REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

Étude d'un bâtiment Sous sol +RDC + 8 étages

À usage multiple (Habitation, commerce)

Présenté par

KAIDI Fella

LAKRAA Fethia

Proposé et Dirigé par

Dr : KHALADI Mohamed

Promotion Juin 2019



Remerciement

Tous d'abord, nous remercions le bon ALLAH

Pour nous avoir guidés vers le bon chemin du savoir

pour nous avoir donné du courage et de volonté

Afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous présentées mes remerciements avec mes profonds respects à mon encadreur

Dr.Khaladi Mohamed

Pour son suivi, sa patience, ses précieux conseils et son aide tout et la confiance qu'il nous a accordée

Au long de la réalisation ce travail.

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

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

Enfin, je voudrais remercier mes familles qui n'ont jamais cessé de crois en moi et m'encourager.

Dédicaces

C'est avec très grand honneur que je dédie mon travail :

A mes parents : mon chére pére et surtout ma mére qu'elle a

Beaucoup sacrifié pour moi depuis ma naissance jusqu'à maintenant

Et qu'elle n'a jamais cessé de m'encourager, que dieu le garde.

A mon frère : aminou

A mes sœurs : Kenza, Wiam, Anfel , Yasmine.

A mon fiancé : Mohamed

A tous mes amis d'etude depuis l'école primaire jusqu'à l'université.

A tous la famille KAIDI, KHAREZ et RABHALLAH.

A la fin, je remercie mes amis et le binôme Fethia qui est contribuée pour réaliser ce travail.

Fella

Dédicaces

C'est avec très grand honneur que je dédie mon travail :

A mes parents : mon chére pére et surtout ma mére qu'elle a

Beaucoup sacrifié pour moi depuis ma naissance jusqu'à maintenant

Et qu'elle n'a jamais cessé de m'encourager, que dieu le garde.

A mes chers frères

A tous mes amis d'étude depuis l'école primaire jusqu'à l'université.

A tous la famille LAKRAA et CHARGUI.

A la fin, je remercie mes amis et le binôme Fella qui est contribuée pour réaliser ce travail.

Fethia

ملخص

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى هيكلة ودراسة بناية ذات طابع متعدد متكونة من(طابق تحت ارضي+طابق ارضي +ثمانية طوابق) و المقرر بناؤها في منطقة مصنفة ضمن المنطقة المعتدلة زلزاليا 2ا
مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية .
قياس الإبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا لمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

- القواعد الجزائرية المضادة للزلازل
- قانون الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الاحصابية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج (SAP 2000)

Résumé

Ce projet est une conception et étude d'un bloc comportant un sous sol+ RDC+Huit étages); usage multiple qui sera implanté dans une zone de moyenne sismicité IIa.

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée .Le dimensionnement et le calcul de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode statique équivalente.

Le calcule des efforts interne pour les poteaux et les poutres par le logiciel « SAP2000 ».

.

Abstract

This project is a design study and a comportant the structural strength to vertical and horizontal loads is provided. Sizing and calculation of all resistance elements were prepared in accordance with the regulations in force Algerian (CBA93 and RPA99 version 2003).

The seismic survey was conducted following the statiqual method based on the finite element method through the software "SAP2000".

SOMMAIRE

Remerciement …….

dédicace ……

Résume

Sommaire ……

Liste des tableaux ……

Liste des figures …….

Notation ……

Bibliographie ……

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I-1. Introduction…….. 1

I.2. Présentation de l'ouvrage…….…….... 1

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage……..... 1

I.3.1. Dimensions en plan du bâtiment sont……... 1

I.3.2. Dimensions en élévation du bâtiment sont……..…….. 1

I.4. Caractéristiques structurelles…… 3

I.4.1. Système de contreventement……..... 3

I.4.2. Planchers …….. 3

I.4.3. Maçonnerie……..... 3

I.4.4. L'acrotère…….. 3

I.4.5. Les escaliers…… 3

I.4.6. Infrastructure…….. 3

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux…… 4

I.5.1. Le béton……. 4

I.5.2. Les aciers……... 4

I.5.2.1. Types d'acier…….. 4

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction…….….5

II.2. Pré- dimensionnement des planchers…….……..5

II.2.1. Planchers à corps creux (lourdise nervures)…….….5

II.2.2. Planchers dalles pleines…… 6

I.3. Pré dimensionnement des poutres……...……. 7

II.4. Pré dimensionnement des poteaux……... 8

II.4.1. Etapes de pré dimensionnement……. . 8

II.4.1.1. Calcul de la capacité portante $\overline{N}$…….9

II.4.1.2. Choix du poteau le plus sollicité ……..……10

II.4.2. Evaluation des charges…….…….. 10

II.4.2.1. Charges permanentes……..… 10

II.4.2.1.1. Maçonnerie ……...….11

II.4.2.1.2. Plancher terrasse…….. 11

II.4.2.1.3. Plancher courant……....12

II.4.2.1.4. Plancher à dalle plein ……..…..12

II.4.2.2. Charges d'exploitation……..13

II.4.3.Descente des charges [DTR charge et surcharge B.C.22]……...13

II.4.3.1. Charges permanentes ……..13

II.4.3.2. Charges d'exploitation…… 13

II.4.4. L'effort normal ultime N_u ……..……14

II.5.Pré dimensionnement des voiles…… 15

II.6.Conclusion……..….16

Chapitre III : Calcules des éléments secondaires

III.1. Introduction ……..……17

III.2.acrotère ……..……17

III.2.1.Introduction ……..…17

III.2.2. Evaluation des charges et surcharges……17

III.2.3. Détermination des efforts ……..…18
III.2.4. Vérification à l'état limite de service (ELS)……...…18
III.3. Les poutrelles……..19
III.3.1.Introduction……19
III.3.2. Avant coulage ……..19
III.3.2.1. Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage…….20
III.3.2.2. Calcul des moments à ELU……...20
III.3.2.3.Calcule des étaiements……20
III.3.3. Après coulage ……...21
III.3.3.1.Conditions d'application de la méthode forfaitaire…….21
III.3.3.1.1. Exposé de la méthode……..21
III.3.3.2. Conditions d'application de la méthode Caquot…… 22
III.3.3.3. type des poutrelles …….23
III.3.3.3.1. Les sollicitations max en travée et aux appuis…….....23
III .3.3.4. Calcul du ferraillage et vérification des contraintes des poutrelles……..….23
III .3.3.4.1.Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher terrasse…….…...23
III .3.3.4.2.Vérification des contraintes à l'ELS du plancher terrasse……...24
III .3.3.4.3.Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher courant……....24
III .3.3.4.4.Vérification des contraintes à l'ELS du plancher courant…….. 24
III .3.3.4.5.Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher commerce……...25
III .3.3.4.6. Vérification des contraintes à l'ELS du plancher commerce…….25
III.4. Ferraillage de la table de compression…….26
III.5. LES ESCALIERS ……..…..26
III.5.1.Introduction ……...…26
III.5.2. Dimensionnement……..26
III .5.2.1.Dimensions de l'escalier……..…27
III.5.3. Evaluation des charges et surcharges : DTR Charges permanentes charges d'exploitation……..……..28
III.5.3.1. Charges permanentes ……....28
III. 5.3.2. Charges d'exploitation…… 29
III.5.4. Détermination des efforts …….29
III.5.5.Ferraillage……..30
III.5.5.1. Armatures longitudinales……30

III.5.6. Vérification à l'ELS……...31
III.5.7. Vérification de la flèche……....31

III.6. La poutre palière……..….32
III.6. 1.Introduction…….... 32
III.6.2. Pré dimensionnement……32
III.6.3. Charges revenant à la poutre…….….33
III.6.4. Calcul des efforts …….….33
III.6.5. Calcul de ferraillage …….….34
III.6.5.1.Armatures longitudinales……..…..34
III.6.5.2. Vérifications ……..…34
III.7.Dalle pleine ……...37
III.7.1.Introduction ……...……37
III.7.2.Méthode de calcul…… 37
III.7.3.Principe de calcul……..…..37
III.7.4 .Calcul des actions……..38
III.7.5 .Schéma statique…….38
III.7.6 .Calcule rupture de la dalle…….38
III.7.7 Ferraillage ……..40
III.7.7.1 Armatures longitudinales…….40
III.7.8. Vérification……....41
III .8.Conclusion……...42

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1 Introduction…….43

IV.2. Déposition des voiles……..43
IV.2.1. La disposition des voiles en 3D ……..44
IV.3. Caractéristiques dynamique de la structure…….44

IV.3.1. Centre de masse……44
IV.3.2. Centre de torsion …….45
IV .3.3.Excentricité……..46
IV.4. Choix de la méthode de calcule……..47
IV.4. 1 Méthode d'analyse modale spectrale ……..47
IV.4.1.1 Principe …….47.

IV.4.1.2. Modélisation ……47
IV.4.1.3 Le spectre de réponse de calcul…… 48
IV.5.Résultats des vérifications de la structure……..…51
IV.5.1.Vérification de comportement modal……..…52
IV.5.2.Vérification de participation massique…….….52
V.5.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……...53
IV.5.4.Vérification de la stabilité au renversement ……..…….54
IV.5.5. Vérification du déplacement en tête du bâtiment…….……54
IV.5.6.Vérification des déplacements inter-étages ……...55
IV.5.7.Vérification de cisaillement des éléments ……56
IV.5.8. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ…….….58
IV.5.9. Vérification de l'effort normal réduit à la base……..…58
IV.6. Conclusion…….…..59

Chapitre V. Ferraillage des éléments structuraux

V .1 Introduction……60
V.2. Ferraillage des poutres……...60
V.2.1.Introduction……..…60
V.2.2 Recommandation des règles……61
V.2.2 .1. Les armatures longitudinales…….…….61
V.2.2 .2. Les armatures transversales …….…….61
V.2.3.Vérification des contraintes à l'ELS……...…….63
V.2.4.Vérification des poutres selon les conditions RPA99 et CBA93…….....64
V.2.5.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ……64
V.2.6.Vérification de la flèche……...…65
V.2.7. Ferraillage transversal des poutres…….……66
V.3 Ferraillage des poteaux……..……68
V.3.1. Introduction……..…68

V.3.2. Recommandation du règlement RPA99v2003……..…..69
V.3.2. 1.Armatures longitudinales ……...…69
V.3.2.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage…….……...…69
V.3.3 Vérification des contraintes à l'ELS……71
V.3.4. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u …… ..73
V.3.5. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$ ……73
V.3.6 Calcul des armatures transversales ……74
V.3.7. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale ……....76
V.4. Ferraillage des voiles……..…77
V.4.1 Ferraillage des trumeaux……...…77
V.4.1.1Calcul d'armatures verticales……77
V.4.1.2.Vérification des armatures à ELS……79
V.4.1.3.Armatures horizontales…….……80
V.4.1.4.Armatures transversales……...….80
V.4.2 Ferraillage des linteaux ……..……..…81
V .5.Conclusion……...……..……...…82

Chapitre VI. Etude de l'infrastructure

VI.1. Les longrines ……..……83
VI.1.2. Pré dimensionnement ……...…83
VI.1.3. Sollicitations : ……..……83
VI.1.4. Ferraillage : …….…..……83
VI.1.5. Vérification des contraintes normale à l'ELS…….……..84
VI.1.6. Vérification des contraintes de cisaillements à l'ELS……...84
VI.2.Les fondations …….……..……...86
VI.2.1. Introduction : ……...….86
VI.2.2. Choix du type de fondation ……..86
VI.2.3.Etude préliminaire du choix de type de semelle ……..86
VI.2.3.1. Semelles isolées …….……...86
VI.2.3.1.1.Calcul des semelles isolées ……87
VI.2.3.1.2.Vérification de l'interférence entre deux semelles ……..…88

VI.2.3.2. Semelles filantes ……..…...89

VI.2.3.2.1. Ferraillage de la semelle filante sous voiles……..……..91

VI.3. Poutre de libage……...….91

VI.4. Etude du voile périphérique ..……...…..….92

VI.4.1.Calcul du ferraillage ……..93

VI.4.2.Vérification des contraintes à l'ELS …….…..…93

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisé et leurs nuances……..4

Tableau I.2 : Autres caractéristiques de l'acier……...4

Chapitre II

Tableau II.1 : Pré dimensionnement des poutres……....7

Tableau II.2 : Capacité portante $\overline{N}$ pour chaque section de poteau……9

Tableau II.3 : Charge permanente du mur intérieur……10

Tableau II.4 : Charge permanente du mur extérieur……..11

Tableau II.5 : Charge permanente du plancher terrasse…….11

Tableau II.6 : Charge permanente du plancher courant……..12

Tableau II.7 : Charge permanente du Plancher à dalle plein ……12

Tableau II.8 : Charges permanentes cumulées des surfaces reprises……..13

Tableau II.9 : Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises……14

Tableau II.10 : Vérification de l'effort normal des poteaux……15

Chapitre III

Tableau III.1 : Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère……18

Tableau III.2 : Les efforts exercés sur l'acrotère……18

Tableau III. 3 : La section d'armatures……..18

Tableau III.4 : Vérification des contraintes…….18

Tableau III.5: détermination les charges et surcharges……..20

Tableau III.6 : détermination le nombre d'étaiement…….21

Tableau III.7 : méthode CAQUOT……22

Tableau III.8 : les sollicitations max en travée et aux appuis……23

Tableau III.9 : La section d'armatures……..23

Tableau III.10 : Vérification des contraintes…….24

Tableau III.11 : La section d'armatures de la poutrelle du plancher courant……24

Tableau III.12 : Vérification des contraintes de la poutrelle du plancher courant……24

Tableau III.13 : La section d'armatures de la poutrelle du plancher commerce……25

Tableau III.14 : Vérification des contraintes de la poutrelle du plancher commerce……25

Tableau .III.15 : Dimensions de l'escalier…….28
Tableau III.16 : Charge permanente de la paillasse……28
Tableau III.17 : Charge permanente du palier de repos……..29
Tableau III.18 : Combinaisons des charges dans l'escalier…….29
Tableau III.19 : les sollicitations à l'EL U et l'ELS……..29
Tableau III.20 : Section d'armatures longitudinales dans l'escalier……30
Tableau III.21 : Vérification de la section d'armatures……..31
Tableau III.22 : Vérification des contraintes……..31
Tableau III. 23 : Valeur de la flèche……..31
Tableau III.24 : Pré dimensionnement de la poutre palière……32
Tableau III.25 : Sollicitations de la poutre palière…….33
Tableau III.26: Calcul des sections d'acier de la poutre palière……. 34
Tableau III.27 : Vérification de l'effort tranchant de la poutre palière……..34
Tableau III.28 : Armatures transversales……35
Tableau III.29 : Vérification de la poutre palière à l'E.L.S…….36
Tableau III. 30: Les valeurs du travail externe……..39
Tableau III.31: Les valeurs du travail interne……39
Tableau III.32 : Section d'armatures longitudinales dans l'escalier……40
Tableau III.33 : Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS……41
Tableau III.34 : Vérification de l'effort tranchant……..41

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Calcul centre de mass et centre de torsion…….45
Tableau. IV.2 : Calcul de l'excentricité……. 46
Tableau IV.3 : Coefficient de comportement R…….48
Tableau IV.4 : Justification du coefficient de comportement **R** suivant **X**…….49
Tableau IV.5 : Justification du coefficient de comportement **R** suivant **X (%)**…….49
Tableau IV.6 : Justification du coefficient de comportement **R** suivant **Y**…….50
Tableau IV.7 : Justification du coefficient de comportement **R** suivant **Y (%)**…….50
Tableau IV.8 : Facteur de qualité Q……... 51
Tableau IV.9 : Vérification de comportement modal…….52
Tableau IV.10 : Vérification de participation massique…….52
Tableau. IV.11 : Calcul de la force sismique totale……53
Tableau IV.12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……54

Tableau IV.13 : Vérification la stabilité au renversement……...54
Tableau IV.14 : Vérification du déplacement suivant les deux directions…… 54
Tableau IV.15 : Déplacement inter-étage sous la force sismique Edx…….. 55
Tableau IV.16 : Déplacement inter-étage sous la force sismique Edy……..55
Tableau. IV.17 : Vérification de cisaillement des poutres……..56
Tableau. IV.18 : Vérification de cisaillement des voiles sens X, Y……57
Tableau. IV.19 : Vérification l'effet P-Δ suivant X, Y…….....58

