ELU		vérification	
N°		b [cm]	h [cm]	T [cm]	τu[MPa]	τu[MPa]	
1	Sens x	100	15	6.89	0.053	1.167	vérifiée
	Sens y	100	15	8.88	0.047	1.167	vérifiée
2	Sens x	100	15	13.75	1.1	3.33	vérifiée
	Sens y	100	15	14.99	1.19	3.33	vérifiée

Tableau III.41. Vérification préliminaire de la flèche.

dalle	**1er condition**	**2éme condition**	**3éme condition**
	h/L ≥ 1/20*(Mtser /Mx)	h/L ≥ 1/27 à 1/35	At/ (b*d) ≤2/Fe
1	0.1≥0.05	0.1 ≥ 0.037 à 0.028	0.0026≤0.005
	vérifiée	**vérifiée**	**Vérifiée**
2	0.051≥0.05	0.039 ≥ 0.037 à 0.028	0.0025≤0.005
	vérifiée	**vérifiée**	**vérifiée**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

CHAPITRE 4 : ETUDE SISMIQUE

IV.1. INTRODUCTION :

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique, Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure, Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2. CARACTERISTIQUESGEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE :

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

- Le centre de Masse.
- Le centre de Torsion.

IV.2.1. Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; Il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

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

X_i, Y_i:Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G, Y_G:Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2. Centre de torsion:

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec lecentre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque onenvisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques commesystème de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} X_i}{\sum I_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum I_{xi}.Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

I_x, I_y:Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

Pour les poteaux : $I_i = \frac{h * b^3}{12}$ ou $I_i = \frac{b * h^3}{12}$

Pour les voiles : $I_i = \frac{L * e^3}{12}$ ou $I_i = \frac{e * L^3}{12}$

Avec :

X_i, Y_i:Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

X_R, Y_R:Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

On va récapituler les résultats du centre de masse et centre de torsion dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.1*Centre de masse et centre de torsion.*

Niveau *(m)*	***Masse et centre de Masse***			***Inertie et centre d'inertie***	
	Poids (kN)	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$X_R(m)$	$Y_R(m)$
3.24	5534.320	10.834	8.891	$7.548*10^4$	$6.592*10^4$
6.48	5330.904	10.872	8.885	$7.548*10^4$	$6.592*10^4$
9.72	5234.650	10.891	8.883	$7.548*10^4$	$6.592*10^4$
12.96	5150.087	10.908	8.881	$7.548*10^4$	$6.592*10^4$
16.2	5065.157	10.927	8.878	$7.548*10^4$	$6.592*10^4$
19.44	4956.014	10.903	8.909	$7.548*10^4$	$6.592*10^4$
22.68	4308.321	11.128	8.915	$7.548*10^4$	$6.592*10^4$

IV.2.3. Excentricité:

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

$$E_{X\,thé} = |X_G - X_R| \quad , \quad E_{Y\,thé} = |Y_G - Y_R|$$

En suivant l'article 4.3.7 de l'RPA2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité dans les deux direction une excentricité additionnelle qui est égale à :

$$E_{X\,add} = 5\% * L_X \quad , \quad E_{Y\,add} = 5\% * L_Y$$

Avec :

L : La dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

$$E_X = E_{X\,thé} + E_{X\,add} \quad , \quad E_Y = E_{Y\,thé} + E_{Y\,add}$$

Tableau VI.2 *Excentricité suivant les deux directions.*

Niveau (m)	***Excentricité suivant X***			***Excentricité suivant Y***		
	$E_X(\boldsymbol{m})$	$\boldsymbol{E_{adm}(m)}$	$E_X \leq \boldsymbol{E_{adm}}$	$\boldsymbol{E_Y(m)}$	$\boldsymbol{E_{adm}(m)}$	$E_y \leq \boldsymbol{E_{adm}}$
3.24	3.052	1.305	Non	2.318	0.827	Non
6.48	2.103	1.305	Non	2.182	0.827	Non
9.72	1.443	1.305	Non	2.113	0.827	Non
12.96	0.960	1.305	Oui	2.071	0.827	Non
16.20	0.589	1.305	Oui	2.050	0.827	Non
19.44	0.242	1.305	Oui	2.070	0.827	Non
22.68	0.203	1.305	Oui	2.065	0.827	Non

Tant qu'il y a deux niveau qui ne sont pas vérifiés, donc la forme de notre bâtiment est irrégulière (RPA2003 « Art 3.5.1 »).

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1. Introduction :

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

- Méthode statique équivalente.

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone III, Groupe d'usage 2, mais la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v20 ».

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

IV.3.2.1. Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.2.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v20" est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & pour: 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & pour: T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & pour: T_2 \le T \le 3\,\text{sec} \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & pour: T > 3\,sec \end{cases}$$

a) Coefficient d'accélération A : (RPA2003 « Tab 4.1 »).

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a :

(Zone III, groupe d'usage 2)⇒A=0.25

b) Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.88$$

c) Coefficient de comportement R :

Les voiles de notre bâtiment reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous oblige de considérer que les sollicitations horizontales est reprisent uniquement par les voiles.

Donc : R=3.5

Tableau VI.3*Distribution des sollicitations suivant X.*

Niveau (m)	**Sollicitation dues aux charges verticales**		**Sollicitation dues aux charges horizontales**	
	$N_{z\,(poteaux)}$ (%)	$N_{z\,(voiles)}$ (%)	$T_{x\,(poteaux)}$ (%)	$T_{x\,(voiles)}$ (%)
22.68	60.234	39.766	0.000	100.000
19.44	64.011	35.989	0.000	100.000
16.20	63.163	36.837	0.000	100.000
12.96	66.749	33.251	0.000	100.000
9.72	67.131	32.869	0.000	100.000
6.48	70.604	29.396	0.000	100.000
3.24	73.590	26.410	0.000	100.000

Tableau VI.4*Distribution des sollicitations suivant Y.*

Niveau (m)	**Sollicitation dues aux charges verticales**		**Sollicitation dues aux charges horizontales**	
	$N_{z\,(poteaux)}$ (%)	$N_{z\,(voiles)}$ (%)	$T_{y\,(poteaux)}$ (%)	$T_{y\,(voiles)}$ (%)
22.68	71.664	28.336	0.00	100
19.44	73.871	26.129	0.00	100
16.20	74.056	25.944	0.00	100
12.96	76.685	23.315	0.00	100
9.72	76.924	23.076	0.00	100
6.48	79.379	20.621	0.00	100
3.24	81.553	18.447	0.00	100

d) Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule suivants :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

P_q: Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Tableau VI.4*Facteur de qualité.*

Critère (q)	*Suivant X*		*Suivant X*	
	Observé	***Valeur***	***Observé***	***Valeur***
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0.1		0.1	
Q	1.1		1.1	

IV.3.2.4. Résultats de l'analyse dynamique :

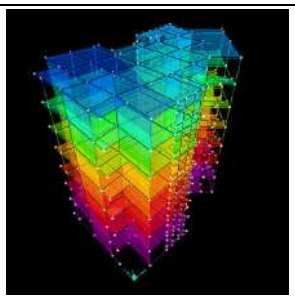
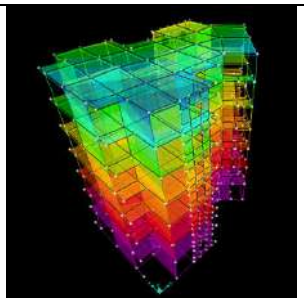
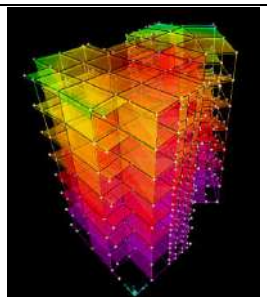
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA2003 exige les vérifications suivantes :

1- **Analyse modale.**
   - **1-1 Comportement modal.**
   - **1-2 Participation massique (dissipation d'énergie).**
2- **Analyse statique et dynamique.**
   - **2-1 Stabilité de la structure.**
     - **2-1-1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.**
     - **2-1-2 Vérification de la stabilité au renversement.**
   - **2-1-3Vérification des déplacements inter-étage.**
   - **2-1-4Vérification de l'effet P-Δ.**
   - **2-2 Résistance des éléments :**
   - **2-2-1 Vérification de cisaillement des éléments.**
   - **2-2-2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.**

1- **Analyse modale :**

1-1 Comportement modal :

Tableau VI.5*Comportement des trois premiers modes.*

Modes	***1***	***2***	***3***
Période (s)	0.5184	0.4512	0.3346
Participation massique suivant X	6.5	57.735	3.741
Participation massique suivant Y	60.64	6.046	0.952
Participation massique suivant Z	0.00	3.859	64.729
Image			
Comportement	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour l'axe Z

1-2 Participation massique (dissipation d'énergie) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a. le nombre de modes à retenir est déterminé par la formule suivante :

$K \geq 3\sqrt{N}$, $T_K \leq 0.2\ sec$

Avec :

N : Est le nombre de niveaux au-dessus du sol.

T_K : La période du mode K.