Chapitre V

Tableau V.1 : Les données de calcul…….....60
Tableau V.2 : La section d'armatures des poutres……...62
Tableau V.3 : La section choisie d'armatures des……... 62
Tableau V.4 : Vérification des contraintes des poutres à l'ELS……..63
Tableau V.5 : Vérification de section d'armatures……..64
Tableau V.6 : calcul de $\bar{\tau}$ ……64
Tableau V.7 : Vérification des contraintes de cisaillement……65
Tableau V.8 : Vérification de la flèche des poutres……....66
Tableau V.9 : La section d'armatures transversales……67
Tableau V.10 : La section d'armatures des poteaux……70
Tableau V.11 : Vérification des contraintes à l'ELS……71
Tableau V.12 : Calcul de $\bar{\tau}$…….....73
Tableau V.13 : Valeurs des contraintes limites de cisaillement dans les poteaux……...74
Tableau V.14 : La section d'armatures transversales des poteaux……...75
Tableau V.15 : Vérification de la quantité d'armatures transversales……76
Tableau V.16 : La section calculée d'armatures des voiles……78
Tableau V.17 : La section choisie d'armatures des voiles……...78
Tableau V.18 : Vérification des contraintes des voiles…….. 79
Tableau V. 19 : La section d'armatures horizontales des voiles……80
Tableau V.20 : Choix de la méthode de calcul……....81
Tableau V.21 : La section d'armatures des linteaux……82

Chapitre VI

Tableau VI.1 : Vérification des contraintes normales……..…81

Tableau VI.2 : Vérification de contrainte à l'ELS des longrines…….81

Tableau VI.3 : Calcul des armatures transversales et leur espacement……83

Tableau VI.4 : La section d'armatures du voile périphérique……....84

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes à l'ELS……..86

Tableau VI.6 : Dimensionnement de semelles isolées……...87

Tableau VI.7 : Vérification chevauchement entre les semelles isolées…….…..88

Tableau VI.8 : Dimensionnement des semelles filantes (ELS)……...88

Tableau VI.9 : Vérifications de chevauchements entre les semelles……...88

Tableau VI.10 : Vérification de l'excentricité…….88

Tableau VI.11 : Ferraillage parallèle……...89

Tableau VI.12 : Parallèlement à l'axe de longitudinal……....89

Tableau VI.13 : Dimensionnement de poutre de libage……..89

Tableau VI.14 : Vérification des contraintes de cisaillements de P. libage……....89

Tableau VI.15 : Calcul de ferraillages…….89

Tableau VI.16 : Les armatures choisies……...90

Tableau VI.17 : Vérification des contraintes à L'ELS……....90

Tableau VI.18 : Sollicitation des murs de soutènement périphérique……..…… ..…90

Tableau VI.19 : ferraillage des murs de soutènement périphérique…….90

Tableau VI.20 : Vérification des contraintes …… ……..……...…91

.

Liste des figure

Chapitre I

Figure. I .3 : plan d'étages courants ……..……..……...…2

Figure. I .3 : plan de masse……...…….…….....2

Chapitre II

Figure II .1: Coupe du plancher à corps creux…….....6

Figure II.2. Dimensionnement de la poutre principale…….….7

Figure II .3: Surface reprise par le poteau le plus sollicité……...10

Chapitre III

Figure III.1 : L'acrotère…….…….17

Figure III.2 : ferraillage de l'acrotère…….……19

Figure III.3 : ferraillage des poutrelles……..…….…….25

Figure III.4 : Schéma statique d'une volée d'escalier……..27

Figure III.5 : Diagrammes des sollicitations à l'EL U et l'ELS ……..30

Figure III.6 : Fereillage d'escalier …….. ……...32

Figure III.7 : Diagramme des moments et des efforts tranchants de la poutre palière à l'E.L.U ……..….33

Figure III.8 : Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L.S……34

Figure III.10 : Schéma statique du la dalle pleine……...……38

Figure III.11 : Schéma statique de la rupture de la dalle…… ……....38

Chapitre IV

Figure IV.1 : Disposition des voiles contreventements **(**vue en 3D) ……..….44

Figure IV.2 : La distance entre le centre de gravité de masse et le centre de rigidité……...47

Figure IV.3. Spectre de réponse X, Y…….48

Chapitre V

Figure V.2 : Dessin de ferraillage des poutres secondaires…….....67

Figure V.3 : Dessin de ferraillage des poutres principales……..67

Figure V.4 : Dessin de ferraillage des Poteaux……74
Figure V.4 : Dessin de ferraillage des voiles ……..74

Chapitre IV

Figure.VI.1. La 1^{ér} proposition des semelles isolée……..…82
Figure.VI.2. Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS……..83
Figure.VI.3. les bulbes de pression ……83
Figure VI.4 : Les bulbes de pression sous la semelle……..84
Figure VI.5. Disposition des semelles filantes……..…84
Figure.VI.1. La 1^{ér} proposition des semelles isolée…….85

Notation

Ie : Moment d'inertie équivalent.

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

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.

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.

d : Hauteur utile d'une section.

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.

Lf : Longueur de flambement,

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

μ: Coefficient de frottement.

ς : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée

Bibliographie

Règlements

•Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version2003. (1)

•Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93. (2)

• Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2 (3)

Logiciels

•Logiciel de SAP 2000 V20

•Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.

•EXCEL 2007.

•WORD 2007.

•AUTO CAD 2018.

Introduction général

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La Construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans…etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "***RPA99 version 2003***"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Concernant notre travail on a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation de master. Après une introduction générale, cette étude se décompose en six chapitres :

Le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans le deuxième chapitre on a fait un pré dimensionnement des éléments structuraux de nos locaux de commerce

Ensuite dans le troisième chapitre on a présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela on a fait une étude sismique .En Ce qui concerne le cinquième chapitre on a exposé le ferraillage des éléments résistants. Dans le dernier chapitre s'attache à étudier l'infrastructure. Nous clôturons ce travail par une conclusion générale.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I-1. Introduction

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

Donc pour le calcul des éléments constituants un ouvrages, on se base sur des règlements et des méthodes connues (DTR, RPA99 V2003, CBA93) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton, acier) et le dimensionnement et le ferraillage des éléments résistants de la structure.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié par, «société d'étude technique et d'architecture de Médéa consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un projet de 130 logements à usage multiple (habitation avec locaux commerciaux en RDC). Situés a K'SAR EL BOUKHAR, composés de deux blocs, parmi ces derniers, on choisi blocs B.

Il est constitué de (huit) niveaux (entre sol+RDC+huit étages) dont le plancher terrasse est inaccessible)

L'ouvrage en question sera implanté à «K'SAR EL BOUKHAR» a wilaya de MEDEA, classé selon les règles parasismiques algériennes (RPA99 version 2003) comme une zone de faible sismicité (zone IIa).

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

I.3.1. Dimensions en plan du bâtiment sont :

- Longueur totale du bâtiment : 23.20 m.
- Largeur totale du bâtiment : 19.00m.

I.3.2. Dimensions en élévation du bâtiment sont :

- Hauteur du Sous-sol et Etage courants: 3.23 m.
- Hauteur du RDC: 3.74m.
- Hauteur totale du bâtiment : 29.80 m.

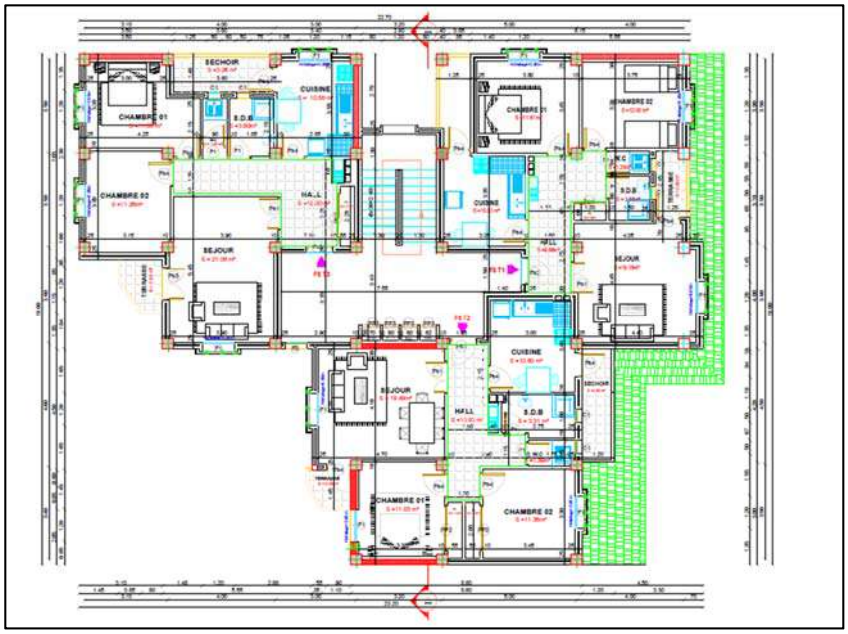


Figure I.1 vue en plan (étage courant 1, 2, 3,4, 5, 6, 7, 8)

Figure I.2 plan de masse



I.4. Caractéristiques structurelles

I.4.1. Système de contreventement

Notre bâtiment comporte neufs niveaux y compris un sous-sols qui font une hauteur de 29.80m, le RPA99 Version 2003 limite les structures en portiques auto stables dans la zone IIa en 20 m, ce qui nous oblige d'insérer des voiles de contreventement et d'obtenir par conséquence un système de contreventement assuré par des portiques et des voiles.

I.4.2. Planchers

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux ;
- Planche à dalle pleine.

I.4.3. Maçonnerie

Le remplissage en maçonnerie du bâtiment sera assuré par la brique creuse.

- Murs extérieurs (en double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5 cm pour assurer l'isolation thermique entre le milieu extérieur et l'intérieur du bâtiment.
- Murs intérieurs (en simple cloison) : ce sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.4.4. L'acrotère

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée par un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur. Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.4.5. Les escaliers

La circulation verticale entre les étages est assurée par des escaliers droits à deux volets.

I.4.6. Infrastructure

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des charges apportées par la structure au bon sol.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

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

I.5.1. Le béton

Nous utiliserons un béton ayant un dosage en ciment CPJ-CEMII42, 5 de 350Kg/m³ ce qui donne une résistance à la compression à 28 jours égale à $\mathbf{f_{c28} = 25\ MPa}$.

I.5.2. Les aciers

I.5.2.1. Types d'acier

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance, Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

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

Nature	Utilisation	Nuance	Fe (Mpa)
Barre à haute adhérence (HA)	Armature longitudinales	FeE400	400
Treillis soudé (T.S)	Dalle de compression	TLE520	520
Ronds lisse	Armature transversales	FeE400	400

Tableau I.2 : Autres caractéristiques de l'acier**.**

<table>
<tr><td colspan="4">Module d'élasticité longitudinale ($\mathbf{E_s}$)</td><td>200000 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="6">Contraintes limites ($\boldsymbol{\sigma_s}$)</td><td rowspan="2">ELU</td><td colspan="2">Situation durable $\boldsymbol{\sigma_s}$</td><td>348 MPa</td></tr>
<tr><td colspan="2">Situation accidentelle$\boldsymbol{\sigma_s}$</td><td>400 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="4">ELS</td><td rowspan="2">Fissuration préjudiciable</td><td>Armatures à haute adhérence $\overline{\boldsymbol{\sigma}_s}$</td><td>201.63 MPa</td></tr>
<tr><td>Ronds lisse $\overline{\boldsymbol{\sigma_s}}$</td><td>159.40 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Fissuration très préjudiciable</td><td>Armatures à haute adhérence$\overline{\boldsymbol{\sigma_s}}$</td><td>165 MPa</td></tr>
<tr><td>Ronds lisse $\overline{\boldsymbol{\sigma_s}}$</td><td>130.42 MPa</td></tr>
<tr><td colspan="2">Fissuration peu nuisible</td><td>Aucune vérification à faire</td></tr>
</table>

CHAPITRE II

Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction

Le pré- dimensionnement des éléments résistants (les planchers, les poutres, les poteaux, les voiles) est une étape régie par des lois empirique. Cette étape représente le point de départ et la base de justification a la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations verticales dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation et les sollicitations horizontales qui sont d'origine sismique.

Le pré- dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles **DTR, CBA93, RPA99V2003**.

II.2. Pré- 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, appelés aussi (Diaphragme rigide), c'est-à-dire indéformable.
- Remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité l'incendie.

II.2.1. Planchers à corps creux (lourdise nervures)

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 :

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

$$h_t \geq \frac{\mathrm{L}}{22.5} \qquad \textbf{[Art B.7.2.2] (2)}$$

h_t: L'épaisseur du plancher.

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

Pour notre projet : L=500cm

$$\frac{500}{25} \leq h_t \leq \frac{500}{20} \Rightarrow 20\ \text{cm} \leq h_t \leq 25\ \text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{500}{22.5} \Rightarrow \text{ht} \geq 22.22\ \text{cm}$$

On adopte : $h_t = d + e \Rightarrow h_t = 20+4$ cm.

Avec :

d : l'épaisseur du corps creux ;

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

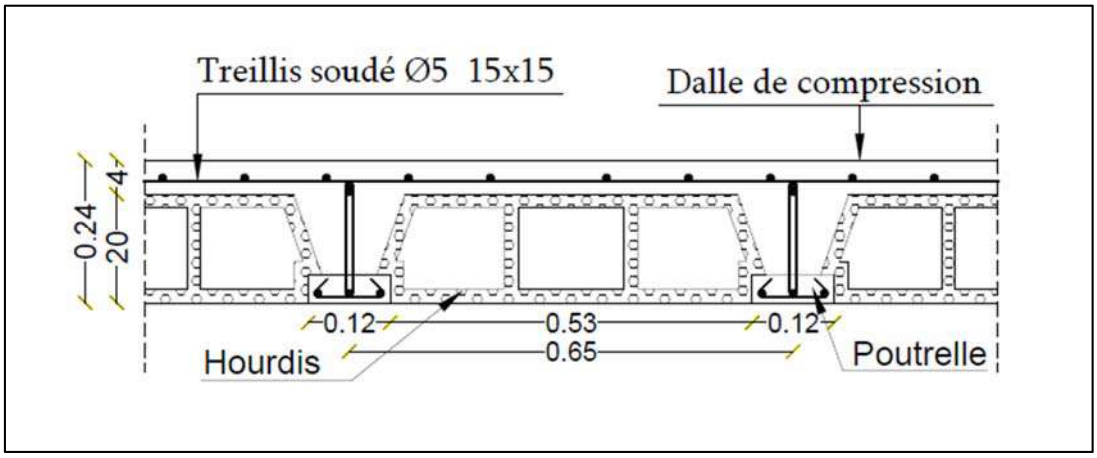


Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux

II.2.2. Planchers dalles pleines

On va utiliser ce type de plancher pour les panneaux qui ont une forme irrégulière, 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

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

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

e: épaisseur de la dalle.

Pour le cas de notre structure, on a : L = 1.65 m.

$$\frac{165}{35} \leq e \leq \frac{165}{30} \Rightarrow 4.71\ cm \leq e \leq 5.5\ cm$$

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. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section. 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 entre nu d'appui ;

h : la hauteur de la poutre ;

b : la largeur de la poutre.