$K \geq 3\sqrt{7} = 7.93 \Rightarrow K = 8$, $T_K = 0.077\ sec.$

Tableau VI.5*Comportement des trois premiers modes.*

Mode N°	*Période (s)*	*Cumule des périodes (s)*	*Cumules des masses modales effectives (%)*		
			$U_X\%$	$U_Y\%$	$R_Z\%$
Mode1	0.518	0.518	6.502	60.648	0.000
Mode2	0.453	0.971	57.735	6.046	3.859
Mode3	0.335	1.306	3.741	0.952	64.729

La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au 73ème mode avec un temps égale à « T=5.54 sec » .

2- Analyse statique et dynamique :

2-1 Stabilité de la structure :

2-1-1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : (RPA2003 « Art4.3.6 »).

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée,

Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{V_t}{V} \geq 80\%$$

Calcul de la force sismique totale V (RPA2003« Art4.2.3 »).

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

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W \quad , \quad V_y = \frac{A * D_y * Q_y}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone III, Groupe 2) $\Rightarrow$ A=0.25

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & pour: 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & pour: T_2 \le T \le 3sec \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & pour: T \ge 3 \text{ sec} \end{cases}$$

T_2: Période caractéristique. (Site 2) $\Rightarrow$ $T_2 = 0.4sec.$

$CT = 0.05.$

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.88$$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{L}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0.09 * 22.68}{\sqrt{26.1}} = 0.39 \quad , \quad T_y = \frac{0.09 * 22.68}{\sqrt{16.55}} = 0.501$$

$$\Rightarrow D_x = 2.2\ 04 \quad , \quad D_y = 1.893$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 3.5

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1.1$

W : Poids total de la structure.

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$, $W_i = W_{G\,i} + \beta W_{Q\,i}$, $\beta = 0.2$ $\Rightarrow$ $W = 27611.36kN$

Tableau VI.6*Les valeurs de la force sismique.*

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	$W(kN)$	$V_x(kN)$	$V_y(kN)$
0.25	2.204	1.893	1.1	1.1	3.5	27611.36	4781.498	4106.795

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V.20 » sont :

V_{tx} =4689.163kN , V_{ty} =4511.5kN

Tableau VI.7 *Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.*

/	$\boldsymbol{V(kN)}$	$\boldsymbol{V_t(kN)}$	$\frac{\boldsymbol{V_t}}{\boldsymbol{V}}$	$\frac{\boldsymbol{V_t}}{\boldsymbol{V}} \geq \mathbf{0.8}$
Sens X	4781.498	4689.163	0.981	CV
Sens Y	4106.795	4511.5	1.099	CV

2-1-2 Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement égale à :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix}.h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy}.h_i$$

Avec :

F_{ix}, F_{iy}:Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

h_i: La hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égale à :

$$M_{Sx} = W_i.X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i.Y_G$$

Avec :

X_G, Y_G: Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

$$F_i = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i}(V_t - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0.07\ T\ V_t \leq 0.25 V_t & Si: T \geq 0.7\ sec \\ 0 & Si: T < 0.7\ sec \end{cases}$$

On a: $T_x = 0.39\ sec$, $T_y = 0.501\ sec$ $\Rightarrow$ $F_t = 0$

$$F_{ix} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} V_{tx} \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} V_{ty}$$

Tableau VI.8*Valeurs des moments de stabilité et de renversement.*

$h_i(m)$	$W_i(kN)$	$W_i h_i$	$F_{ix}(kN)$	$F_{iy}(kN)$	$M_{Rxi}(kN.$	$M_{Ryi}(kN.m)$	$M_{Sxi}(kN.m)$	$M_{Syi}(kN.n$
3.24	5534.32	17931.20	188.43	181.30	610.53	587.40	59958.82	49205.64
6.48	5330.90	34544.26	363.02	349.26	2352.35	2263.23	57957.59	47365.08
9.72	5234.65	50880.80	534.69	514.44	5197.23	5000.32	57010.57	46499.40
12.96	5150.0	66745.13	701.41	674.83	9090.26	8745.85	56177.15	45737.92
16.2	5065.15	82055.54	862.30	829.63	13969.3	13440.03	55346.97	44968.46
19.44	4956.01	96344.91	1012.47	974.11	19682.3	18936.61	54035.42	44153.13
22.68	4308.32	97712.72	1026.84	987.93	23288.7	22406.36	47943.00	38408.68
Somme		446214.56	4689.16	450903.7	74190.7	71379.79	388429.52	316338.3

Pour qu'on puisse dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis au renversement, on doit vérifier les deux directions avec la formule suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$$

$\frac{M_{Sx}}{M_{Rx}} = \frac{388429.52}{74190.73} = 5.24 \geq 1.5$ CV

$\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{316338.31}{71379.79} = 4.43 \geq 1.5 \quad CV$

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions

2-1-3Vérification des déplacements inter-étage :(RPA2003 « Art 4.4.3 »).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R.\delta_{ek}$$

Avec :

δ_k: Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k_i par rapport au niveau k_{i-1} (inter-étage) est égal à :

$$\Delta = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon l'article 5.10 de l'RPA2003, le déplacement horizontal relatifd'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissibleΔ_{adm}

$\Delta_{adm} = 0.01h_e$

h_e : La hauteur d'étage k

Tableau VI.9*Vérification des déplacements inter-étage suivant X.*

Niveau	$\boldsymbol{h_e(m)}$	$\boldsymbol{\delta_{ek}(cm)}$	$\boldsymbol{\delta_k(cm)}$	$\Delta_k(cm)$	$\Delta_{adm}(cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
22.68	***3,24***	1.61	5.64	0.95	3.24	vérifier
19.44	***3,24***	1.34	4.69	0.99	3.24	vérifier
16.20	***3,24***	1.06	3.70	0.99	3.24	vérifier
12.96	***3,24***	0.77	2.71	0.95	3.24	vérifier
9.72	***3,24***	0.50	1.76	0.83	3.24	vérifier
6.48	***3,24***	0.26	0.93	0.62	3.24	vérifier
3.24	***3,24***	0.09	0.31	0.31	3.24	vérifier

Tableau VI.10*Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.*

Niveau	$h_e(m)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\Delta_{adm}(cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
22.68	***3,24***	1.80	6.31	1.169	3.24	vérifier
19.44	***3,24***	1.47	5.14	1.184	3.24	vérifier
16.20	***3,24***	1.13	3.96	1.149	3.24	vérifier
12.96	***3,24***	0.80	2.81	1.050	3.24	vérifier
9.72	***3,24***	0.50	1.76	0.870	3.24	vérifier
6.48	***3,24***	0.25	0.89	0.609	3.24	vérifier
3.24	***3,24***	0.08	0.28	0.281	3.24	vérifier

2-1-4Vérification de l'effet P-Δ.

Les effets du $2^{éme}$ ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k.\Delta_k}{V_k.h_k} \leq 0.10$

P_k :Poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

V_k :Effort tranchant de l'étage au niveau " k ".

Δ_k:Déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 ".

h_k :Hauteur de l'étage " k ".

Tableau VI.11*Vérification de l'effet P-Δ.*

Niveau (m)	P_k *(kN)*	Δ_{kx} *(cm)*	Δ_{ky} *(cm)*	V_{kx} *(kN)*	V_{ky} *(kN)*	h_k *(cm)*	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
22.68	4308.321	1.611	1.803	1026.840	987.935	324	0.021	0.024	**Vérifiée**
19.44	4956.014	1.339	1.469	1012.466	974.106	324	0.020	0.023	**Vérifiée**
16.20	5065.157	1.057	1.131	862.302	829.631	324	0.019	0.021	**Vérifiée**
12.96	5150.087	0.773	0.802	701.409	674.834	324	0.018	0.019	**Vérifiée**
9.72	5234.65	0.502	0.502	534.694	514.436	324	0.015	0.016	**Vérifiée**
6.48	5330.904	0.266	0.254	363.017	349.263	324	0.012	0.012	**Vérifiée**
3.24	5534.32	0.0895	0.080	188.435	181.295	324	0.008	0.008	**Vérifiée**

2-2 Résistance des éléments :

2-2-1 Vérification de cisaillement des éléments.

Les poutres :

On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$ $\tau = \frac{V_u}{b_0.d}$

Tableau VI.12*Vérification de cisaillement des poutres.*

Eléments	***Section(cm²)***	$V_u(kN)$	***Combinaison***	$\tau(MPa)$	***Type de fissurations***	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30X40	88.296	ELU	0.785	Fissuration peu nuisible	3.33	CV
Poutres secondaires	30X35	74.58	ACC	0.765	Fissuration peu nuisible	4.35	CV
Poutre palier	30X30	18.057	ACC	0.219	Fissuration peu nuisible	4.35	CV
Longrines	30X30	16.227	ELU	0.197	Fissuration peu nuisible	3.33	CV

Les voiles :

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau = \frac{1.4|V_u|}{b.d}$$

Avec :

V_u: L'effort tranchant.

b : l'épaisseur de voile.

d = 1.9*L.

La contrainte limite de cisaillement est égale :

$$\bar{\tau} = 0.2.\, f_{c28}$$

Tableau VI.13*Vérification de cisaillement des voiles.*

Direction	***Voile***	***b***	***L***	$\|V_u\|$	***Combinaison***	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
X	**1**	17	320	534.08	0.8G+Edx	1.527	5.00	CV
	2	17	223	510.02	0.8G+Edx	2.093	5.00	CV
	3	17	275	770.88	G+Q+Edx	2.565	5.00	CV
	4	17	275	563.48	0.8G+Edx	1.875	5.00	CV
	5	17	290	614.12	0.8G+Edx	1.938	5.00	CV
	6	17	285	611.91	0.8G+Edx	1.965	5.00	CV
	7	17	285	530.58	0.8G+Edx	1.704	5.00	CV
	8	17	375	672.6	0.8G+Edx	1.641	5.00	CV
Y **g**	**9**	17	430	1014.82	G+Q+Edy	2.160	5.00	CV
	10	17	415	915.67	G+Q+Edy	2.019	5.00	CV
	11	17	430	2016.41	0.8G+Edy	4.291	5.00	CV
	12	17	430	981.62	0.8G+Edy	2.089	5.00	CV

Les poteaux :

L'effort tranchant dans les poteaux est nul vu qu'on a, considéré que les sollicitations horizontales sont reprises uniquement par les voiles (R=3.5).

2-2-2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

On doit vérifier que :$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$

N_d: Effort normal réduit

B_c: Section brute du béton

Tableau VI.14*Vérification de l'effort normal réduit.*

Niveau	*b(cm)*	*h(cm)*	$N_d(kN)$	$B_c(cm^2)$	*combinaison*	ν	$\nu \leq 0.3$
RDC	50	50	1559.999	230400	1.35G+1.5Q	0.271	CV
1er	45	45	1276.276	184900	1.35G+1.5Q	0.276	CV
2éme	40	40	1012.502	144400	1.35G+1.5Q	0.280	CV
3éme	40	40	775.46	144400	1.35G+1.5Q	0.215	CV
4éme	35	35	556.819	108900	1.35G+1.5Q	0.205	CV
5éme	35	35	365.886	108900	1.35G+1.5Q	0.134	CV
6éme	30	30	185.668	78400	1.35G+1.5Q	0.095	CV

Conclusion :

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau VI.15*Dimensions finales des éléments.*

Eléments		***Section***
Poutres principales		30x40
Poutres secondaires		30x35
Longrines		30x30
Voile de contreventement		17xL
Poteaux	***6émé***	30 x30
	5éme, 4éme étage	35x35
	3éme, 2éme étage	40x40
	1^{ier}	45x45
	RDC	50x50

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1 Introduction :

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

a) Combinaisons données par le CBA93 :

- ELS (situation durable) : G + Q
- ELU : 1.35G + 1.5Q
- ELU (situation accidentelle) : G+Q±E

b) Combinaisons données par le RPA99 version2003 :

- G+Q±E
- 0.8G±E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

V.2 FERRAILLAGE DES POUTRES :

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires).

V.2.1 Ferraillage longitudinal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

Tableau V.1 *La section calculée d'armatures des poutres.*

Elément	(bxh)	$M_t(kN.m)$	***Combinaison***	$A_{S1}(cm^2)$	$M_a(kN.m)$	***Combinaison***	$A_{S2}(cm^2)$
Poutres principales	30x40	78,9995	$G+Q+E_x$	6,52	-111,3255	$G+Q+E_y$	9,52
Poutres secondaires	30x35	64,8056	0.8G+Edx	6,22	-76,3737	$G+Q+E_x$	7,46

Tableau V.2 *La section choisie d'armatures des poutres.*

Elément	***Section calculée***		***Section choisie***	
Poutres principales	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	6,52	9,52	$3HA14 + 2_{CH}HA14 = 7.7$	$3HA14 + 4_{CH}HA14 = 10.78$
Poutres secondaires	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}'(cm^2)$	$A_{S2}'(cm^2)$
	6,22	7,46	$3HA14 + 2_{CH}HA14 = 7.7$	$3HA14 + 2_{CH}HA14 = 7.7$

V.2.1.1Vérification des contraintes à l'ELS:

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s}$$

Tableau V.3 *Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.*

Elément	***Sollicitation à l'ELS***		***Contraintes en*** **Appuis / travée**				***Vérification***		
	$M_{t\,ser}$ $(kN.m$	$M_{a\,ser}$ $(kN.m)$	σ_b $(MPa$	σ_s (MPa)	σ_b $(MPa$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ $(MP$	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Poutres principales	28,20	-45,514	4.2	111.06	6,08	130,48	15	201,63	CV
Poutres secondaires	17,65	-27,472	3,34	80.83	5,19	125,8	15	201 ,63	CV

Section minimale :

$A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2)$ $RPA2003\ (Art.7.5.2.1)$.

$Section\ tendue: A_{tmin} = 0.1\%\ b.h\ (cm^2)$ $CBA93\ (Art.B.6.4)$.

Tableau V.4 *Vérification de section d'armatures.*

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	***Vérification***
Poutres principales	2.53	6	0.9	CV
Poutres secondaires	2.46	5.25	0.78	CV

V.2.1.2Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec:

$M_t = k * M_0$

k : Est un coefficient rédacteur $(0.75 \leq k \leq 0.85)$, on prend : k=0.8

Tableau V.5 *Vérification préliminaire de la flèche des poutres.*

Elément	*1iér condition*			*2éme condition*			*3éme condition*		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{At}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{At}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
Poutres principales	0.071	0.0625	**CV**	0.062	0.08	**CNV**	0.002	0.0105	**CNV**
Poutres secondaires	0.120	0.0625	**CV**	0.062	0.08	**CNV**	0.0025	0.0105	**CNV**

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant « l'annexe D » du CBA93.

Tableau V.6 *Vérification de la flèche des poutres principales.*

A (cm²)	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	$f_{t28}(MPa)$	Δf	$\bar{f}$	$\Delta f \leq \bar{f}$
7.7	28.2	0.002	111.62	2.1	1.3	10.58	cv

Tableau V.7 *Vérification de la flèche des poutres secondaires.*

A (cm²)	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	$f_{t28}(MPa)$	Δf	$\bar{f}$	$\Delta f \leq \bar{f}$
7.7	17.65	0.002	80.83	2.1	0.3	5.8	cv

V.2.1.3Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

Tableau V.8*Vérification des contraintes de cisaillement.*

Elément	***Section***	$V_{max}(kN)$	***Combinaison***	$\tau\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30x40	-88.29	$1.35G + 1.5Q$	0.78	2.5	CV
Poutres secondaires	30x35	74.58	$G + Q + E_x$	0.76	4.34	CV

V.2.2 Ferraillage transversal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

$$Selon\ le\ RPA2003:\ \begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 * b} \\ S_t \leq Min\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset\right] \qquad Zone\ nodale \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \qquad\qquad Zone\ courante \end{cases}$$

$$Selon\ le\ CBA93:\ \begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}k)}{0.9f_e(cos\alpha + sin\alpha)} \\ S_t \leq [0.9d\ , 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq 0.4\ MPa \end{cases}$$

Tableau V.9*La section d'armatures transversales.*

Elément	$\tau_u(MPa)$	$S_{adoptée}(cm)$		$A_{t\ choisie}$ ***(cm²)***
		$S(ZN)$ ***(cm)***	$S'(ZC)$ ***(cm)***	
Poutres principales	0.78	10	15	3Ø8=1.51
Poutres secondaires	0.76	10	15	3Ø8=1.51

Avec ce choix de section d'armatures, toutes les vérifications sont vérifiées.