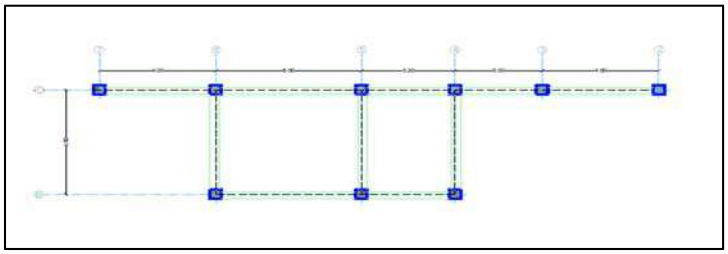


Figure II.2. Dimensionnement de la poutre principale

Tableau II.1 : Pré dimensionnement des poutres

	Poutres principales Axes 7-8	Poutres secondaires Axes B-C
Conditions de résistance	L= 500 cm ⇒ 33.33cm ≤ h ≤ 50cm On adopte : h = 40cm ⇒ 28cm ≤ b ≤ 40cm On adopte : b=30cm	L= 450 cm ⇒ 30cm ≤ h ≤ 45cm On adopte : h=35cm ⇒ 24.5cm ≤ b ≤ 35cm 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

D'après les règles de CBA93, les Vérification selon le RPA 99 (version 2003) on prendre les sections suivant :

- Pour les poutres principales, on adopte la section : $(b \times h) = 30 \times 40$ cm.
- Pour les poutres principales, on adopte la section : $(b \times h) = 30 \times 35$ cm.

II.4. Pré 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 $(N_u \leq \overline{N})$et la descente des charges permanentes et des charges d'exploitations à l'état limite ultime.

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 :

$N_u^* = 1.1 N_u$ [Art B.8.11] (2)

II.4.1. Etapes de pré dimensionnement

- Calcul de la capacité portante $\overline{N}$ 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 RPA: [Art 7.4.1] (1)

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

$N_u \leq \overline{N} = \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$ [Art 7.4.1] (1)

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.

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

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

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

- Selon la réglementation en rigueur du CBA93

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.4.1.1. Calcul de la capacité portante $\overline{N}$

Tableau II.2. Capacité portante $\overline{N}$ pour chaque section de poteau

Niveau	B(mm²)	$B_r(mm^2)$	l_f(m)	i (m)	λ	α	$A_s(mm^2)$	$\overline{N}$
8éme	350x350	108900	2.261	0.101	22.38	0.786	122.5	1618.089
7éme	350x350	108900	2.261	0.101	22.38	0.786	122.5	1618.089
6éme	350x350	108900	2.261	0.101	22.38	0.786	122.5	1618.089
5éme	400x400	144400	2.261	0.115	19.58	0.800	160	2183.581
4éme	400x400	144400	2.261	0.115	19.58	0.800	160	2183.581
3éme	400x400	144400	2.261	0.115	19.58	0.800	160	2183.581
2éme	450x450	184900	2.261	0.130	17.41	0.810	202.5	2830.345
1ére	450x450	184900	2.261	0.130	17.41	0.810	202.5	2830.345
RDC	450x450	184900	2.618	0.130	20.15	0.797	202.5	2785.614
Sous sol	450 x450	184900	2.261	0.130	17.41	0.810	202.5	2830.345

II.4.1.2. Choix du poteau le plus sollicité

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

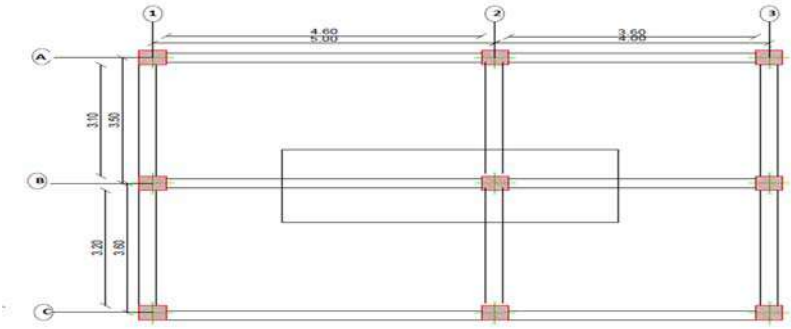


Figure II.3. Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

Calcul de la surface reprise par le poteau

$S_{totale} = (2.35 + 0.30 + 1.85) * (1.65 + 0.3 + 1.60) \Rightarrow S_{totale} = 15.975\ m^2$

$S_{plancher} = (2.35 + 1.85) * (1.65 + 1.60) \Rightarrow S_{\text{plancher}} = 13.65\ m^2$

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

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

II.4.2. Evaluation des charges

II.4.2.1. Charges permanentes

II.4.2.1.1. Maçonnerie

a) Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II.3. 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	DTR B.C.2.2 C.2-Enduits
2	Brique creuse	0.10	9	0.90	DTR B.C.2.2 C.1-Maçonnerie
3	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36	DTR B.C.2.2 C.2-Enduits
TOTAL				1.62	

b) Murs extérieurs (double cloison)

Tableau II.4. 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	DTR B.C.2.2 C.2- Enduits
2	Brique creuse	0.10	90	0.90	DTR B.C.2.2 C.1- Maçonnerie
3	Lame d'air	0.05	/	/	-
4	Brique creuse	0.10	90	0.90	DTR B.C.2.2 C.1- Maçonnerie
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	DTR B.C.2.2 C.2- Enduits
TOTAL				**2.52**	

II.4.2.1.2. Plancher terrasse

Tableau II.5. Charge permanente du plancher terrasse

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)	Article de référence
1	Gravillon roulé 8/15	0.04	20	0.80	DTR.B.C.2.2 C.5-TOITURES
2	Etanchéité multicouche	0 .02	6	0.12	DTR.B.C.2.2 C.5-TOITURES
3	Papier Kraft	/	/	0.05	DTR.B.C.2.2 C.5-TOITURES
4	Forme de pente	0.10	22	2.20	DTR.B.C.2.2 C.5-TOITURES
5	Film polyane	/	/	0.01	DTR.B.C.2.2 C.5-TOITURES
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16	DTR.B.C.2.2 B-POID VOLUMIQUE
7	Pare vapeur	/	/	0 .06	DTR.B.C.2.2 C.5-TOITURES
8	Plancher corps creux (20+4)	0.24	/	3.2	DTR.B.C.2.2 C.3- PLANCHER
9	Enduit en ciment	0.02	10	0.2	DTR B.C.2.2 C.2- Enduits
TOTAL				6.80	

II.4.2.1.3. Plancher courant :

Tableau II.6. Charge permanente du plancher courant

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)	Article de référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	DTR.B.C.2.2 C.4- REVETEMENT DU PLANCHER
2	Mortier de pose	0.02	/	0.40	DTR.B.C.2.2 C.4- REVETEMENT DU PLANCHER
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR.B.C.2.2 ANEXEX VI -A
4	Plancher corps creux (20+4)	0.24	/	3.2	DTR.B.C.2.2 C.3- PLANCHER
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.2	DTR B.C.2.2 C.2- Enduits
6	Cloison simple	0.10	/	1.62	DTR.B.C.2.2 C.1- MACONNERIE
TOTAL				6.36	

II.4.2.1.4. Plancher à dalle plein

Tableau II.7. Charge permanente du Plancher à dalle plein

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)	Article de référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	DTR.B.C.2.2 C.4-REVETEMENT DU PLANCHER
2	Mortier de pose	0.02	/	0.40	DTR.B.C.2.2 C.4-REVETEMENT DU PLANCHER
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR.B.C.2.2 ANEXEX VI -A
4	Plancher (dalle plein)	0.15	25	3.75	DTR.B.C.2.2 C.3- PLANCHER
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	DTR B.C.2.2 C.2- Enduits
TOTAL				5.45	

II.4.2.2. Charges d'exploitation

- Terrasse inaccessible : Q=1 kN/m² [Art7.3.3 (3).B.C.2.2]
- Etage courant (Habitation): Q=1.5 kN/m² [Art7.1 (3).B.C.2.2]
- RDC (Commerce): Q=5 kN/m² [Art7.2.2 (3).B.C.2.2]

II.4.3.Descente des charges [DTR charge et surcharge B.C.22]

II.4.3.1. 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.8. Charges permanentes cumulées des surfaces reprises

Niveau	$G_{plancher}(kN)$	$G_{pp}(kN)$	$G_{ps}(kN)$	$G_{ptx}(kN)$	$G_{niveau}(kN)$	$G_{cumulée}(kN)$
8éme	92.820	9.892	12.600	8.531	123.843	123.843
7éme	86.814	9.892	12.600	8.531	117.837	241.680
6éme	86.814	9.892	12.600	8.531	117.837	359.517
5éme	86.814	12.920	12.600	8.531	120.865	480.383
4éme	86.814	12.920	12.600	8.531	120.865	601.248
3éme	86.814	12.920	12.600	8.531	120.865	722.113
2éme	86.814	16.352	12.600	8.531	124.297	846.410
1ére	86.814	16.352	12.600	8.531	124.297	970.707
RDC	86.814	18.934	12.600	8.531	126.879	1097.586
Sous-sol	86.814	16.352	12.600	8.531	124.297	1221.883

II.4.3.2. Charges d'exploitation

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

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

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

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

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

Q_8 = 5 kN/m² (usage commerce).

8émé étage : Q_0

7émé étage : $Q_0 + Q_1$

6émé étage : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

5émé étage : $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

4émé étage : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

3ier étage : $Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

2éme étage: $Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

1éme étage : $Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

RDC : $Q_0 + 0.69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

Sous-sol : $Q_0 + 0.66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q9)$

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

Tableau II.9. Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises

Niveau	Q (kN)	3+n/2n	$Q_{cumulée}$(kN)
8éme	15.975	0	15.975
7éme	23.963	1	39.938
6éme	23.963	0.95	61.504
5éme	23.963	0.9	80.674
4éme	23.963	0.85	97.448
3éme	23.963	0.8	111.825
2éme	23.963	0.75	123.806
1ére	23.963	0.71	135.069
RDC	79.875	0.69	186.828
Sous-sol 1	39.938	0.66	205.758

II.4.4. L'effort normal ultime N_u :

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

Tableau II.10. Vérification de l'effort normal des poteaux

Niveau	B(mm²)	G (kN)	Q (kN)	N_u (kN)	Nu*1.1(kN)	$\overline{N}$ (kN)	Nu*1.1 ≤ $\overline{N}$
8éme	350x350	123.843	15.975	191.151	210.266	1618.089	123.843
7éme	350x350	241.680	39.938	386.175	424.792	1618.089	241.680
6éme	350x350	359.517	61.504	577.604	635.364	1618.089	359.517
5éme	400x400	480.383	80.674	769.527	846.480	2183.581	480.383
4éme	400x400	601.248	97.448	957.856	1053.641	2183.581	601.248
3éme	400x400	722.113	111.825	1142.590	1256.849	2183.581	722.113
2éme	450x450	846.410	123.806	1328.363	1461.200	2830.345	846.410
1ére	450x450	970.707	135.069	1513.058	1664.364	2830.345	970.707
RDC	450x450	1097.586	186.828	1761.983	1938.181	2785.614	1097.586
Sous-sol	450x450	1221.883	205.758	1958.180	2153.998	2830.345	1221.883

Toutes les valeurs de 1.1Nu sont inferieur aux valeurs de Nu.

Conclusion

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent faire l'objet d'un changement de dimensionnement après le calcul dynamique.

II.5.Pré 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.

$a \geq Max\left[15cm, \frac{h_e}{25}\right] \Rightarrow$ pour he $= 3.74$ $a \geq Max\left[15cm, \frac{(3.74-0.35)}{25} = 13.56cm\right]$

=17cm

Pour he = 3.23 $a \geq Max\left[15cm, \frac{(3.23-0.35)}{25} = 11.52cm\right] = 17cm$

On peut adopter une épaisseur de 17cm pour des raisons de calcul (zone IIa, bâtiment en 9 niveaux).

II.6.Conclusion

Dans ce chapitre ; et après tous les calculs et leurs vérification selon les règlements, on conclure que le pré dimensionnement des éléments résistes sont :

- Le plancher : (20+4) cm
- Dalle pleine : 15 cm
- Les poutres :

  Pour les poutres principales: $(b \times h) = 30 \times 4$ cm

  Pour les poutres principales: $(b \times h) = 30 \times 35$ cm.

- Les poteaux :

  (35x35) : 6+7+8 étages

  (40x40) : 3+4+5 étages

  (45x45) : s-sol + RDC+ 1 +2 étages

- L'épaisseur du voile : 17cm

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

III.2.Acrotère

III.2.1.Introduction

L'acrotère est sollicité à la flexion composée, il est calculé comme étant une console encastrée au niveau du plancher terrasse, soumis à :

- Un effort normal dû à son poids propre ;
- Une surcharge due au vent estimé à 100Kg/ml

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

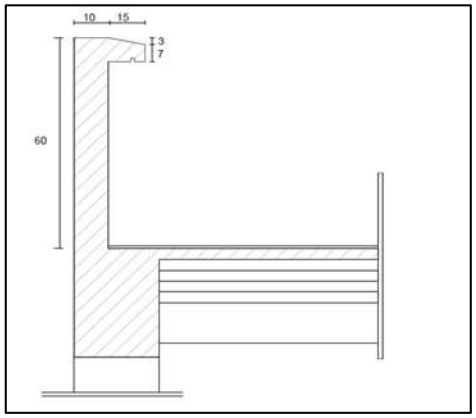


Figure III.1:L'acrotère

II.2.2. Evaluation des charges et surcharges

- **surface de l'acrotère**

$G_{acrotère}$ = poids volumique de béton*la surface

$G_{acrotère}$ = 25* (0.1*0.60+0.03*0.15*0.5+0.07*0.15)=1.819KN/ml

- **Revêtement**: 2(0,015x0, 6x18) = 0,324 KN/ml.

  G=0.324+1.819=2.143 KN/ml.

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

Charges permanentes	G=2.143 KN/ml
Charges d'exploitation	Q=1 KN/ml

III.2.3. Détermination des efforts

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

	ELU	ELS
Effort normal	$N_u = 1.35G = 2.893$ kN	$N_u = G = 2.893$ kN
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5\ Q.h = 0.9$ kN.m	$M_{ser} = Q.h = 0.6$ kN.m
Effort tranchant	$T_u = 1.5\ Q = 1.5$ kN	$T_{ser} = Q = 1$ kN

Espacement des aciers toujours veut :

$$S_t = \frac{b-2c-n\emptyset}{n-1} \leq S_{min} = \text{Min}[\ 3h\ ;\ 33cm\ ]$$

Tableau III. 3 : La section d'armatures

fc28= 25Mpa	f_{tj}=2.1Mpa	Fe=400Mpa	σb_{adm}= 14.16 Mpa	σs_{adm}= 348 Mpa
A = 4.4 cm^2	A choisie= 6HA10 = 4.71 cm^2			St=10cm
A_{rep}=1.18 cm^2	A choisie= 3HA8 = 1.51 cm^2			St=10cm

III.2.4. Vérification à l'état limite de service (ELS)

Tableau III.4 : Vérification des contraintes

Vérification des contraintes a L'ELS				Vérification au cisaillement		
σ_b=0.34 Mpa	$\overline{\sigma_b} = 15Mpa$	CV		τ_{adm}=2.5Mpa	τ=0.02Mpa	CV
$\sigma_s = 2.16$Mpa	$\sigma_s{}'$=2.72 Mpa	$\overline{\sigma_s}$=201 Mpa	CV			

Conclusion : lorsque les contraintes a ELS est vérifier donc on adoptera les sections calculées a ELU.

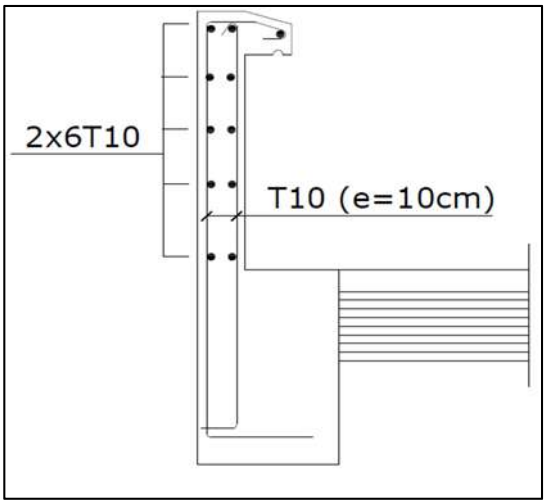


Figure III. 2 : ferraillage de l'acrotère

III.3. Les poutrelles

III.3.1. Introduction

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

- Avant coulage
- Après coulage

III.3.2. 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.

III.3.2.1. Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage

Tableau III.5: détermination les charges et surcharges

L(m)	Surcharge d'exploitation Q(KN)	Charge permanente G KN /ml	
4.5 m	Q = max1KN ; 0.5L	Poids de la poutrelle	Poids du corps creux
		0.04x0.12x25= 0.12	0.65x1 = 0.65
	Q =2.25 KN	0.12+0.65=0.77	

III.3.2.2. Calcul des moments à ELU

$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$

$M_G = GL^2/8$, $M_Q = GL/4$

$M_G = 1.8kN.m$, $M_Q = 2.53kN.m$ ⇒ $M_u = 6.43kN.m$

$\mu = \frac{M_u}{b\, d_0^{\,2}\, \sigma_b} = 4.19$, $\mu_l = 0.392$ (tableau)

$\mu = 4.19 \gg \mu_l = 0.392$

Donc, on doit prévoir des étaiements.

III.3.2.3.Calcule des étaiements

$$f_{max} < \bar{f} \quad avec : \bar{f} = \begin{cases} \frac{L(cm)}{500} & si\ L \leq 5m \\ \frac{0.5 + L}{1000} & si\ L > 5m \end{cases}$$

$$On\ a : \quad L = 4.50\ m < 5m \Rightarrow \bar{f} = \frac{450}{500} = 0.90\ cm \quad ; \quad f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI}$$

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} == 407.2mm$$

Remarque

La flèche maximale de la poutrelle est plus grande par rapport à la flèche admissible, cependant les dimensions des sections de la poutrelle est faible, à cette effet il faut prévoir des étaiements pour minimiser la flèche max.

Tableau III.6 : détermination le nombre d'étaiement

Nombre d'étais	**L (m)**	**G (kN /ml)**	**Q (kN)**	**E (MPa)**	**I (m^4)**	**f (cm)**	**$\bar{f}$ (cm)**	**$f \leq \bar{f}$**
0	4500	0.77	2.25	32164.195	640000	407.226	9	Non vérifiée
1	2250	0.77	1.125	32164.195	640000	25.452	4.5	Non vérifiée
2	1500	0.77	1	32164.195	640000	5.881	3	Non vérifiée
3	1125	0.77	1	32164.195	640000	2.221	2.25	vérifiée

Conclusion

Il faut prévoir trois étais le long de la travée espacés de 1.00 m pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage de la dalle de compression.

III.3.3. Après coulage

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.

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

III.3.3.1.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 n'a pas une charge concentrée

$2 - 0.8 \leq \dfrac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \quad \Rightarrow \quad \text{CV}$

$3 - \text{La fissuration doit étre peu nuisible} \quad \Rightarrow \quad \text{CV}$

III.3.3.1.1. Exposé de la méthode

Il faut vérifier les trois inégalités

$$1 - \; M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq Max[1.05M_0\,;(1+0.5\alpha)M_0]$$

$$2 - \begin{cases} \dfrac{1.2+0.3\alpha}{2}M_0 & \text{pour les trvées de rive} \\ \dfrac{1+0.3\alpha}{2}M_0 & \text{pour les travées intermediaire} \end{cases} \qquad avec\ \alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

$$3 - M_a$$

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

III.3.3.2. Conditions d'application de la méthode Caquot

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

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

Tableau III.7 : méthode CAQUOT

Moment isostatique Mo	$\frac{qL^2}{8}$	
Moment en travée Mt	$M_t = M_o - \frac{M_e + M_w}{2}$	
Moment a l'appui Ma	Appuis de rives	$0.2M_0$
	Appuis intermédiaires	$M_{app} = \frac{q_w\ l'^{3}_w + q_e\ l'^{3}_e}{8.5\ (l'_w + l'_e)}$
Longueurs fictives l'	Travée de rive	L
	Travée intermédiaire	0.8L
Effort tranchant T	Tw	$(\frac{ql}{2}) + (\frac{M_w - M_e}{L})$
	Te	$-(\frac{ql}{2}) + (\frac{M_w - M_e}{L})$

III.3.3.3. type des poutrelles

Le calcul des poutrelles se fait au type le plus défavorable, donc on obtient trois types :

Type 1 :deux travées

Type 2 :trois travées

Type 3 :cinq travée

III.3.3.3.1. Les sollicitations max en travée et aux appuis

Tableau III.8 : les sollicitations max en travée et aux appuis

	ELU				ELS		
	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T KN	M_0 (KN.m)	M_{tser} (KN.m)	M_{aser} (KN.m)	M_0 (KN.m)
Plancher terrasse	7.977	10.299	15.683	17.571	7.235	7.730	12.833
Habitation	10.790	8.094	16.165	17.829	5.871	7.790	12.932
commerce	12.154	15.942	23.997	26.466	9.306	11.258	18.691

Commentaire : le tableau représente les moments max à trois usages déférents.

III .3.3.4. Calcul du ferraillage et vérification des contraintes des poutrelles

III .3.3.4.1.Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher terrasse

Tableau III.9 : La section d'armatures

Plancher terrasse				
f_{c28}=25.MPA	f_{tj}=2.1 MPA	Fe = 400MPA	$\sigma_{b\,adm}$= 15 MPA	$\sigma_{s\,adm}$=348 MPA
En travée	A = 1.05 cm^2	$A_{choisir}$ = 2HA10=1.57cm^2		
En appui	A = 1.66 cm^2	$A_{choisir}$ = 1HA10+1chHA12		

III .3.3.4.2.Vérification des contraintes à l'ELS du plancher terrasse

Tableau III.10 : Vérification des contraintes

Vérification des contraintes à LELS CBA art A.4.5.3			Vérification au cisaillement CBA art A.5.1.2.1.1			
En travée	σ_b=2.31MPA	$\sigma_{b\,adm}$= 15 MPA	Vérifie	τ_u= 0.594 MPA	τ_{adm} = 3.33 MPA	C.V
En appui	σ_b=6.73MPA	$\sigma_{b\,adm}$= 15 MPA	Vérifie			
Vérification de la flèche				f = 3.3 mm	f_{adm} = 9 mm	C.V

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

III .3.3.4.3.Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher courant

Tableau III.11 : La section d'armatures de la poutrelle du plancher courant

Plancher terrasse				
f_{c28}=25.MPA	f_{tj}=2.1 MPA	Fe = 400MPA	$\sigma_{b\,adm}$= 15 MPA	$\sigma_{s\,adm}$=348 MPA
En travée	A = 1.07cm^2	$A_{choisir}$ = 2HA10 = 1.57 cm^2		
En appui	A = 1.69 cm^2	$A_{choisir}$ = 1HA10+1chHA12 = 1.92 cm^2		

III .3.3.4.4.Vérification des contraintes à l'ELS du plancher courant

Tableau III.12 : Vérification des contraintes de la poutrelle du plancher courant

Vérification des contraintes à LELS CBA art A.4.5.3			Vérification au cisaillement CBA art A.5.1.2.1.1			
En travée	σ_b=2.33MPA	$\sigma_{b\,adm}$= 15 MPA	Vérifie	τ_u= 0.612 MPA	τ_{adm} = 3.33 MPA	Vérifie
En appui	σ_b=6.78MPA	$\sigma_{b\,adm}$= 15 MPA	Vérifie			
Vérification de la flèche				f = 3.4 mm	f_{adm} = 9 mm	Vérifie

III .3.3.4.5.Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher commerce

Tableau III.13 : La section d'armatures de la poutrelle du plancher commerce

Plancher terrasse				
f_{c28}=25.MPA	f_{tj}=2.1 MPA	Fe = 400MPA	$\sigma_{b\,adm}$= 15 MPA	$\sigma_{s\,adm}$=348 MPA
En travée	A = 1.61cm^2	$A_{choisir}$ = 3HA10 = 2.36cm^2		
En appui	A = 2.67 cm^2	$A_{choisir}$ = 1HA10+2chHA12 = 3.05 cm^2		

III .3.3.4.6. Vérification des contraintes à l'ELS du plancher commerce

Tableau III.14 : Vérification des contraintes de la poutrelle du plancher commerce

Vérification des contraintes à LELS CBA art A.4.5.3			Vérification au cisaillement CBA art A.5.1.2.1.1			
En travée	σ_b=3.11MPA	$\sigma_{b\,adm}$= 15 MPA	Vérifie	τ_u= 0.909 MPA	τ_{adm} = 3.33 MPA	Vérifie
En appui	σ_b=8.08MPA	$\sigma_{b\,adm}$= 15 MPA	Vérifie			
Vérification de la flèche				f = 4.6 mm	f_{adm} = 9 mm	Vérifie

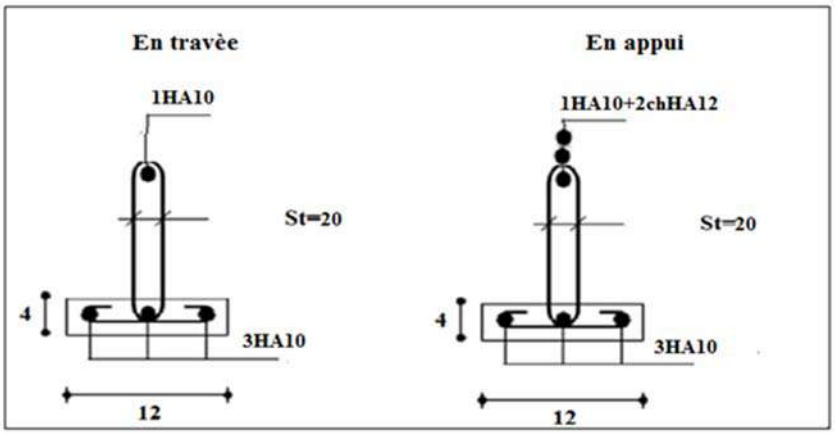


Figure III.3 : ferraillage des poutrelles

III.4. Ferraillage de la table de compression

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

D'après l'article [B.6.8.4.2.3], le règlement CBA 93 exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

On adopte un quadrillage carré de mailles (15×15) cm^2

Armatures :

$$A_t = 0.02.L.\frac{200}{f_e} = \frac{4.L}{f_e} \qquad 50\ cm \leq L \leq 80\ cm$$

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage)

A_t : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Donc : $A_t = 0.5\ cm^2$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles aux nervures.

On choisit un treillis soudé : TLE520 ; f_e=520 MPa ; Ø=6mm

III.5. Les escaliers

III.5.1.Introduction

L'escalier est un élément secondaire dans la construction servent à relier les étages entre eux et permet la circulation verticales dans Le bâtiment.

III.5.2. Dimensionnement

Dans notre structure, On à un escalier droit composé de deux volées, Le schéma statique de ce type d'escalier est comme présenté dans la figure ci-dessous :

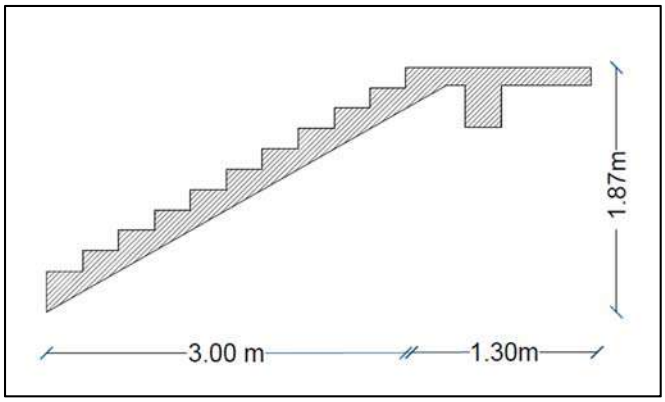


Figure III.4 : Schéma statique d'une volée d'escalier

III .5.2.1.dimensions de l'escalier

- **L'angle d'inclinaison α**:

$$\tan\alpha = \frac{H}{L}$$

- **Longueur de la paillasse**

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

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

Avec : g : largeur de la marche

h : hauteur de la contremarche.

n : le nombre de contremarche.

$59cm \leq g+2h \leq 66cm$ $\quad g = \frac{L}{n-1}$ et $h = g = \frac{H}{n}$

Détermination de n, g, h :

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

- **Epaisseur de la paillasse**

Condition de résistance

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

Le résultat dans le tableau suivant :

Tableau .III.15 : Dimensions de l'escalier

H (m)	L(m)	tg	Arc tg α	L_0(m)	L_{total}(m)	n	g cm	h cm	e cm
1.87	3.00	0.62	31.94	3.53	4.83	10	30	17	17

III.5.3. Evaluation des charges et surcharges : DTR Charges permanentes charges d'exploitation

III.5.3.1. Charges permanentes

Tableau III.16 : 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	DTR B.C.2.2C.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	DTR B.C.2.2C.2-ENDUITS
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR B.C.2.2ANEXES VI-A
4	Poids propre de la marche	0.17/2	25	2.125	DTR B.C.2.2 B-POIDSVOLUMIQUES
5	Poids propre de la paillasse	0.17/cosα	25	5.02	DTR B.C.2.2 B-POIDSVOLUMIQUES
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	DTR B.C.2.2C.2-ENDUITS
TOTAL		8.845			

Tableau III.17 : 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	DTR B.C.2.2C.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	DTR B.C.2.2C.2-ENDUITS
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR B.C.2.2ANEXES VI-A
4	Poids propre du palier	0.17	25	4.25	DTR B.C.2.2 B-POIDSVOLUMIQUES
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	DTR B.C.2.2C.2-ENDUITS
TOTAL				5.95	

III. 5.3.2. 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.

Tableau III.18 : Combinaisons des charges dans l'escalier

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	$P_u(kN/ml)$	$P_{ser}(kN/ml)$
Paillasse	8.845	2.5	15.69	11.345
Palier	5.95	2.5	11.78	8.45

III.5.4. Détermination des efforts

Tableau III.19 : les sollicitations à l'EL U et l'ELS

Sollicitations	$M_t(kN.m)$	$M_a(kN.m)$	$T(kN)$
ELU	24.60	14.47	30.25
ELS	17.79	10.46	21.87

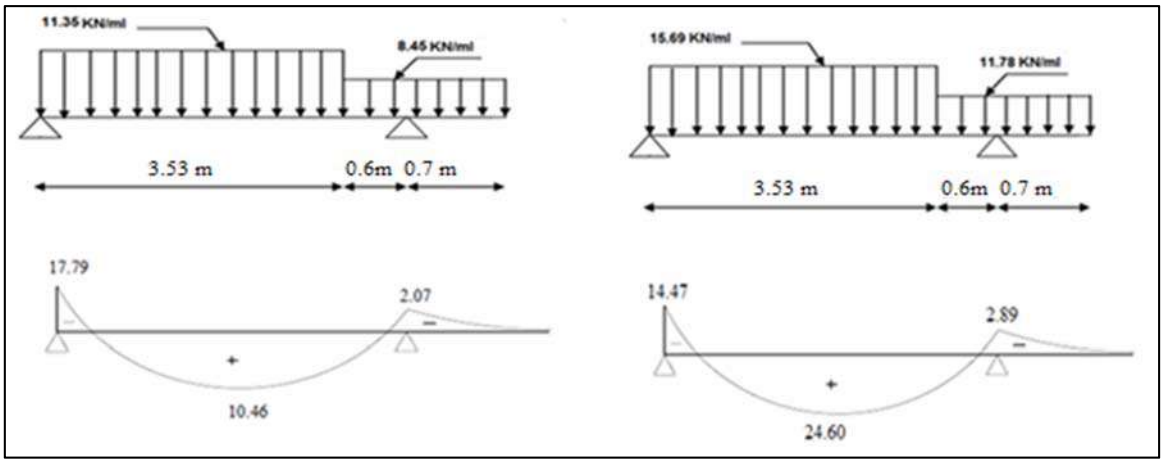


Figure III.5 : Diagrammes des sollicitations à l'EL U et l'ELS

III.5.5.Ferraillage

III.5.5.1. Armatures longitudinales

Le calcul de ferraillage sera fait par la méthode forfaitaire pour une bonde de 1m