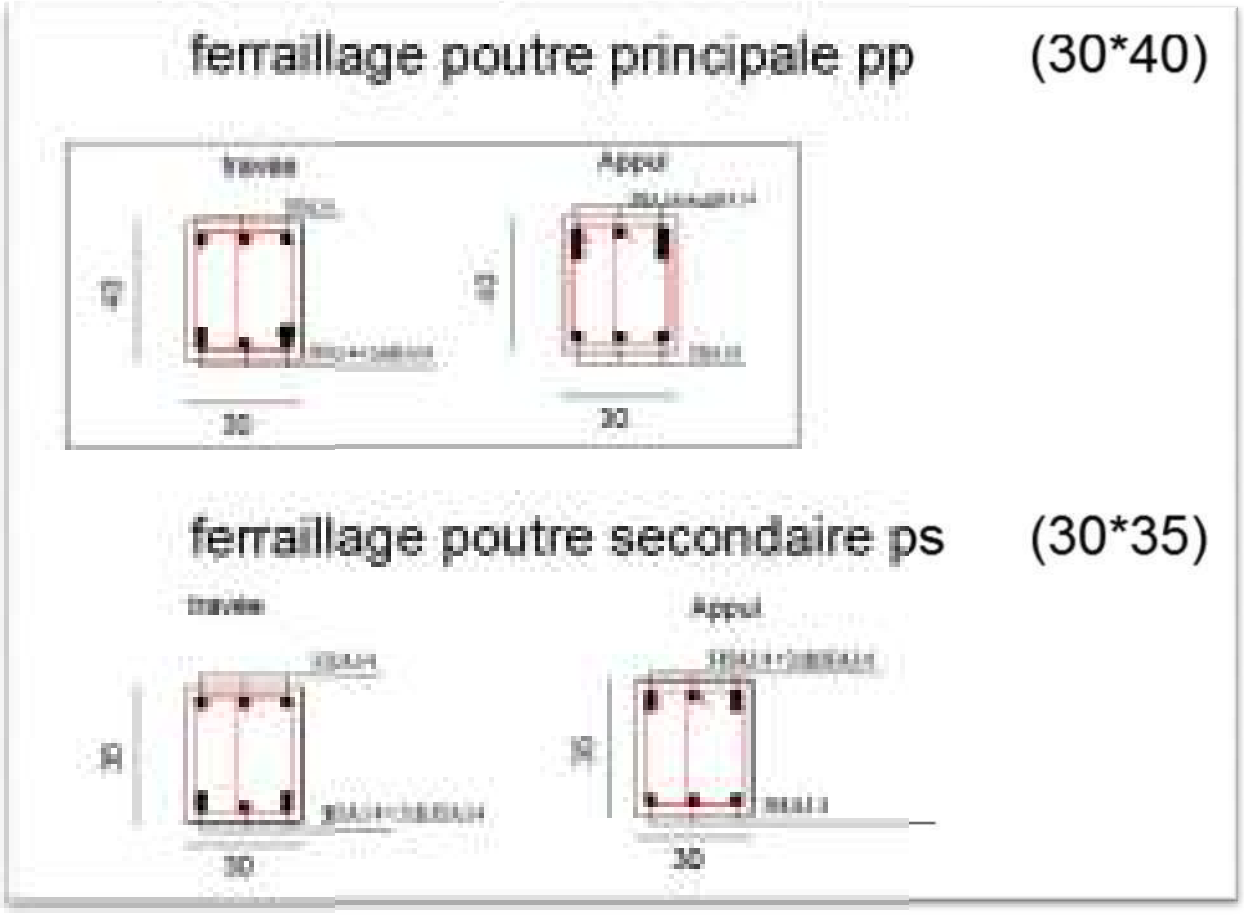


Figure V.1 *Dessin de ferraillage des poutres secondaires et principales*

V.3 FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de ferraillage se fait en flexion composée déviée(N, M_x, M_y).

V.3.1 Armatures longitudinales :

V.3.1.1 Recommandations selon les règlements :

Selon le CBA93 :

$$A_l = Min\begin{cases} 4\ cm^2 \text{par métre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% \quad \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

$$\text{Condition de non fragilité: } A_{min} = \frac{B}{1000}$$

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par :

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \qquad (Zone\ courante)$$

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 6\% \qquad (Zone\ de\ recouvrement)$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h' = Max\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60cm\right]$$

h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- $N_{max}\ et\ M_{x\ correspondant}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}$
- $N_{min}\ et\ M_{x\ correspondent}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}$
- $M_{x\ max}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}\ et\ N_{correspondent}$
- $M_{y\ max}\ et\ et\ M_{x\ correspondant}\ et\ N_{correspondent}$

V.3.1.3. Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème de flambement dans le cas de flexion composée, il faut tenir compte des trois excentricités. Pour cela, on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u * (e_1 + e_2 + e_a)$$

$$e_1 = \frac{M}{N} \quad , \quad e_2 = \frac{3l_f{}^2(2 + \alpha\emptyset)}{10000\ h} \quad , \quad e_a = Max[\frac{L_0}{250}; 2\ cm]$$

Avec :

e_1 : excentricité du 1ier ordre provoquée par le moment de flexion.

e_2: excentricité du 2éme ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$\emptyset = \frac{Déformation\ finale\ due\ au\ fluage}{Déformation\ instantanée\ du\ béton} = 2$$

$$\alpha = \frac{Moment\ sous\ l'effet\ des\ charges\ permanentes}{Moment\ totale} = \frac{M_G}{M_u}$$

l_f : Longueur de flambement.

h :Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

e_2 : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques.

e_2 : Longueur libre.

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les poteaux dans le tableau suivant :

Remarque :

Les sollicitations sont calculées avec la combinaison 1.35G+1.5Q parce que les charges horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

Tableau V.10*La section d'armatures des poteaux.*

Etage	***Section***	***Sollicitations***						$A_{calculée}$ ***(cm²)***		$A_{min}(RPA)$ ***(cm²)***	$A_{choisie}$ ***(cm²)***
								A_{s1}	A_{s2}		
RDC	50x50	N_{max}	-2124.14	$M_{x\,corr}$	0	$M_{y\,corr}$	0	11.22	11.22	22.5	12HA16 = 24.13
		N_{min}	1703.07	$M_{x\,corr}$	0	$M_{y\,corr}$	0	2.5	1.5		
		$M_{x\,max}$	-46.10	$M_{y\,corr}$	16.96	N_{corr}	-1094.10	4.49	1		
1ier	45x45	N_{max}	-1565.41	$M_{x\,corr}$	0	$M_{y\,corr}$	0	9.17	9.17	18.225	12HA14= 18.47
		N_{min}	1250.92	$M_{x\,corr}$	0	$M_{y\,corr}$	0	2.25	1.35		
		$M_{x\,max}$	-36.54	$M_{y\,corr}$	5.86	N_{corr}	-935.22	12.37	12.37		
2éme	40x40	N_{max}	-1049.83	$M_{x\,corr}$	0	$M_{y\,corr}$	0	7.28	7.28	14.4	12HA14 =18.47
		N_{min}	826.59	$M_{x\,corr}$	0	$M_{y\,corr}$	0	2	1.2		
		$M_{x\,max}$	-30.04	$M_{y\,corr}$	-1.05	N_{corr}	-768.53	11.05	11.05		
3éme	40x40	N_{max}	-785.45	$M_{x\,corr}$	0	$M_{y\,corr}$	0	6.65	6.65	14.4	12HA14 = 18.47
		N_{min}	542.22	$M_{x\,corr}$	0	$M_{y\,corr}$	0	2	1.2		
		$M_{x\,max}$	-27.54	$M_{y\,corr}$	-5.54	N_{corr}	-615.53	9.35	9.35		
4éme	35x35	N_{max}	-556.81	$M_{x\,corr}$	-22.57	$M_{y\,corr}$	-9.76	5.06	5.06	11.03	8HA14 = 12.32
		N_{min}	286.91	$M_{x\,corr}$	0.94	$M_{y\,corr}$	0.39	1.75	1.05		
		$M_{x\,max}$	-22.57	$M_{y\,corr}$	-9.76	N_{corr}	-556.81	7.44	7.44		
5éme	35x35	N_{max}	-365.88	$M_{x\,corr}$	-5.99	$M_{y\,corr}$	-5.54	2.63	2.63	11.03	8HA14 = 12.32
		N_{min}	149.64	$M_{x\,corr}$	0.71	$M_{y\,corr}$	0.33	1.75	1.75		
		$M_{x\,max}$	-24.57	$M_{y\,corr}$	-1.39	N_{corr}	-346.05	5.32	3.5		
6éme	30x30	N_{max}	-185.66	$M_{x\,corr}$	0.76	$M_{y\,corr}$	-1.55	1.33	1.33	8.10	8HA12= 9.05
		N_{min}	85.20	$M_{x\,corr}$	0.62	$M_{y\,corr}$	1.66	1.5	0.9		
		$M_{x\,max}$	-13.42	$M_{y\,corr}$	-17.54	N_{corr}	-61.11	2.44	0.055		

V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau V.11*Vérification des contraintes à l'ELS.*

Etage	*Section*	*Sollicitations*						*Type de fissuration*	σ_b (MPa)	σ'_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_i \leq \overline{\sigma_i}$
RDC	50x50	N_{max}	-1138.25	$M_{x\,cor}$	26.81	$M_{y\,cor}$	-25.32	Peu nuisible	5.41	75.65	15	201.63	Vérifiée
		N_{min}		$M_{x\,cor}$		$M_{y\,cor}$		Préjudiciable			15	201.63	Vérifiée
		$M_{x\,max}$		$M_{y\,cor}$		N_{corr}		Préjudiciable			15	201.63	Vérifiée
1ere	45x45	N_{max}	-931.28	$M_{x\,cor}$	23.99	$M_{y\,cor}$	-13.079	Peu nuisible	5.5	76.31	15	201.63	Vérifiée
		N_{min}		$M_{x\,cor}$		$M_{y\,cor}$		Préjudiciable			15	201.63	Vérifiée
		$M_{x\,max}$		$M_{y\,cor}$		N_{corr}		Préjudiciable			15	201.63	Vérifiée
2éme	40x40	N_{max}	-738.92	$M_{x\,cor}$	19.55	$M_{y\,cor}$	-8.83	Peu nuisible	5.41	73.91	15	201.63	Vérifiée
		N_{min}		$M_{x\,cor}$		$M_{y\,cor}$		Préjudiciable			15	201.63	Vérifiée
		$M_{x\,max}$		$M_{y\,cor}$		N_{corr}		Préjudiciable			15	201.63	Vérifiée
3éme	40x40	N_{max}	-566.11	$M_{x\,cor}$	19.39	$M_{y\,cor}$	-9.57	Peu nuisible	4.62	61.92	15	201.63	Vérifiée
		N_{min}		$M_{x\,cor}$		$M_{y\,cor}$		Préjudiciable			15	201.63	Vérifiée
		$M_{x\,max}$		$M_{y\,cor}$		N_{corr}		Préjudiciable			15	201.63	Vérifiée
4éme	35x35	N_{max}	-406.72	$M_{x\,cor}$	16.38	$M_{y\,cor}$	-7.12	Peu nuisible	5.051	65.17	15	201.63	Vérifiée
		N_{min}		$M_{x\,cor}$		$M_{y\,cor}$		Préjudiciable			15	201.63	Vérifiée
		$M_{x\,max}$		$M_{y\,cor}$		N_{corr}		Préjudiciable			15	201.63	Vérifiée
5éme	35x35	N_{max}	-267.36	$M_{x\,cor}$	-4.38	$M_{y\,cor}$	-4.02	Peu nuisible	2.5	34.84	15	201.63	Vérifiée
		N_{min}		$M_{x\,cor}$		$M_{y\,cor}$		Préjudiciable			15	201.63	Vérifiée
		$M_{x\,max}$		$M_{y\,cor}$		N_{corr}		Préjudiciable			15	201.63	Vérifiée
6éme	35x35	N_{max}	-136.25	$M_{x\,cor}$	0.53	$M_{y\,cor}$	-1.14	Peu nuisible	1.50	20.97	15	201.63	Vérifiée
		N_{min}		$M_{x\,cor}$		$M_{y\,cor}$		Préjudiciable			15	201.63	Vérifiée
		$M_{x\,max}$		$M_{y\,cor}$		N_{corr}		Préjudiciable		45.7	15	201.63	Vérifiée

V.3.2 Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA2003 « Art 7.4.2.2 » :

$$A_t = \frac{\rho_a \, t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

T_u : Effort tranchant.