Tableau III.20 : Section d'armatures longitudinales dans l'escalier

f_{c28}=25 MPA	f_{tj}=2.1 MPA	Fe = 400MPA	σ_{b}adm= 15 MPA	σ_{s}adm=348 MPA	f_{c28}=25 MPA
En travée	A = 5.10 cm^2	$A_{choisir}$ = 7HA12 = 7.92 cm^2			St = 15 cm
En appui	A = 2.94 cm^2	$A_{choisir}$ = 4HA12 = 4.52 cm^2			St = 15 cm
En travée $A_{rép}$=1.98 cm^2	A rép choisir = 3HA10 = 2.36 cm^2				St = 25 cm
En appui $A_{rép}$=1.13 cm^2	A rép choisir = 3HA10 = 2.36 cm^2				St = 25 cm

Condition de non fragilité

$$\text{On vérifie : } A \geq A_{min} = \frac{B}{1000} \quad , \quad \text{Avec : B} = 1.7m.$$

Tableau III.21 : Vérification de la section d'armatures

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A \leq A_{min}$
Travée	7.92	1.70	CV
Appuis	4.52	1.70	CV

III.5.6. Vérification à l'ELS

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

Tableau III.22 : Vérification des contraintes

Vérification les contraintes à l'ELS						
En travée	σ_b=5.75 MPA	$\sigma_b$adm= 15 MPA	$\sigma_b \leq \sigma_b$adm Vérifie	σ_s=174.13 MPA	$\sigma_s$adm= 348 MPA	$\sigma_s \leq \sigma_s$adm Vérifie
En appui	σ_b=4.15 MPA	$\sigma_b$adm= 15 MPA	$\sigma_b \leq \sigma_b$adm Vérifie	σ_s=174.91 MPA	$\sigma_s$adm= 348 MPA	$\sigma_s \leq \sigma_s$adm Vérifie
Vérification au cisaillement			τ_u= 0.209		τ_{adm} =3.33 MPA	$\tau_u \leq \tau_{adm}$ Vérifie

III.5.7. Vérification de la flèche

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

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{466} = 0.0365 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{17.79}{20 * 20.93} = 0.042 \qquad (CNV)$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{7.92}{100 * 14.5} = 0.00546 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \qquad (CNV)$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

On doit passer au calcul des flèches;
Les étapes de calcule de la fléché dans [CBA l'annexes D (CBA93)]

Tableau III.23 : Valeur de la flèche

A (cm²)	M ser (KN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	Y_G (cm)	I_0 (cm^4)
7.92	17.79	0.005	159.867	0.343	9.430	49219.938
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	ΔF <F_{adm}
23353.394	35448.278	5.143	10.165	5.022	9.320	C.V

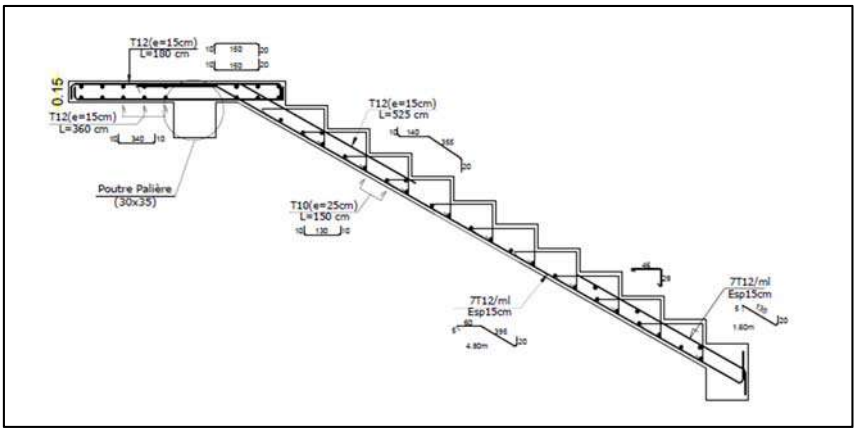


Figure III.6: Ferraillage d'escalier.

III.6. La poutre palière

III.6. 1.Introduction

La poutre palière est la poutre située au niveau du palier de repos, elle a pour rôle d'assurer un deuxième appui pour l'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

III.6.2. 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 entre axe.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre

Tableau III.24 : Pré dimensionnement de la poutre palière

Poutre Palière		
Conditions de résistance	L = 3.20m $21.33cm \leq h \leq 32cm$ *On adopte* $h = 30cm$ $9cm \leq b \leq 21cm$ *On adopte* $b = 25cm$	
Vérification selon le RPA	$b = 25\ cm \geq 20\ cm$ $h = 30\ cm \geq 30\ cm$ $\frac{h}{b} = 1.2 \leq 4.0$	C V C V C V

Conclusion : Pour la poutre palière, on adopte la section : (b×h) = (25×30) cm²

III.6.3. Charges revenant à la poutre

Poids propre de la poutre : Pp=0.25×0.30×25=1.875 KN/ml

Les réactions d'appuis :

R ELU 30.25 KN ; R ELS 21.87 KN

III.6.4. Calcul des efforts

La poutre palière de l'escalier est encastrée aux deux extrémités, le calcul se fait pour une poutre hyperstatique.

- $R_A = R_B = \frac{PL}{2}$
- T = -PL
- $M_{appui} = M_A = M_B = \frac{PL^2}{12}$
- $Mt = \frac{PL^2}{24}$

Tableau III.25 : Sollicitations de la poutre palière

ELU	ELS
Ru=34.30 KN	Rser=24.86 KN
Pu=21.44 KN/ml	Pser=15.54 KN/ml
M_0=27.44 KN/m²	M_0=19.89 KN/m²
Ma=-18.29 KN/m²	M a=-13.26KN/m²
Mt=9.15 KN/m²	Mt=6.63 KN/m²
Tu=34.30 KN	Tser=24.87 KN

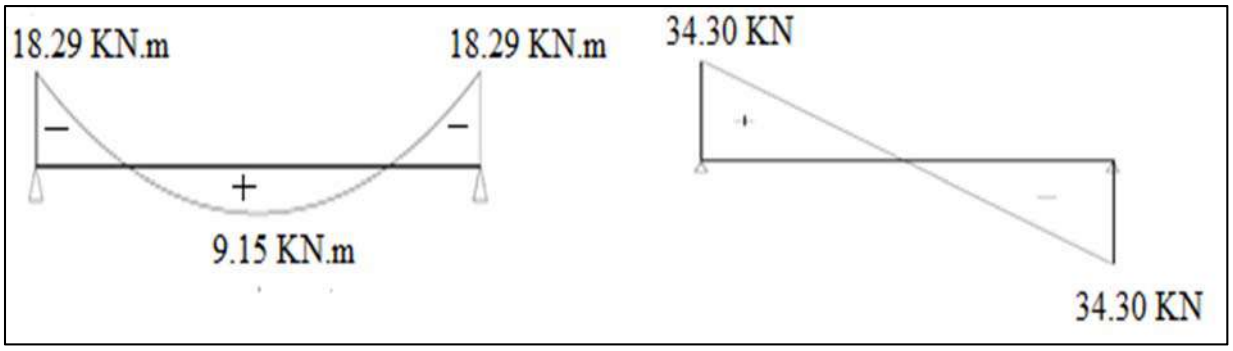


Figure III.7. Diagramme des moments et des efforts tranchants de la poutre palière à l'E.L.U

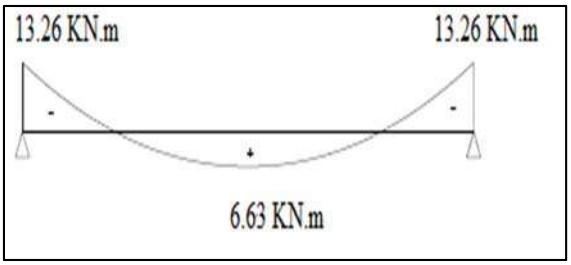


Figure III.8. Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L.S

III.6.5. Calcul de ferraillage

$$A_{min} \leq A \leq A_{max}$$

- A_{min}=0.5% b*h
- A_{max}=4% b*h (zone courante).
- A_{max}=6% b*h (zone de recouvrement).

III.6.5.1.Armatures longitudinales

Tableau III.26: Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	M(KN.m)	μ	β	A calcule	A'	A_{min}	espacement	A adopt
A travée	9.15	0.034	0.983	0.91	0	3.75	zone courante 30	4HA12=4.52
							zone recouvrement 45	
A ppuis	18.29	0.068	0.965	1.97	0	3.75	zone courante 30	4HA12=4.52
							zone recouvrement 45	

III.6.5.2. Vérifications

a- Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u = T_u / b_0.d$

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

Tableau III.27 : Vérification de l'effort tranchant de la poutre palière

Section	T(kN)	$\tau(kN)$	$\bar{\tau}(kN)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
25X30	34.30	0.50	3.33	CV

b- Armatures transversales

$\Phi t \leq Min\left[h/35, \Phi l \leq ; b/10\right]$

$A_t = \frac{Tmax}{fe/\gamma s}$

$a_t = \frac{\pi \times \Phi t^2}{4}$

$A_t = a_t \times n_t$

Tableau III.28 : Armatures transversales

$\emptyset(cm)$	a_t cm^2	n_t	$A_{t\ calculé}(cm^2)$	A_t adobté(cm^2)
0.8	0.5	2	0.986	2HA8 = 1.01

On doit verifier:

$S_t \leq$ Min [0.9d ; 40cm]=24.75cm.

$S_t \leq \frac{0.9At.(fe/\gamma s)}{b(\tau_u - 0.3f_{t28})} =$ -110.94 cm

Donc on prend:

$S_t = \overline{S}_t =$ 24.75 cm

c- Vérification vis-à-vis RPA99 (version2003) Art.7.5.2.2RPA CBA

Zone nodal: $S_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{4}; 12\emptyset\right] =$7.00 cm.

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

d- Section minimal d'armatures transversales

$A_t \geq \frac{0.4 b_0 St}{fe}$

Zone nodale 1.01 cm$^2 \geq$ 0.175 cm^2 CV

Zone courante 1.01 cm$^2 \geq$ 0.30 cm^2 CV

$At_{min} = 0.003 S_t * b \leq A_t$

Zone nodale 0.9 cm2 $\leq$ 1.01 cm^2 CV

Zone courante 0.525 cm2 $\leq$ 1.01 cm^2 CV

e- Vérification de compression dans la bielle de béton

a=Min [b-c-2 ; 0.9d]=Min [25.5 ; 24.75]=20.5cm

$V_u \leq 0.4.(\frac{fc_{28}}{1.5})$ b.a

V_u=32.38 KN ≤ 341.66KN CV

f- Vérification à l'E.L.S

Tableau III.29 : Vérification de la poutre palière à l'E.L.S

	A(cm²)	M_{ser} $(kN.m)$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	4.52	6.63	17.06	348	CV	1.59	15	CV
En appuis	4.52	-13.26	121.06	348	CV	4.47	15	CV

g- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{320} = 0.094 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad (CV)$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{320} = 0.094 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{6.63}{10 * 19.89} = 0.033 \qquad (CV)$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{4.52}{30 * 27.5} = 0.0066 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \qquad (CV)$$

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

III.7.Dalle pleine

III.7.1.Introduction

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

III.7.2.Méthode de calcul

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

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

III.7.3.Principe de calcul

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro

Des Travaux Externes - Σ des Travaux Internes = 0

a) Travail externe

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

$$\mathbf{Text} = P.f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

Text = charge répartie **x** Surface **x** déplacement du centre de gravité de la surface

b) Travail interne

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

$$\mathbf{Tint = M.l.}\theta$$

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

III.7.4 .Calcul des actions

$$G = 5.45\ kN/m^2 \quad , \quad Q = 3.5\ kN/m^2 \quad , \quad l = 2.25\ m$$

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 * 5.45) + (1.5 * 3.5) = 12.6075\ kN/ml$$

$$P_{ser} = 5.45 + 3.5 = 8.95 kN/ml$$

III.7.5 .Schéma statique

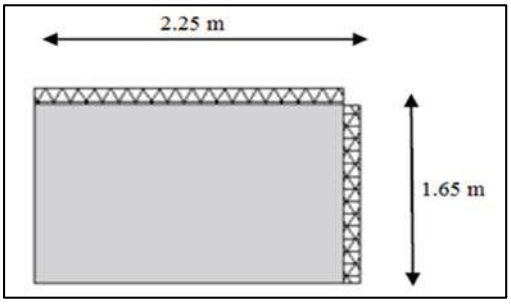


Figure III.10. Schéma statique du la dalle pleine

III.7.6 .Calcule rupture de la dalle

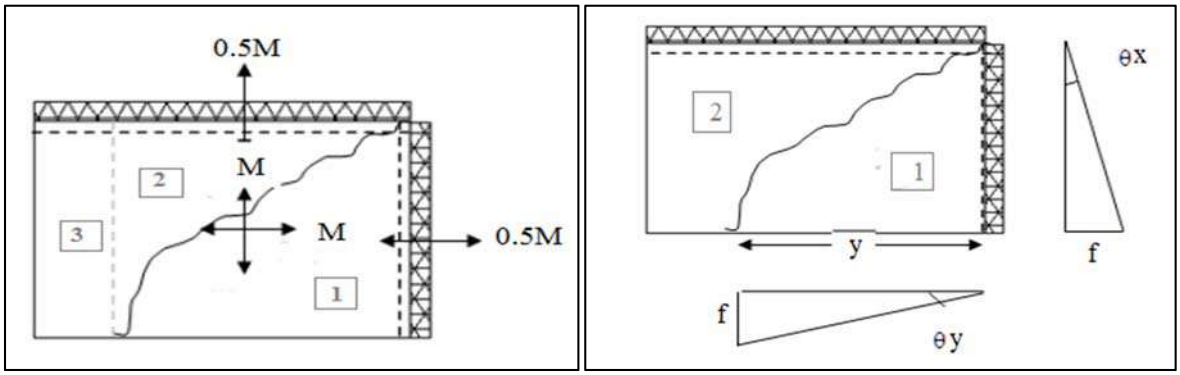


Figure III.11. Schéma statique du rupture de la dalle

ELU

Tableau III. 30: Les valeurs du travail externe.

Eléments	Aire de chargement	Déplacement de CG	Travail externe
1	0.825× y	$^{f}/_{3}$	3.467×f×y
2	0.825× y	$^{f}/_{3}$	3.467×f×y
3	3.713-1.650y	$^{f}/_{2}$	(23.403-10.40y)×f
		∑	(23.403-3.466y)×f

Tableau III.31: Les valeurs du travail interne.

Eléments		Moment de rupture M	Longueur L	Rotation Θ	Travail interne = M ×L× Θ
1	+	M	1.650	$^{f}/_{y}$	M× f× $^{1.65}/_{y}$
	-	0.5M	1.650	$^{f}/_{y}$	M× f× $^{0.825}/_{y}$
2	+	M	y	$^{f}/_{1.65}$	M×f × $^{y}/_{1.65}$
	-	0.5M	y	$^{f}/_{1.65}$	0.303× M×y×f
				∑	$(\frac{2.475}{y}+0.909y) \times M \times f$

∑ Travail externe=∑ Travail interne

$(23.403-3.466y)\times f = (\frac{2.475}{y}+ 0.909\ y) \times M \times f \quad => \quad M = \frac{23.403-3.466y}{\frac{2.475}{y}+0.909y}$

$\frac{dM}{dy} = - 21.273y - 17.156 + 57.92 = 0$ et $0 < y \leq 2.25m$

=> y = 1.295 m => M=6.124 (KN.m) => $\begin{cases} Mt = 6.124\ (KN.m) \\ Ma = 3.062\ (KN.m) \end{cases}$

ELS :

$$M = \frac{16.610 - 2.462y}{\frac{2.475}{y} + 0.909y} \Rightarrow M = 4.345 \text{ (KN.m)} \Rightarrow \begin{cases} Mt = 4.345 \text{ (KN.m)} \\ Ma = 2.172 \text{ (KN.m)} \end{cases}$$

III.7.7 Ferraillage

III.7.7.1 Armatures longitudinales

Le calcul de ferraillage sera fait par la méthode forfaitaire pour une bonde de 1m.

On $\frac{l_x}{ly} = \frac{1.65}{2.25} = 0.733 > 0.4$ donc la dalle travaille suivant deux directions.

Øp ≤ h/10 = 15/10 = 1.5 cm, on adopt Øp = 10 mm

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

		Mu (kN.m)	μ	β	A (cm²)	Amin (cm²)	A choisi	A final (cm²)
Suivant x	travée	6.124	0.028	0.957	1.471	1.5	4HA10	3.14
	appuis	3.062	0.014	0.975	0.722	1.5	4HA10	3.14
Suivant y	travée	6.124	0.028	0.957	1.471	1.5	4HA10	3.14
	appuis	3.062	0.014	0.975	0.722	1.5	4HA10	3.14

III.7.8. Vérification

a- Vérification à l'ELS

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

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ => $\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28}$

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

	Suivant X		Suivant Y	
	Mt	Ma	Mt	Ma
Mser (kN.m)	4.345	2.172	4.345	2.172
σb (MPa)	0.6*25=15			
y1 (cm)	2.99	2.99	2.99	2.99
IG (cm^4)	5150.756	5150.756	5150.756	5150.756
K (N/mm^3)	0.084	0.042	0.084	0.042
σb (MPa)	2.52	1.26	2.52	1.26
σb ≤σ badm	oui		oui	

b- vérification de la section

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{15}{10} = 1.5\ \text{cm, on adopte } \emptyset p = 10\ \text{mm}$$

c- Condition d'espacement

Espacement suivant xx $St = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \leq \min\ 3h, 33cm] = \min(45,33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

Espacement suivant yy $St = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \leq \min\ 3h, 33cm] = \min(45,33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

d- Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.34 : Vérification de l'effort tranchant

	Suivant X	Suivant Y
V	$\frac{P*Lx*Ly}{2*Ly+Lx} = \frac{12{\cdot}607*1{\cdot}65*2{\cdot}25}{2*2.25+1.65} = 7.61$	$\frac{P*Lx*Ly}{3*Ly} = \frac{12{\cdot}607*1{\cdot}65*2{\cdot}25}{3*2.25} = 6.93$
τ_u	$\tau = \frac{V}{b*d} = \frac{7.61*10^3}{1000*125} = 0.060$ MPA	$\tau = \frac{V}{b*d} = \frac{6.93*10^3}{1000*125} = 0.055$ MPA
τ_{uadm}	$\tau = \frac{0.07*fcj}{\gamma b} = \frac{0.07*25}{1.5} = 1.17$ MPA	
$\tau_u \leq \tau_u$	oui	oui

e- Vérification de la flèche

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

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \quad \Rightarrow \dfrac{15}{165} = 0.091 \geq 0.0625 & CV \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{20M_0} \quad \Rightarrow \quad \dfrac{15}{165} = 0.091 \geq \dfrac{4.345}{20 * 28.04} = 0.053 & CV \\ \dfrac{A}{b * d} = \dfrac{3.14}{100 * 12.5} = 0.0025 \leq \dfrac{2}{f_e} = \dfrac{2}{400} = 0.005 & CV \end{cases}$$

Puisque les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III .8.Conclusion

A la fin de chapitre, on a déterminé le ferraillage de tous les éléments secondaires soit acrotère, les poutrelles, l'escalier, poutre palier et dalle pleine. On pourra ainsi entamer le prochain chapitre qui traite l'étude dynamique.

CHAPITRE IV

Etude dynamique

IV.1 Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effet destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique .Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

La présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel 3D avec le logiciel SAP2000. V.20.2.0, La méthode d'analyse est la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse proposé par le RPA99/version 2003

IV.2. Déposition des voiles

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa Forme irrégulière, contreventée par un système mixte (portique voiles).

Notre structure à un dépôt niveau du sous-sol, de plus elle présente une architecture (vue En plan) différente d'un niveau à l'autre (commerce, habitation). Tout cela complique de manière conséquente le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Disposer les voiles d'une façon symétrique dans les deux directions ;
- Minimiser l'excentricité entre le Centre Masse et le Centre de Rigidité ;
- Assurer la continuité des voiles verticalement ;
- La disposition des voiles est établie selon un comportement modal convenable ;
- Eviter les rez-de-chaussée ou les étages flexibles ;
- Minimiser le nombre d'ouvertures par voile ;
- Assurer une ductilité suffisante ;
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses Sismiques majeures.

IV.2.1. La disposition des voiles en 3D

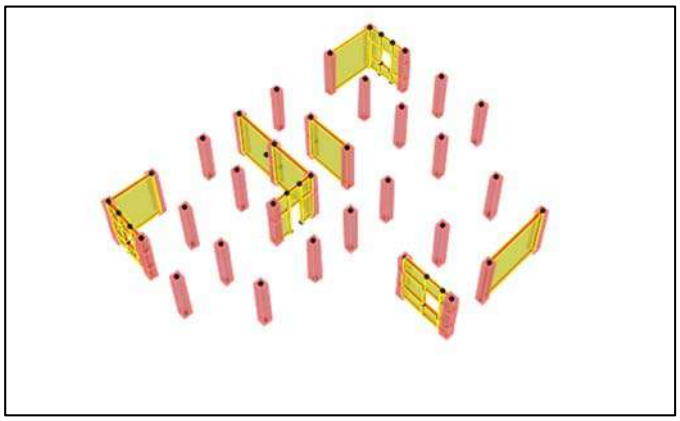


Figure IV.1 : Disposition des voiles contreventements **(vue en 3D)**

Remarque

Après plusieurs dispositions des voiles on a choisi la meilleure disposition représentée sur la figure ci-dessus.

IV.3. Caractéristiques dynamique 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.3.1. Centre de masse

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.3.2. Centre de torsion

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est définir 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 IV.1 : Calcul centre de mass et centre de torsion

Diaphragme	Niveau	Masse et Centre de masse			Inertie et Centre d'inertie	
		W_i	X_G	Y_G	X_R	Y_R
Sous-sol	3.74	6054.612	11.996	11.340	3.411E+004	4.982E+004
RDC	7.48	4572.283	12.022	11.005	3.411E+004	4.982E+004
1er étage	10.71	4392.682	12.043	10.986	3.411E+004	4.982E+004
2eme étage	13.94	4339.035	12.046	10.984	3.411E+004	4.982E+004
3eme étage	17.17	4339.035	12.046	10.984	3.411E+004	4.982E+004
4eme étage	20.4	4306.516	11.984	11.006	3.411E+004	4.982E+004
5eme étage	23.63	4255.324	11.987	11.004	3.411E+004	4.982E+004
6eme étage	26.86	4206.786	11.990	11.003	3.411E+004	4.982E+004
7eme étage	30.09	4188.021	11.986	11.007	3.411E+004	4.982E+004
8eme étage	33.32	3419.367	12.015	10.934	3.411E+004	4.982E+004

IV.3.3. Excentricité

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité de masse et le centre de rigidité ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

a-Dimensions du bâtiment

- Longueur du bâtiment = 22.80m
- Largeur du bâtiment = 18,60 m

b-Excentricité admissible (1) [Art 3.5.1-a]

- Excentricité suivant Ex = 15 %. Lx = 3,42 m
- Excentricité suivant Ey = 15 %. Ly = 2,79 m

c-Excentricité théorique (statique)

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

$$E_X = |X_G - X_R| \quad , \quad E_Y = |Y_G - Y_R|$$

Tableau. IV.2 : Calcul de l'excentricité

Excentricité				
Diaphragme	Niveau	$E_X = \|X_G - X_R\|$ (m)	$E_Y = \|Y_G - Y_R\|$ (m)	Observation
Sous-sol	3.74	9.830	2.916	Non Vérifiée
RDC	7.48	4.071	2.776	Non Vérifiée
1er étage	10.71	3.644	2.683	Non Vérifiée
2eme étage	13.94	3.476	2.611	Non Vérifiée
3eme étage	17.17	3.383	2.552	Vérifiée
4eme étage	20.4	3.382	2.524	Vérifiée
5eme étage	23.63	3.334	2.481	Vérifiée
6eme étage	26.86	3.294	2.444	Vérifiée
7eme étage	30.09	3.267	2.420	Vérifiée
8eme étage	33.32	3.211	2.328	Vérifiée

Tant qu'il y a quatre niveau qui ne sont pas vérifiés, donc la forme de notre bâtiment est irrégulière [Art 3.5.1] (1)

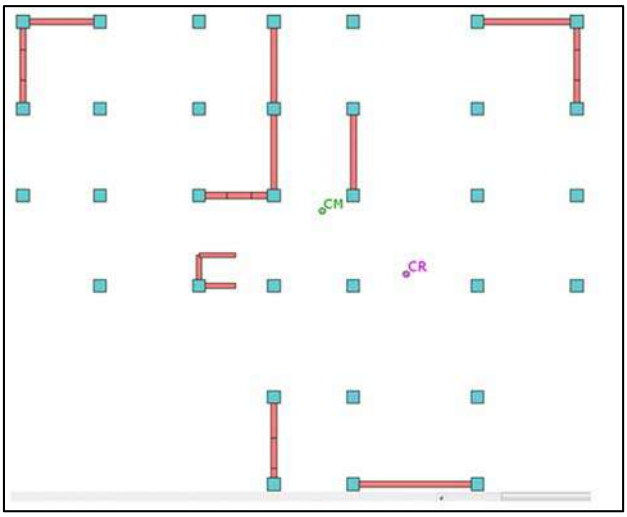


Figure IV.2 : La distance entre le centre de gravité de masse et le centre de rigidité.

IV.4. Choix de la méthode de calcule

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone IIa, 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.

IV.4. 1 Méthode d'analyse modale spectrale

IV.4.1.1 Principe

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

IV.4.1.2. Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le SAP2000 version20 est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donnés par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.4.1.3 Le spectre de réponse de calcul [Art 4.3.3] (1)

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

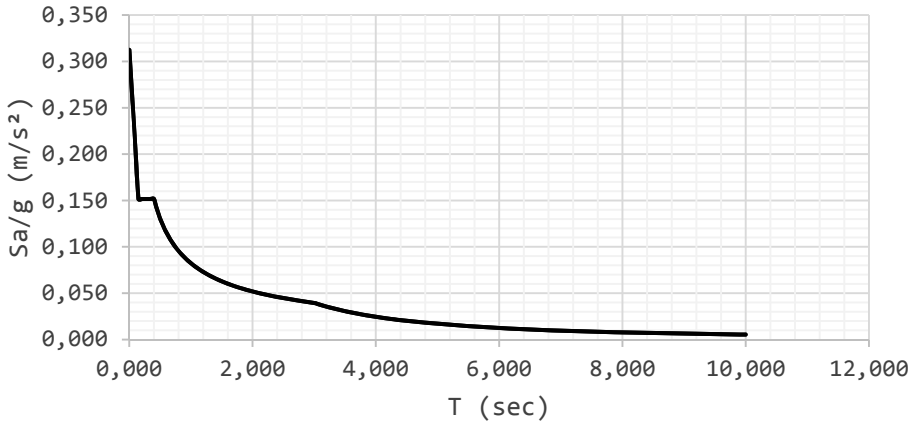


Figure IV.3. Spectre de réponse X, Y**.**

a) **Coefficient d'accélération A** [Tab.4.1] (1)

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone IIa, groupe d'usage 1B) ➔A = 0,15

b) **Facteur de correction d'amortissement η** [Tab.4.2] (1)

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$ $\xi = 7\ \%$

Avec : remplissage dense → η = 0,882

c) **Coefficient de comportement R** [Tab.4.3] (1)

Tableau IV.3 : Coefficient de comportement R

cas	Description du système de contreventement	Valeur de R
2	Voiles porteurs	3.5

Système de contreventement 2 : **R=3.5**

C.1) Justification du coefficient de comportement R

Le système est constitué des voiles et des portiques. Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Suivant X

Tableau IV.4 : Justification du coefficient de comportement R suivant X

Diaphragme	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
8eme étage	1087.232	426.613	660.619	177.030	0.000	177.030
7eme étage	9854.401	7149.178	2705.223	741.018	0.000	741.018
6eme étage	3848.892	1614.706	2234.186	306.767	0.000	306.767
5eme étage	20713.591	15596.372	5117.219	1385.148	0.000	1385.148
4eme étage	26151.539	19762.925	6388.614	1665.510	0.000	1665.510
3eme étage	5736.878	3823.605	1913.273	391.912	0.000	391.912
2eme étage	37203.012	28352.685	8850.327	2153.343	0.000	2153.343
1er étage	43538.763	33951.905	9586.858	2354.731	0.000	2354.731
RDC	49684.204	39033.219	10650.985	2587.772	0.000	2587.772
Sous-sol	47163.791	27131.634	20032.157	2797.608	0.000	2797.608

Suivant X : (Valeurs en pourcentage)

Tableau IV.5 : Justification du coefficient de comportement R suivant X (%)

Diaphragme	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux	Nz /Voiles (%)	Effort Tranchant (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
8eme étage	100	39.238	60.762	100	0.000	100.000
7eme étage	100	72.548	27.452	100	0.000	100.000
6eme étage	100	41.952	58.048	100	0.000	100.000
5eme étage	100	75.295	24.705	100	0.000	100.000
4eme étage	100	75.571	24.429	100	0.000	100.000
3eme étage	100	66.650	33.350	100	0.000	100.000
2eme étage	100	76.211	23.789	100	0.000	100.000
1er étage	100	77.981	22.019	100	0.000	100.000
RDC	100	78.563	21.437	100	0.000	100.000
Sous-sol	100	57.526	42.474	100	0.000	100.000

Suivant Y

Tableau IV.6 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y

Diaphragme	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
8eme étage	678.005	313.306	364.699	158.821	0.000	158.821
7eme étage	7431.564	5238.205	2193.359	1098.484	0.000	1098.484
6eme étage	2268.336	1184.905	1083.431	433.768	0.000	433.768
5eme étage	15732.856	11423.043	4309.813	1832.252	0.000	1832.252
4eme étage	19896.770	14473.812	5422.958	2104.628	0.000	2104.628
3eme étage	4867.804	2805.655	2062.149	720.529	0.000	720.529
2eme étage	28349.850	20763.937	7585.913	2495.445	0.000	2495.445
1er étage	33076.761	24866.239	8210.522	2599.143	0.000	2599.143
RDC	37803.136	28589.764	9213.372	2640.936	0.000	2640.936
Sous-sol	37740.251	19809.840	17930.411	2968.641	0.000	2968.641

Suivant Y : (Valeurs en pourcentage)

Tableau IV.7 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y (%)

Diaphragme	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux(%)	Nz /Voiles(%)	Effort tranchant(%)	Tx /Poteaux(%)	Tx /Voiles(%)
8eme étage	100	46.210	53.790	100	0.000	100.000
7eme étage	100	70.486	29.514	100	0.000	100.000
6eme étage	100	52.237	47.763	100	0.000	100.000
5eme étage	100	72.606	27.394	100	0.000	100.000
4eme étage	100	72.745	27.255	100	0.000	100.000
3eme étage	100	57.637	42.363	100	0.000	100.000
2eme étage	100	73.242	26.758	100	0.000	100.000
1er étage	100	75.177	24.823	100	0.000	100.000
RDC	100	75.628	24.372	100	0.000	100.000
Sous-sol	100	52.490	47.510	100	0.000	100.000

d) facteur de qualité Q **[Tab.4.4] (1)**

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 : Facteur de qualité Q

	Critère	suivant X		suivant Y	
		observé	valeur	observé	valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
2	Redondance en plan	oui	0	oui	0
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	oui	0	oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

$$\begin{cases} Q_x = 1 + 0.1 = 1.1 \\ Q_y = 1 + 0.1 = 1.1 \end{cases}$$

e) Périodes caractéristiques **[Tab.4.7] (1)**

$$\begin{cases} \mathrm{T}_1 = 0.15\ \mathrm{s} \\ \mathrm{T}_2 = 0.50\ \mathrm{s} \end{cases} \rightarrow \text{Site S3}$$