ρ_a :Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2.50 si : $\lambda \geq 5$

3.75 si : $\lambda < 5$

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

t : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10\ cm & zone\ nodale \\ Min\left[\frac{b_1}{2}\ ;\ \frac{h_1}{2}\ ; 10\emptyset_l\right] & zone\ courante \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \qquad si : \quad \lambda \leq 3$$

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R=3.5), donc :

$$\lambda > 5 \text{ pour tous les poteaux} \quad \Rightarrow \quad A_t = A_{t\,min} = 0.003 * t * b_1$$

Tableau V.12*La section d'armatures transversales des poteaux.*

Etage	***Section***	***Zone***	***t (cm)***	$\boldsymbol{A_{t\,ch}(cm^2)}$
RDC	50x50	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$
1ere	45x45	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$
2éme+3éme	40x40	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$
4éme+5éme	35x35	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$
6éme	30x30	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$

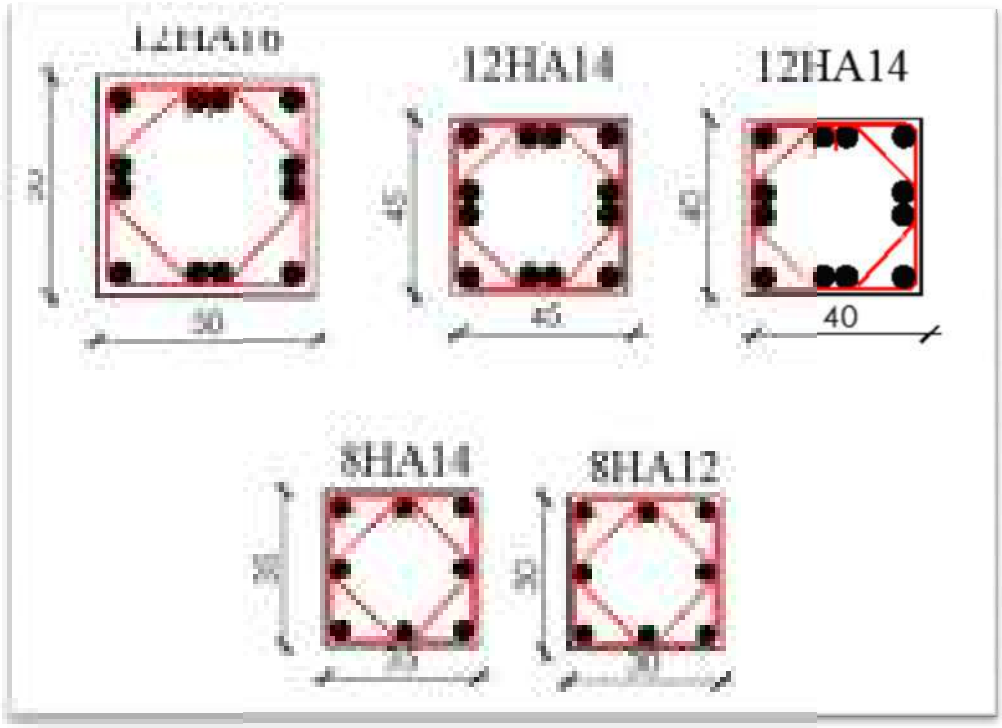


Figure V.2 *Dessin de ferraillage des Poteaux.*

V.4 FERRAILLAGE DES VOILES :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Dans notre projet, on a des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleins sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des contraintes.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux sera calculé en flexion composée(comme les voiles pleins), Et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple.

V.4.1 Ferraillage des trumeaux :

V.4.1.1Calcul d'armatures verticales :

Exposé de la méthode des contraintes :

$$\sigma_t = \frac{N}{a * L} - 6\frac{M}{a * L^2}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{a * L} + 6\frac{M}{a * L^2}$$

$$L_t = \frac{|\sigma_1| * L}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$N_t = \frac{|\sigma_1| * L_t}{2} * a$$

$$A_v = \frac{N_t}{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :

σ_t: Contrainte de traction.

σ_c: Contrainte de compression.

L_t: La longueur tendue.

N_t: L'effort résultant de traction de la partie tendue.

A_v : La quantité d'armatures verticales nécessaire dans la partie tendue.

Section minimales et maximales :

Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :

$A_v = 0.2\%B_t$ $\mathrm{B_t}$: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0.15\%B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0.1\%B_c$ $\mathrm{B_c}$: La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

$$0.1\% \leq \frac{2 * A_v}{a * B_t} \leq 0.5\% \qquad \Rightarrow \qquad A_v \geq 0.1\%B_t$$

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivants :

Tableau V.13*La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant Yet X).*

Voile	Etage	L (m)	N (kN)	M ($kN.m$)	Combinaison	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t (m)	N_t (kN)	A_{vt} (cm^2)
Sens x	6	1	-6.67	-31.83	0.8G + E_x	1.08	-1.16	0.52	51.14	1.28
	5	1	5.05	-46.81	0.8G + E_x	1.68	-1.62	0.49	67.71	1.69
	4	1	-3.71	-61.68	0.8G + E_x	2.16	-2.20	0.51	94.38	2.36
	3	1	-51.23	-77.74	0.8G + E_x	2.44	-3.05	0.55	143.63	3.59
	2	1	-161.7	-96.27	0.8G + E_x	2.45	-4.35	0.64	236.57	5.91
	1	1	-255.7	-112.23	0.8G + E_x	2.46	-5.47	0.69	320.47	8.01
	RDC	1	-317.71	-133.01	0.8G + E_x	2.83	-6.56	0.70	389.99	9.75
Sens y	6	4.15	103.01	329.94	0.8G + E_y	0.82	-0.53	1.63	73.31	1.83
	5	4.15	193.99	907.08	0.8G + E_y	2.13	-1.58	1.77	238.04	5.95
	4	4.15	291.52	1670.34	0.8G + E_y	3.84	-3.01	1.82	466.78	11.67
	3	4.15	363.99	2393.73	0.8G + E_y	5.42	-4.39	1.86	692.78	17.32
	2	4.15	458.4	3357.78	0.8G + E_y	7.53	-6.23	1.88	995.28	24.88
	1	4.15	517.16	4028.57	0.8G + E_y	8.99	-7.52	1.89	1209.01	30.23
	RDC	4.15	570.16	4610.9	0.8G + E_y	10.26	-8.64	1.90	1393.70	34.84

Tableau V.14*La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant Yet X).*

Voile	Etage	L_t (m)	$A_{v\,t}$ (cm^2)	$A_{t\,min}RPA$ (cm^2)	$A_{t\,min}CBA$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{t\,choisie}$ (cm^2)	$A_{globale}$ (cm^2)
Sens x	6	0.52	1.28	1.76	0.00	10	**10HA8=5.02**	**15HA8=7.54**
	5	0.49	1.69	1.67	0.03	10	**10HA8=5.03**	**20HA8=10.05**
	4	0.51	2.36	1.72	0.00	10	**10HA8=5.03**	**15HA8=7.54**
	3	0.55	3.59	1.89	0.00	10	**10HA8=5.03**	**14HA8=7.04**
	2	0.64	5.91	2.18	0.00	10	**12HA8=6.03**	**15HA8=7.54**
	1	0.69	8.01	2.35	0.00	10	**14HA10=10**	**17HA10=13.25**
	RDC	0.70	9.75	2.38	0.00	10	**14HA10=11**	**17HA10=13.26**
Sens y	6	1.63	1.83	5.53	1.52	10	**32HA8=16.08**	**64HA8=32.16**
	5	1.77	5.95	6.01	1.04	10	**34HA8=17.09**	**68HA8=34.18**
	4	1.82	11.67	6.20	0.85	10	**36HA8=18.10**	**72HA12=36.2**
	3	1.86	17.32	6.31	0.74	10	**36HA8=18.11**	**72HA12=36.3**
	2	1.88	24.88	6.39	0.67	10	**38HA10=29.85**	**76HA12=59.7**
	1	1.89	30.23	6.43	0.63	10	**38HA12=42.98**	**76HA12=85.96**
	RDC	1.90	34.84	6.45	0.60	10	**38HA12=42.99**	**76HA12=85.97**

V.4.1.2Vérification des contraintes à l'ELS:

A l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de compression (voile entièrement comprimé), donc il suffit de vérifier la contrainte limite du béton ($\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$).