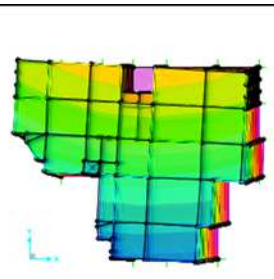
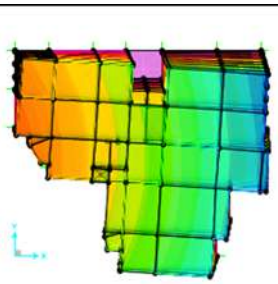
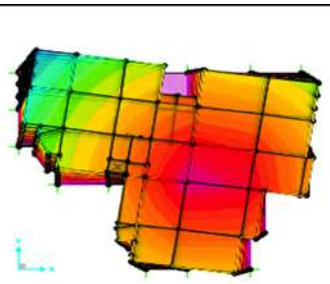
IV.5.Résultats des vérifications de la structure

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

- Vérification de participation massique ;
- Vérification de la Force sismique à la base ;
- Vérification de la stabilité au renversement ;
- Vérification des déplacements (inter étage) ;
- Vérification vis à vis de l'effet *P-Δ ;*
- Vérification du cisaillement des éléments ;
- Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.5.1.Vérification de comportement modal

Tableau IV.9 : Vérification de comportement modal

			
Mode 1	56,844%	0,00872%	5,083%
Mode 2	0,526%	53,812%	7,249%
Mode 3	4,483%	8,043%	48,335%
comportement	*translation suivant l'axe (x)*	*translation suivant l'axe (Y)*	*rotation autour de l'axe (z)*

IV.5.2.Vérification de participation massique [4.3.4.a] (1)

Tableau IV.10 : vérification de participation massique

StepType	StepNum	Période	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Mode	1	0,713546	56,844%	0,009%	5,083%	56,844%	0,009%	0,000%
Mode	2	0,629275	0,526%	53,812%	7,249%	57,370%	53,821%	0,003%
Mode	3	0,519018	4,483%	8,043%	48,335%	61,853%	61,864%	0,003%
Mode	--	--	--	--	--	--	--	--
Mode	--	--	--	--	--	--	--	--
Mode	60	0,03989	0,003%	2,592%	0,294%	89,783%	91%	87,051%
Mode	61	0,037783	0,000%	0,000%	0,000%	89,783%	91%	87,051%
Mode	62	0,037246	0,000%	0,000%	0,000%	89,783%	91%	87,051%
Mode	--	--	--	--	--	--	--	--
Mode	77	0,03337	0,000%	0,000%	0,001%	90%	91,414%	90,299%

- La participation massique atteint plus de ***90%*** suivant x dans le $\mathbf{77}^{eme}$ **mode**
- La participation massique atteint de plus de ***90%*** suivant y au $\mathbf{60}^{\mathbf{eme}}$ **mode**
- Le mode retenu = **77 mode**
- La période de cette dissipation T=somme de période 1 vers 77 : **T=6.01 s**

On remarque que le sens Y dissipé rapidement que le sens X car ce le sens de faible rigidité

V.5.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul [art .4.3.6] (1)

La résultante des forces sismique à la base E_d 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 : $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$***[4.3.4.a].***

Calcul de la force sismique totale [Art 4.2.3] (1)

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

$$V_x = \frac{A.Dx.Qx}{R}.W \qquad V_x = \frac{A.Dy.Qy}{R}.W$$

Tableau. IV.11 **:** Calcul de la force sismique totale.

A : coefficient d'accélération de zone	A = 0,15	[TAB.4.1 RPA99V2003]
D: facteur d'amplification dynamique	$D_x = 2.5\eta = 2.205$ $D_y = 2.5\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} = 2.01$	[Art4.2.3. (4.2) RPA99v2003]
η : facteur de correction d'amortissement	η = 0,882	[TAB.4.2 RPA99V2003].
T : période fondamentale	Tx=0.617 Ty=0.558	[Art 4.2.4 (4.6)] RPA99v 2003 [Art 4.2.4 (4.7)] RPA99v 2003
R: coefficient de comportement global	R = 3.5	[Tab 4.3 RPA99v2003]
Q : facteur de qualité	Qx=1.1 Qy=1.1	[Tab.4.4 RPA99V2003]
Poids de la structure	W=49970,212KN $\beta_1 = 0.6 \quad \beta_2 = 0.2$	[Art 4.2.3. (4.5)RPA99v2003] [Tableau 4.5 RPA99v2003]

.

Tablau IV.12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	Charge statique(KN)	Charge dynamique(KN)	Ed/V	Obs
Suivant x	4513,21	3622,094	0,803	Vérifiée
Suivant y	4830,14	3869,896	0,801	Vérifiée

IV.5.4.Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1]

Moment de renversement : $\sum_{i=1}^{n} M_r = \sum_{i=1}^{n} h_i f_i$

Moment de stabilité : $\sum_{i=1}^{n} M_i = \sum_{i=1}^{n} X_{Gi} W_i$

Tableau IV.13 : Vérification la stabilité au renversement

Moment de stabilité		Moment de renversement		Vérification		
M_{sx} KN.m	M_{sy} KN.m	M_{rx} KN.m	M_{ry} KN.m	$\frac{M_{sx}}{M_{rx}} \geq 1.5$	$\frac{M_{sy}}{M_{ry}} \geq 1.5$	Vérifiée
-594978,03	559233,699	82050,5634	77412,5239	-7,25	7,22	

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

IV.5.5. Vérification du déplacement en tête du bâtiment

Pour le calcul des déplacements en tête on suppose notre structure comme une console encastré à la base et soumise à une force verticale (farce sismique) et ont vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console.

Déplacement réelle =R* Déplacement théorique…. [Art 4.4.3] (1)

Tableau IV.14 : Vérification du déplacement suivant les deux directions

Déplacement suivant X sous la force Edx			Déplacement suivant Y sous la force Edy		
$\boldsymbol{\delta_r X}$[cm]	$\boldsymbol{\delta_r X} < \frac{H}{250}$[cm]	Vérifiée	$\boldsymbol{\delta_r Y}$[cm]	$\boldsymbol{\delta_r Y} < \frac{H}{250}$[cm]	Vérifiée
8.4	8.4 < 13 .32		7.28	7.28 < 13.32	

Commentaire : Les déplacements (en tête et inter étage) sont inférieurs aux déplacements admissibles.

IV.5.6.Vérification des déplacements inter-étages [Art 4.4.3] (1)

Suivant X

Tableau IV.15 : déplacement inter-étage sous la force sismique Edx

Niveau(m)	Hetage (m)	δ(cm)	R.δx(cm)	Δx (cm)	verification	εy ‰	lεl	verification
33,32	3,23	2,4	8,4	1,08	vérifier	3,34	3.5	vérifier
30,09	3,23	2,09	7,32	1,09	vérifier	3,37	3.5	vérifier
26,86	3,23	1,78	6,23	1,08	vérifier	3,34	3.5	vérifier
23,63	3,23	1,47	5,15	1,09	vérifier	3,37	3.5	vérifier
20,4	3,23	1,16	4,06	1,05	vérifier	3,25	3.5	vérifier
17,17	3,23	0,86	3,01	0,98	vérifier	3,03	3.5	vérifier
13,94	3,23	0,58	2,03	0,84	vérifier	2,6	3.5	vérifier
10,71	3,23	0,34	1,19	0,66	vérifier	2,04	3.5	vérifier
7,48	3,74	0,15	0,53	0,46	vérifier	1,23	3.5	vérifier
3,74	3,74	0,02	0,07	0,07	vérifier	0,19	3.5	vérifier

Suivant Y

Tableau IV.16 : déplacement inter-étage sous la force sismique Edy

Niveau(m)	Hetage (m)	δ(cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	verification	εy ‰	lεl	verification
33,32	3,23	2,08	7,28	0,91	vérifier	2,82	3.5	vérifier
30,09	3,23	1,82	6,37	0,98	vérifier	3,03	3.5	vérifier
26,86	3,23	1,54	5,39	0,94	vérifier	2,91	3.5	vérifier
23,63	3,23	1,27	4,45	0,95	vérifier	2,94	3.5	vérifier
20,4	3,23	1	3,5	0,91	vérifier	2,82	3.5	vérifier
17,17	3,23	0,74	2,59	0,84	vérifier	2,6	3.5	vérifier
13,94	3,23	0,5	1,75	0,7	vérifier	2,17	3.5	vérifier
10,71	3,23	0,3	1,05	0,59	vérifier	1,83	3.5	vérifier
7,48	3,74	0,13	0,46	0,42	vérifier	1,12	3.5	vérifier
3,74	3,74	0,01	0,04	0,04	vérifier	0,11	3.5	vérifier

Commentaire

Les déplacements inter étages est satisfait a tous les niveaux (y'a pas de changement de masse ni de rigidité).

La déformation ne pas dépasser la limite élasto plastique (domaine élasto plastique) dans les deux directions.

La structure est ses éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées. [Art 2.5.5] (1)

IV.5.7.Vérification de cisaillement des éléments

- **Les poutres** [Art A.5.1] (2)

On doit vérifier

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} \leq \bar{\tau}$$

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2xfc28}{\gamma b}; 5MPA\right)$ Fissuration peu nuisible

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15xfc28}{\gamma b}; 4MPA\right)$ Fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable.

Tableau. IV.17 : Vérification de cisaillement des poutres.

section	b (cm)	h (cm)	T (kN)	comb	Situ	ϒb	position	T (MPA)	Tadm (MPA)	Obs
Pp 30x40	30	40	159,467	ELU	DUR	1,5	intermédiaire	1,417	3,33	vérifiée
Ps 30x35	30	35	63,806	ACC	ACC	1,15	intermédiaire	0,654	4,35	vérifiée
P palier	30	35	22,676	ACC	ACC	1,15	intermédiaire	0,233	4,35	vérifiée
Long 30x35	30	35	7,732	ELU	DUR	1,5	rive	0,079	2,50	Vérifiée
P CH	30	35	34,043	ELU	ACC	1,15	intermédiaire	0,349	4,35	vérifiée

Commentaire

- Pour les charges horizontales on néglige les efforts tranchant dans les poteaux.
- Dans le cas de R=3.5 les voiles prennent 100% de charges horizontale (t).donc les poteaux bloqués (prennent 0%) ; pas besoin de vérifier le cisaillement.

- **Les voiles**

$\tau = \frac{V}{b.d}$ ***Avec :*** V=1.4Vu calculé.

$\bar{\tau} = 0.2 f c_{28}$.

On doit vérifier

Tableau. IV.18 : Vérification de cisaillement des voiles sens X,Y

Direction	Voile	b	L	$\|V_u\|$	Comb	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant X	PHER	25	320	1067,82	$G+Q+Q_1-E_{dx}$	2 ,077	5	Vérifiée
	1	25	500	576,97	$G+Q+Q_1-E_{dx}$	0,718	5	Vérifiée
	PHER	25	400	668,90	$G+Q+Q_1+E_{dx}$	1,042	5	Vérifiée
	PHER	25	155	206,77	$G+Q+Q_1-E_{dx}$	0,83	5	Vérifiée
	PHER	25	400	591,32	$G+Q+Q_1-E_{dx}$	0,92	5	Vérifiée
	PHER	25	310	438,85	$G+Q+Q_1+E_{dx}$	0,881	5	Vérifiée
	2	25	300	428,20	$G+Q+Q_1+E_{dx}$	1,033	5	Vérifiée
	3	25	310	292,77	$G+Q+Q_1-E_{dx}$	0,602	5	Vérifiée
	4	25	310	466,94	$G+Q+Q_1-E_{dx}$	0,937	5	Vérifiée
	5	25	400	383,8	$G+Q+Q_1+E_{dx}$	0,597	5	Vérifiée
	6	25	400	658,72	$G+Q+Q_1+E_{dx}$	1,025	5	Vérifiée
	PHER	25	1520	2175,64	$G+Q+Q_1-E_{dx}$	0,891	5	Vérifiée
	PHER	25	310	1067,92	$G+Q+Q_1-E_{dx}$	2,077	5	Vérifiée
	7	25	500	576,27	$G+Q+Q_1-E_{dx}$	0,718	5	Vérifiée
Suivant Y	1	25	350	167,22	$G+Q+Q_1+E_{dy}$	0,297	5	Vérifiée
	2	25	350	403,42	$G+Q+Q_1+E_{dy}$	0,717	5	Vérifiée
	PHER	25	350	540,01	$G+Q+Q_1+E_{dy}$	0,960	5	Vérifiée
	3	25	360	348,98	$G+Q+Q_1+E_{dy}$	0,603	5	Vérifiée
	4	25	350	293,65	$G+Q+Q_1+E_{dy}$	0,522	5	Vérifiée
	5	25	350	364,68	$G+Q+Q_1+E_{dy}$	0,648	5	Vérifiée
	PHER	25	450	820,57	$G+Q+Q_1+E_{dy}$	1,135	5	Vérifiée
	6	25	350	121,29	$G+Q+Q_1+E_{dy}$	0,216	5	Vérifiée
	7	25	350	381,04	$G+Q+Q_1+E_{dy}$	0,677	5	Vérifiée
	8	25	350	413 ,19	$G+Q+Q_1+E_{dy}$	0,735	5	Vérifiée
	PHER	25	200	595,73	$G+Q+Q_1+E_{dy}$	0,463	5	Vérifiée
	PHER	25	710	538 ,14	$G+Q+Q_1+E_{dy}$	0,472	5	Vérifiée
	9	25	350	316 ,25	$G+Q+Q_1+E_{dy}$	0,562	5	Vérifiée
	10	25	350	679,68	$G+Q+Q_1+E_{dy}$	1,240	5	Vérifiée

IV.5.8. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [Art 5.9] (1)

Les effets du 2° ordre (ou effet P-**Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$

Suivant X, Y :

Tableau. IV.19 : Vérification l'effet P-Δ suivant X, Y

Niveau	w_i	Δk_x	Vk_x	θk_x	Δk_y	Vk_y	θk_y	h_i	Obs
33,32	11393340,84	1,08	398,93	0,0287	0,91	426,39	0,0226	3,23	Vérifiée
30,09	12601752,18	1,09	441,24	0,032	0,98	471,61	0,0269	3,23	Vérifiée
26,86	11299437,94	1,08	395,64	0,0356	0,94	422,88	0,029	3,23	Vérifiée
23,63	10055321,16	1,09	352,08	0,0408	0,95	376,31	0,0333	3,23	Vérifiée
20,40	8785300,8	1,05	307,61	0,0455	0,91	328,79	0,0369	3,23	Vérifiée
17,17	7450131,68	0,98	260,86	0,0505	0,84	278,82	0,0405	3,23	Vérifiée
13,94	6048621,76	0,84	211,79	0,0533	0,7	226,37	0,0415	3,23	Vérifiée
10,71	4704560,28	0,66	164,73	0,0545	0,59	176,07	0,0456	3,23	Vérifiée
7,48	3420065,44	0,46	119,75	0,047	0,42	127,99	0,0401	374	Vérifiée
3,74	2264424,14	0,07	79,29	0,0143	0,04	84,74	0,0076	374	Vérifiée

Commentaire *:* D'après les tableaux représentes ci-dessous, on constate que la structure étudiée est justifiée vis -a-vis De l'effet P-**Δ.**

IV.*5.9.* Vérification de l'effort normal réduit à la base [Art7.1.3.3] (1)

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Où :

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière.

fcj : est la résistance caractéristique du béton

Commentaire : La structure est stable.

Tous les éléments de la structure sont des éléments résistants

IV.6. Conclusion

A la fin de ce chapitre, l'étude dynamique de la structure on a les dimensions des éléments suivants :

Les poutres :

- Poutres principales (30x40) cm^2
- Poutres secondaires (30x35) cm^2

Les poteaux :

- Pour (8+7+6) étage : (45x45) cm^2
- Pour (5+4+3+2) étage : (50x50) cm^2
- Pour (1+RDC+S-sol) étage : (55x55) cm^2

L'épaisseur du voile :

EP=25cm

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments structuraux

V .1 Introduction

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles liés rigidement est doivent reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Pour la détermination du ferraillage on considère le cas le plus défavorable (combinaisons).

On a utilisé l'outil informatique à savoir le logiciel d'analyse des structures (SAP2000) qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments et le (ROBOT EXPERT 2010) pour le calcul de ferraillage.