Tableau V.17*Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y).*

Voile	*Etage*	N (MPa)	M *(cm)*	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	*Vérification*
Sens x	**6**	47.82	-7.62	1.39	15	**OK**
	5	84.26	0.03	1.39	15	**OK**
	4	119.45	-6.52	1.39	15	**OK**
	3	139.56	2.63	1.39	15	**OK**
	2	170.15	-5.76	1.39	15	**OK**
	1	180.72	-5.55	1.39	15	**OK**
	RDC	190.36	7.81	1.39	15	**OK**
Sens y	**6**	163.82	-20.61	1.31	15	**OK**
	5	310.36	-25.47	1.31	15	**OK**
	4	467.16	-32.42	1.31	15	**OK**
	3	582.64	-36.56	1.31	15	**OK**
	2	730.78	-39.94	1.31	15	**OK**
	1	816.79	-40.19	1.31	15	**OK**
	RDC	887.52	-26.49	1.31	15	**OK**

V.4.1.3Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1.4 * T$$

Tableau V.19*Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant Y).*

Voile	*Etage*	d *(cm)*	b_0 *(cm)*	T (MPa)	τ (MPa)	*Type de fissuration*	$\overline{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \overline{\tau}$
Sens x	**6**	4.15	17	127.38	1.17	**préjudiciable**	5	**CV**
	5			127.38	1.17	**préjudiciable**	5	**CV**
	4			127.38	1.17	**préjudiciable**	5	**CV**
	3			127.38	1.17	**préjudiciable**	5	**CV**
	2			127.38	1.17	**préjudiciable**	5	**CV**
	1			127.38	1.17	**préjudiciable**	5	**CV**
	RDC			127.38	1.17	**préjudiciable**	5	**CV**
Sens y	**6**	1	17	884.56	1.95	**préjudiciable**	5	**CV**
	5			884.56	1.95	**préjudiciable**	5	**CV**
	4			884.56	1.95	**préjudiciable**	5	**CV**
	3			884.56	1.95	**préjudiciable**	5	**CV**
	2			884.56	1.95	**préjudiciable**	5	**CV**
	1			884.56	1.95	**préjudiciable**	5	**CV**
	RDC			884.56	1.95	**préjudiciable**	5	**CV**

V.4.1.4Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

$$S_t = \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a * \left(\tau_u - (0.3 * f_{t28} * K)\right)} \quad , \quad K = 1 + \left(3 * \frac{N_u}{B * f_{t28}}\right)$$

a) Selon le CBA93 :

$$\emptyset_h \leq Min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}\ ; \emptyset_v\right]$$

$\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales.

$\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales.

$$S_h \leq Min[0.9d; 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h f_e}{0.4 * a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9 f_e}{\gamma_s a \tau_b}$$

b) Selon le RPA2003 :

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h = \frac{A_h h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq Min[1.5a\,; 30cm]$$

Tableau V.21*La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant Yet x).*

Voile	***S (cm²)***	***h(cm)***	***Avch***	***Ah***	$S_{t\,ch}(cm)$	$A_{h\,ch}(cm^2)$
Sens x	1x17	289	**17HA10=13.26**	4.42	20	2x(5HA8)=5.02
Sens y	4.15x17	289	**76HA12=85.97**	28.65	15	2x(19HA10)= 29.84

V.4.1.5Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile (RPA Art 7.7.4.3).

Autre recommandations : (CBA93 et RPA2003)

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $40\emptyset_{max}$ en zone III.

V.4.2 Ferraillage des linteaux :

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0.06 f_{c28} \text{Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0.06 f_{c28} \text{Traction / compression}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad , \quad \bar{V} = 1.4 V_u$$

V.4.2.1 Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$):

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux A_l.

- Des aciers transversaux A_t.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) A_c.

a) Aciers longitudinaux :

$$A_l \geq \frac{M}{Zf_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1.4M_u$$

a) Aciers transversaux :

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & \text{linteau long} \\ \lambda < 1 & \text{linteau court} \end{cases}$$

Linteau long :

$$S \leq \frac{A_t * f_e * Z}{\bar{V}}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1.4V_u$

Linteau court :

$$S \leq \frac{A_t * f_e * l}{\bar{V} + (A_t * f_e)}$$

$$V = \min(V_1 ; V_2)$$

$$V_2 = 2 * V_u \quad , \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec $M_{ci}\ et M_{cj}$moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = V_l * f_e * Z$$

V.4.2.2 Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$):

Aciers diagonales :

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_Dà disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2f_e sin\alpha}$$

$$\alpha = Arctg\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

Ferraillage minimal :RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

a) **Armatures longitudinales :** $(A_l, A_l') \geq 0.15\% \ (b * h)$

b) **Armatures transversales :**

$$Pour : \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0015 \ b * s$$

$$Pour : \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0025 \ b * s$$

$\boldsymbol{s}$: Espacement entre les cadres

c) **Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0.002 * b * h$$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau V.23*Choix de la méthode de calcul.*

Niveau	$L_{(m)}$	$h_{(m)}$	$V_{(KN)}$	M (kN. m)	τ *(MPa)*	$0,06 f_{c2}$	$\tau \leq 0.06 f_{c28}$	*Choix de la méthode*
6	1.2	1.84	100.59	1.69	0.5	1.5	OUI	Flexion simple
5		1.84	1.85.22	1.77	0.92		OUI	Flexion simple
4		1.84	287.7	1.65	1.42		OUI	Flexion simple
3		1.84	396.69	1.44	1.97		NON	Traction/Compression
2		1.84	489.6	1.03	2.43		NON	Traction/Compression
1		1.84	545.06	0.47	2.71		NON	Traction/Compression

flexion simple :

Tableau V.24*La section d'armatures des linteaux (Suivant X).*

Niveau	*Armatures longitudinales*				*Armatures transversales*					
	M (kN. m)	Z (m)	A_l (cm^2)	$A_{l\,ch}$ (cm^2)	λ	S (cm)	V (kN)	L (m)	A_t (cm^2)	$A_{t\,ch}$ (cm^2)
6	1.69	1.24	0.03	2HA12=2.26	0.65	15	100.79	1.2	1.58	2HA10=1.57
5	1.77	1.24	0.03	2HA12=2.26	0.65	15	185.2	1.2	1.58	2HA10=1.57
4	1.65	1.24	0.03	2HA12=2.26	0.65	15	284.7	1.2	1.58	2HA10=1.57

Traction / Compression

Tableau V.25*La section calculée d'armatures des linteaux (Suivant x).*

Linteau	***Niveau***	***V (kN)***	α	$A_D(cm^2)$	$A_l, A_l'(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$A_c(cm^2)$
	3	396.69		5.92			
	2	489.6	0	7.31	4.59	4.02	6.79
	1	545.06		8.13			

Tableau V.26*La section choisie d'armatures des linteaux (Suivant x).*

Linteau	***Niveau***	$A_D(cm^2)$	$A_l, A_l'(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$A_c(cm^2)$
	3	2x(3HA12=3.39)			
	2	2x(4HA12=4.52)	5HA12=5.65	8HA8=4.02	6HA12 =6.79
	1	2x(4HA12=4.52)			

CHAPITRE 6 :
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction :

L'infrastructure est un ensemble des éléments structuraux interconnectés contactée au sol, permettant la transmission des efforts venant de la superstructure.
Le calcul des fondations se fait après la connaissance de la superstructure et les caractéristiques mécaniques et chimiques du sol.
L'infrastructure constituée par des organes de transmission rigides capable de remplir les fonctions suivants :

- Représenter l'encastrement de la structure dans le terrain ;
- Assurer la liaison entre la partie supérieure et inferieur de la structure par le transit des efforts ;
- Limité le tassement différentiel.

Dans notre projet l'étude de l'infrastructure se fera en deux étapes, on déterminera le type de fondation en fonction des conditions qu'on verra prochainement, et les voiles périphériques qui se trouvent aux niveaux du deux sous-sols.

VI.2. Reconnaissances du sol :

Le rapport de sol donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol composéd'argile .
- De moyenne humidité et de faible à moyenne compacité. W%=23.90%.
- Argiles très plastique.
- assez compressible
- De bonne cohésion c=0.18 bars.
- Le tassement total est de l'ordre de 2.10 cm.
- Le pourcentageen sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- Le taux de carbonates est moyen.

-Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à **σ sol = 2.0 bars** avec Un ancrage de 1.5 m sous le niveau du sol (+ 0.00 m

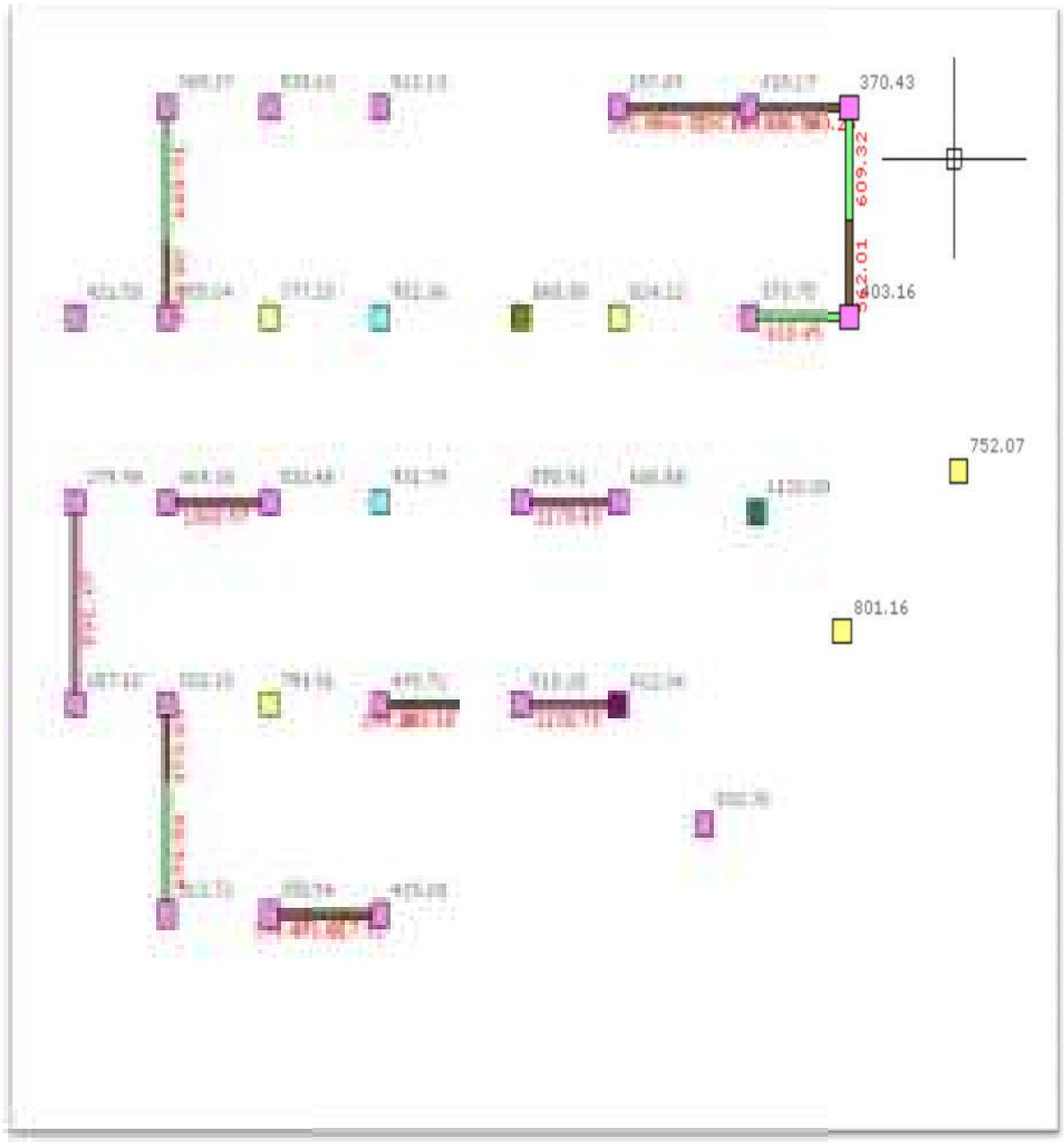


Figure .VI.1. Les efforts norlales a l'ELS.

Tableau VI.1. Dimensionnement des semelles isolées (ELS).

élement	sens	Nser	A	B
semelle 1		752.07	2.3	2.3
semelle 2		530.7	2	2
semlle3	x	952.36	3.6	1.4

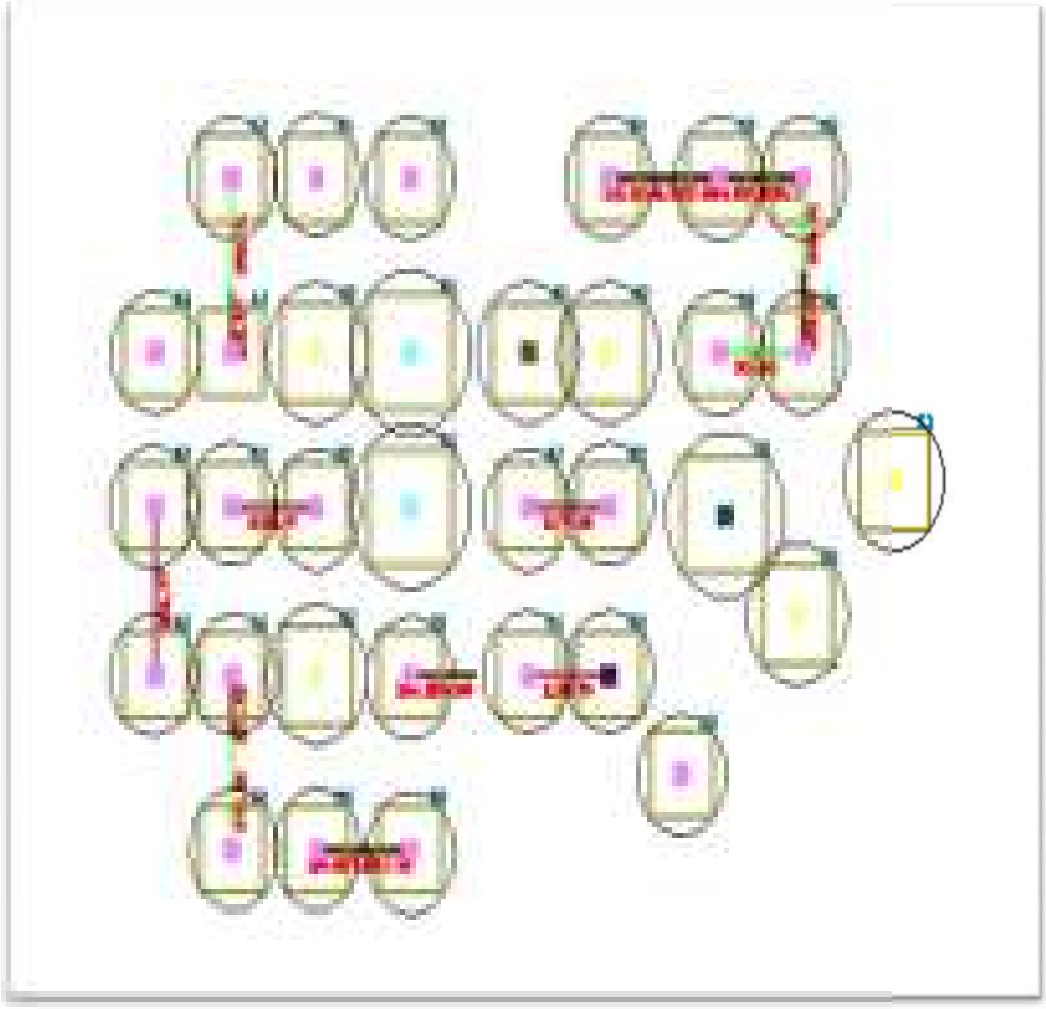


Figure .VI.2.Vérifications de chevauchements entre les semelles.

Tableau VI.2.ferraillage des semelles isolées.

élement	**sens**	**Nu [KN]**	**Abchoisi [cm²]**	**St [cm²]**
semlle2	x	1029.49	13HA12=14.7	15
	y	1029.49	13HA12=14.8	15
semlle 3	x	727.55	10HA12=11.31	15
	y	727.55	9HA12=10.18	15

Commentaire :

Les résultats obtenus montrent clairement que les semelles isolées ne peuvent pas être retenues compte tenu des défirent chevauchements dus aux dimensions de ces dernier, ces résultats nous amène donc ont opté des semelles filantes.

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.2.2. Semelles filantes :

Tableau VI.3. Dimensionnement des semelles filantes (ELS).

élement	sens	Nser	M ser	A	B
SF sous pot	B	952.36	2.85	3.6	1.4
sF sous voile	B	820.45	0.23	2.9	1.4

Commentaire :

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'a pas de chevauchement des semelles, on adopté des semelles filantes d'une largeur de B=50 m et une hauteur H=60cm.

Tableau VI.4. Vérification de l'excentricité.

élement	e0	B/6	$e_0 \leq$B/6	Méthode
SF sous pot	0.62	0.23	NON	moment
Sfsous voile	5.27	0.23	NON	moment

Tableau VI.5. Ferraillage parallèle.

élement	Nu [KN]	Abchoisi [cm²]	St [cm²]
SF sous pot	1305.28	14HA12=15.83	15
SF sous voile	1119.75	17HA12=19.23	15

Tableau VI.6. Parallèlement à l'axe de longitudinal.

élement	sens	Arép[cm²]	Arepchoisi[cm²]	St [cm²]
SF sous pot	x	5.54	6HA12=6.79	15
	y	5.34	5HA12=5.65	15
Sfsous voile	x	6.73	6HA12=6.79	10
	y	7.06	7HA12=7.92	15

VI.2.2.1. Poutre de libage :

Tableau VI.7. Dimensionnement de poutre de libage.

Lmax [cm]	K [Mpa]	E [Mpa]	B [mm]	Hpl [cm]	Hpchoisi [cm]
400	0.04	32164.2	50	54.2	60

Tableau VI.8. Vérification des contraintes.

Nt [KN]	σ [Mpa]	σsol [Mpa]	σ ≤ σsol
8860.95	0.18	0.21	Vérifiée

Tableau VI.9. calcul de ferraillage .

pl	Sollicitation				Section d'armature			
N°	b [cm]	h [cm]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	travée		Appui	
					As1	As2	A's1	A's2
1	50	60	271.83	-387.2	18.39	0	0	27.69

Tableau VI.10. Les armatures choisies.

As1	As2	As1'	As2'	AminRPA	AminCBA
4HA16=8.04	6chHA16=12.06	4HA16=8.04	10HA16=20.11	1.5	0.3

Tableau VI.11. Vérification des contraintes à L'ELS.

Poutre De libage	solicitation à l'ELS		Contraintes						Contraintes admissibles	
	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	travée			appui				
			σb[Mpa]	σs [Mpa]	σ's [Mpa]	σb [Mpa]	σs [Mpa]	σ's [Mpa]	$\overline{\sigma}$b	$\overline{\sigma}$s
(50*60)	224.85	-320.29	8.3	201.63	0	11	201.63	0	15	201.63

Tableau V.12. Vérification de cisaillement.

section	sollicitations					vérification	Espacement et armature	
Poutre De libage	AT RPA [cm²]	At [cm²]	T [KN]	τu [MPa]	$\overline{\tau}$u [MPa]		Zn [cm]	Zc [cm]
(50*60)	2.25	2(3HA8=1.51)	642.7	2.25	2.5	Vérifiée	10	15

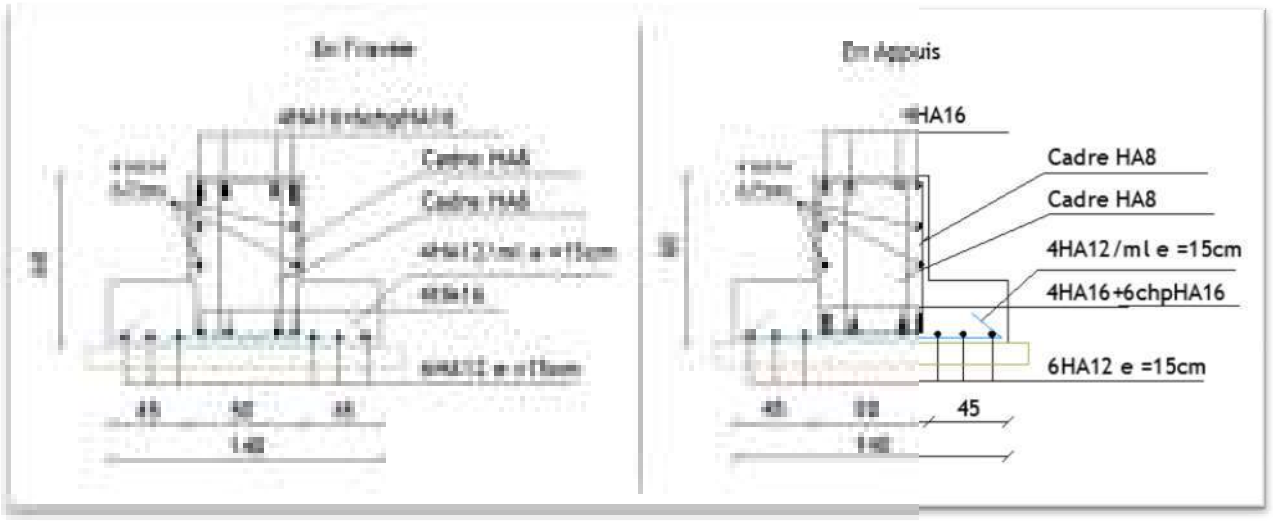


Figure .VI.3.semelle fillante sous poteaux.

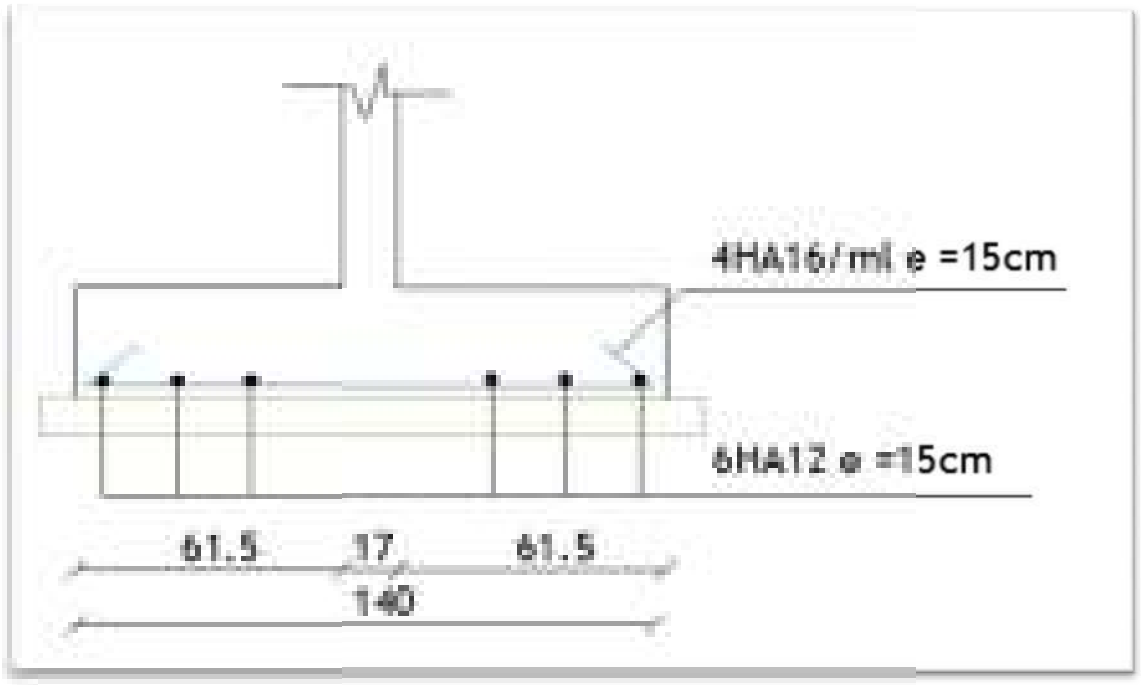


Figure .VI.4.semelle filante sous voile .

VI.3. Ferraillage des longrines :

Tableau V.13. Calcule de ferraillages.

section		**sollicitation**		**Section d'armature**			
b [cm]	**h [cm]**	**Numax [kN]**	**Fu [KN]**	**Acal [cm²]**	**AminRPA [cm²]**	**AminCBA [cm²]**	**Achoisie [cm²]**
30	30	1665.35	138.78	5.21	5.4	0.9	6HA12=6.79

Tableau V.14. Vérification des contraintes à l'état limite de service.

section	**Sollicitation à l'ELS**		**Contraintes**		**vérification**
longrine (30*30)	Nser max [KN]	Fser [KN]	σs [MPa]	$\overline{\sigma}$s [MPa]	σs≤ $\overline{\sigma}$s
	1214.9	101.25	149.1	201.63	Vérifiée

Commentaire :

- Vue la section d'armature calculé insuffisante on a augmenté la section de ferraillage pour que $\sigma s \leq \sigma s_{adm,}$ (voir tableau précédent).

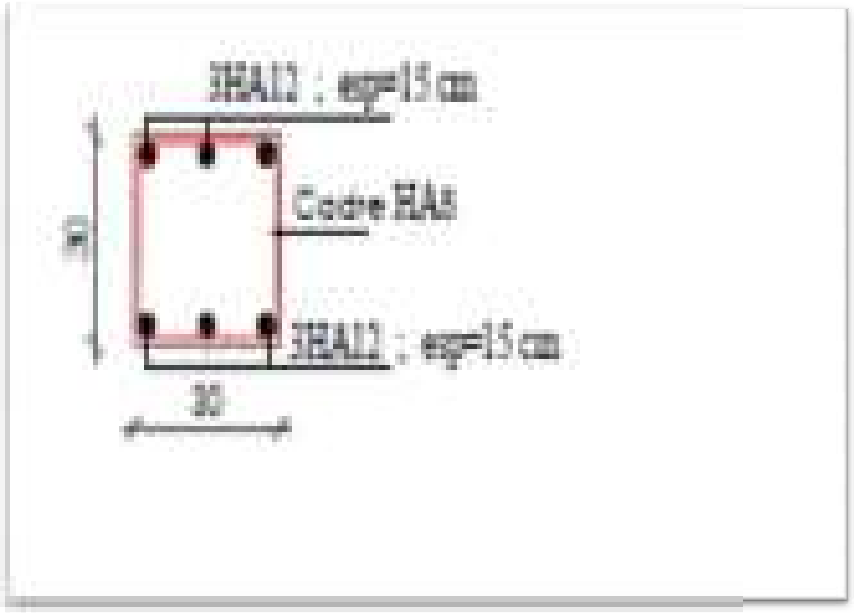


Figure .VI.5. Longrine(ferraillage)

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin de cycle est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant ces années.

Ce projet nous a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances. Ceci se fait à partir de la lecture des déférentes références bibliographiques et surtout grâce au contact aux ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.

Bibliographie

Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99 ver 2003.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

- [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

- [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Logiciels :

- SAP 2000 version 20.
- AUTO CAD 2019.
- ROBOT EXPERT.
- Socotec.