Les Combinaison sont on fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaison suivant :

- D'après l'article **B.6.1.2** du **CBA 93** on a les combinaisons suivant :

  L'ELU (1.35G+1.5Q) ; L'ELS (G+Q)

- D'après l'article **5.2** du **RPA 99** version 2003 on a les combinaisons suivant :

  L'ACC (G+Q ± E) ; L'ACC (0.8G ± E)

V.2. Ferraillage des poutres

V.2.1. Introduction

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.
On calcule les poutres on tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V.1 : Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b= 1.5	γ_s=1.15	γ_b=1.15	γ_s=1.00
σ_b=25 Mpa	FeE 400	σ_b=25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14.2 Mpa	$\sigma_s = 348$Mpa	$\overline{\sigma_b}$ =18.48 Mpa	$\sigma_s = 400$Mpa

V.2.2 Recommandation des règles

V.2.2 .1. Les armatures longitudinales [Art.7.5.2.1] (1)

Elles sont disposées pour équilibrer les contraintes de traction due au moment de flexion en travée et en appuis.

Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est :

- $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$ au niveau de la zone courante
- $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement

Longueur minimale de recouvrement est $40\emptyset$ en zone IIa.

V.2.2 .2. Les armatures transversales [Art.7.5.2. 2] (1)

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

b : largeur de la poutre.

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

$S_t \leq$ Min [$\frac{h}{4}$; $12\emptyset$; 30cm] (zone nodale)

$S_t \leq \frac{h}{2}$ (zone courante)

La section des armatures longitudinales est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$ [Art. 7.1.2] (2)

- Les espacements des armatures transversales sont :

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

$\frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4$ Mpa

$\frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_s.(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

Tableau V.2 : La section d'armatures des poutres.

étage	Poutres	M_t (kN. m)	Combinaison	A_{S1} (cm^2)	M_a (kN. m)	Combinaison	A_{S2} (cm^2)
Commerce	PP	79.24	1.35G+1.5Q+ 1.5Q1	6.54	-108.62	1.35G+1.5Q+1.5Q	9.26
	PS	14.33	0.8G+Edy	1.12	-19.01	G+Q+Q1+Edy	1.54
habitation	PP	56.16	1.35G+1.5Q+ 1.5Q1	4.53	-130.59	G+Q+Q1+Edx	9.59
	PS	65.24	0.8G+Edy	5.33	-79.47	G+Q+Q1+Edy	6.60
	P CH	14.213	1.35G+1.5Q+ 1.5Q1	1.59	-34.213	G+Q+Q1+Edy	3.25

Tableau V.3 : La section choisie d'armatures des poutres.

Elément		Section calculée		Section choisie	
commerce	Poutres	A_{S1}(cm	$A_{S2}(cm^2)$	Appui	Travée
				$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	PP	6.54	9.26	$3HA12 + 3HA14 = 8.01$	$3HA12 + 5HA14 = 11.09$
	PS	1.12	1.54	$3HA12 + 2HA14 = 6.47$	$3HA12 + 2HA14 = 6.47$
habitation	PP	4.53	9.59	$3HA12 + 3HA14 = 8.01$	$3HA12 + 5HA14 = 11.09$
	PS	5.33	6.60	$3HA12 + 2HA14 = 6.47$	$3HA12 + 2HA14 = 6.47$
	P CH	1.59	3.79	3HA14 = 4.62	3HA14= 4.62

Commentaire : on adopte le même ferraillage aux deux usages à partir les résultats obtenus.

V.2.3.Vérification des contraintes à l'ELS

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

- **Béton** : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

  $\overline{\sigma_b}$=0.6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- **Acier** : dans la poutre on considère que la fissuration est préjudiciable, donc : σ_s=min $[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta.f_{t28}}]$= 201.63 Mpa , est on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

On considère que la fissuration est non préjudiciable, donc il n'ya pas de vérifier.

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

Niveau	Elément	position	M_{ser}	A_{calcul}	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa	Vérification
Commerce	Poutres principales	travées	56.13	8.01	8.25	15	/	/	CV
		appuis	-77.05	11.09	10.20		/		CV
	Poutres secondaires	travées	9.08	6.47	1.32	15	14.49	201.63	CV
		appuis	-11.93	8.01	1.42		17.95		CV
Habitation	Poutres principales	travées	41.01	8.01	6.03	15	/	/	CV
		appuis	65.77	11.09	8.71		/		CV
	Poutres secondaires	travées	23.76	6.47	4.76	15	128.29	201.63	CV
		appuis	-34.84	8.01	6.50		153.72		CV
	Poutres chinages	travées	14.89	4.62	4.42	15	131.90	201.63	CV
		appuis	-34.21	10.15	6.22		201.63		CV

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

Il faut vérifie que :

A tendue ≥ Amin CBA

A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ Amax RPA

A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ Amax RPA

$A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2)$ **(1)(Art. 7. 5. 2. 1).**

Section tendue: $A_{tmin} = 0.1\%\ b.h\ (cm^2)$ **(2) (Art. B. 6. 4).**

Tableau V.5 : Vérification de section d'armatures.

Niveau	Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	Vérification
Commerce	Poutres principales	8.01	11.09	6	1.2	CV
	Poutres secondaires	6.47	8.01	5.25	1.05	CV
Habitation	Poutres principales	8.01	11.09	6	1.2	CV
	Poutres secondaires	6.47	8.01	5.25	1.05	CV
	Poutres chainages	4.62	4.62	4.5	0.9	CV

V.2.5.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

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

Tableau V.6 : calcul de $\bar{\tau}$

Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}$	min $[0.15 \frac{f_{ci}}{\gamma_b}$; 4Mpa]	min $[0.2 \frac{f_{ci}}{\gamma_b}$; 5Mpa]
situation durable	$\tau_u = 2.5$ MPa	$\tau_u = 3.3$ MPa
Situation accidentelle	$\tau_u = 3.26$ MPa	$\tau_u = 4.34$ MPa

Tableau V.7 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Niveau	Elément	Section	V_{max} (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Commerce	Poutres principales	30x40	159.47	ELU	1.418	3.33	CV
	Poutres secondaires	30x35	28.634	ELU	0.294	2.5	CV
Habitation	Poutres principales	30x40	123.623	$G + Q + Q1 + E_X$	1.099	4.34	CV
	Poutres secondaires	30x35	63.806	$G + Q + Q1 + E_y$	0.654	4.34	CV
	Poutres chinages	30 x30	34.04	ELU	0.413	2.5	CV

Commentaire : les poutres sont vérifiées cis a vis au cisaillement.

V.2.6.Vérification de la flèche

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

1- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

2- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

3- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : Mt = K*M0

K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.80.

Tableau V.8 : Vérification de la flèche des poutres

section	1er Condition			2éme Condition			3éme Condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Pp (40x30)	0.08	0.062	Vérifier	0.08	0.08	Vérifier	0.007	0.0105	Vérifiée
Ps (35x30)	0.1	0062	Vérifier	0.10	0.08	Vérifier	0.006	0.011	Vérifiée
P ch (30x30)	0.066	0.062	Vérifier	0.066	0.08	Vérifier	0.005	0.011	Vérifiée

Commentaire : Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.7. Ferraillage transversal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence $F_e E400$. L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

$$Selon\ le\ (1): \begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 * b} \\ S_t \leq Min\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset\right] \quad \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \quad \text{Zone courante} \end{cases}$$

$$Selon\ le\ (2): \begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0.9 f_e (cos\alpha + sin\alpha)} \\ S_t \leq [0.9d\ , 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0.4\ MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At), ainsi que leurs espacements(St) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

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

Elément	*Section*	τ_u(MPa)	RPA			$S_{adoptée}$(cm)		$A_{t\ choisie}$ (cm²)
			S(ZN) (cm)	S′(ZC) (cm)	$A_{t\ calculé}$ (cm²)	S(ZN) (cm)	S′(ZC) (cm)	
Poutres principales	30x40	1.418	10	20	0.9	10	20	$4Ø8 = 2.01$
Poutres secondaires	30x35	0.654	8.75	17.5	0.787	10	20	$4Ø8 = 2.01$
Poutres de chinage	30x30	0.413	7.5	15	0.675	10	20	$4Ø8 = 2.01$

Commentaire : Avec ce choix de section d'armatures, toutes les vérifications sont satisfaites.

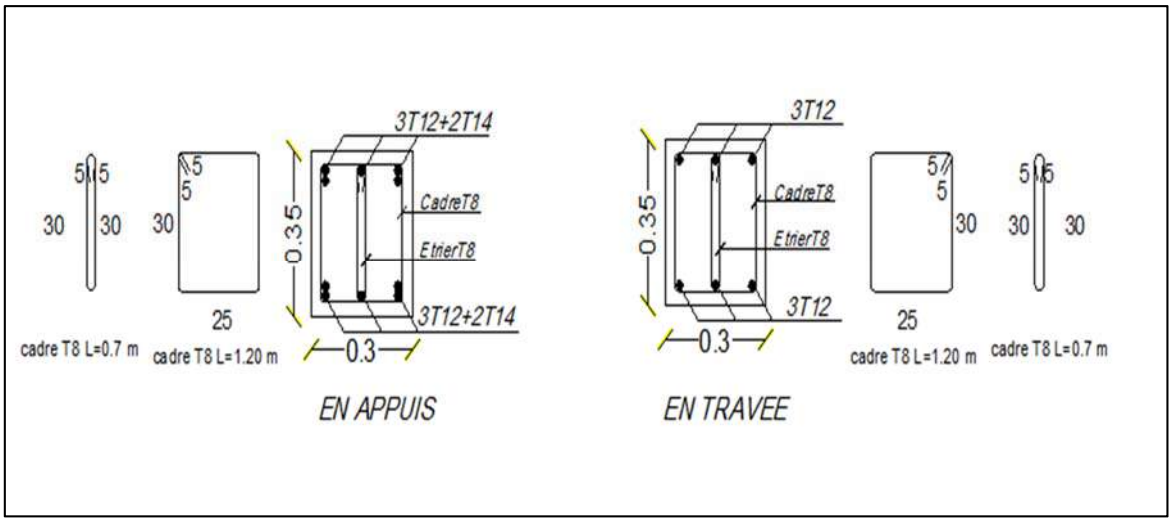


Figure V.2 Dessin de ferraillage des poutres secondaires.

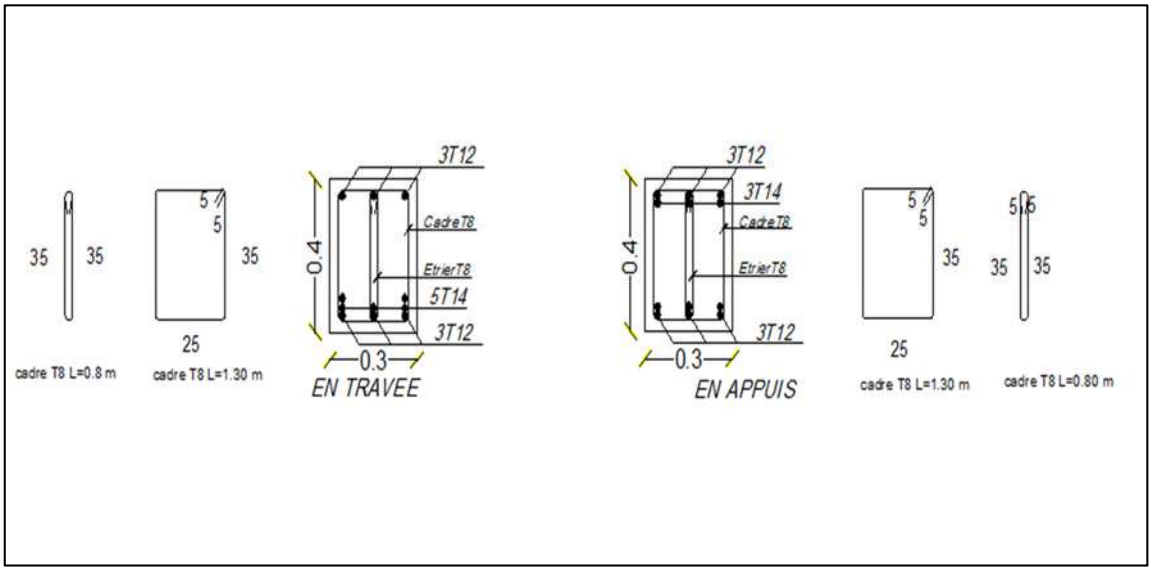


Figure V.3 Dessin de ferraillage des poutres principales.

V.3. Ferraillage des poteaux

V.3.1. Introduction

Les poteaux dans cette structure sont supposés reprendre les charges verticales uniquement. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (système de contreventement R=3,5).dans ces conditions les poteaux sont soumis à la compression simple.

V.3.2. Recommandation du règlement RPA99v2003

V.3.2. 1.Armatures longitudinales [Art 7.4.2.1] (1)

Une pièce en béton armé est soumise à la compression simple lorsque les forces agissantes forces agissantes sur une section droite se réduisent à un effort normal N de compression appliqué au centre de gravité de la section.

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal sera de :
  0,8% en zone IIa
- pourcentage maximal sera de :
  4% en zone courante
  6% en zone de recouvrement
- Leur diamètre minimal et de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est :
  40 Φ en zone IIa.
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
  25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l´extérieur des zones nodales.

V.3.2.2 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 $M_{y\ correspondant}$
- N_{min} et $M_{x\ correspondent}$ et $M_{y\ correspondant}$
- $M_{x\ max}$ et $M_{y\ correspondant}$ et $N_{correspondent}$
- $M_{y\ max}$ et et $M_{x\ correspondant}$ et $N_{correspondent}$

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

Niveau	Poteaux	cas	combinaison	N (KN)	Mx2 (Kn.m)	M3y (Kn.m)	Ax2	Ay3	A_{min}	A choisie cm²
sous sol	55x55	Nmax-> Mcorr	ELU	-2216.375	-0.319	7.686	2.8	1.6	27.225	12HA16+ 4HA14 = 28.15
		Mmax ->Ncorr	ELU	-1984.350	1.344	26.506	2.8	1.6		
		Nmin ->Mcorr	ELU	0.126	1.405	-4.929	2.8	1.6		
RDC	55x55	Nmax ->Mcorr	ELU	-2346.448	-3.249	9.946	2.8	1.6	27.225	12HA16+ 4HA14= 28.15
		Mmax ->Ncorr	ELU	-2133.324	-7.594	46.920	2.8	1.6		
		Nmin ->Mcorr	ELU	2.769	0.953	-1.471	2.8	1.6		
1ere	55x55	Nmax ->Mcorr	ELU	-2045.171	-0.646	6.492	2.8	1.6	27.225	12HA16+ 4HA14= 28.15
		Mmax ->Ncorr	ELU	-984.736	6.630	-36.236	2.8	1.6		
		Nmin ->Mcorr	ELU	-452.198	-2.546	0.000	2.8	1.6		
2eme	50x50	Nmax ->Mcorr	ELU	-1754.457	-1.158	8.424	2.5	1.5	22.5	12HA16 = 24.13
		Mmax ->Ncorr	ELU	-1248.648	10.931	28.564	2.5	1.5		
		Nmin ->Mcorr	ELU	-355.601	-1.614	0.000	2.5	1.5		
3eme	50x50	Nmax ->Mcorr	ELU	-1474.403	-1.277	11.099	2.5	1.5	22.50	12HA16 = 24.13
		Mmax ->Ncorr	ELU	-1052.657	13.487	32.193	2.5	1.5		
		Nmin ->Mcorr	ELU	12.233	0.074	1.127	2.5	1.5		
4eme	50x50	Nmax ->Mcorr	ELU	-1199.045	-1.357	15.067	2.5	1.5	22.50	12HA16= 24.13
		Mmax ->Ncorr	ELU	-862.282	14.928	33.593	2.5	1.5		
		Nmin ->Mcorr	ELU	13.277	-0.088	1.793	2.5	1.5		
5eme	50x50	Nmax ->Mcorr	ELU	-951.125	-1.404	23.004	2.5	1.5	22.50	12HA16 = 24.13
		Mmax ->Ncorr	ELU	-458.664	2.602	38.912	2.5	1.5		
		Nmin ->Mcorr	ELU	-197.518	-0.968	-17.139	2.5	1.5		
6eme	45x45	Nmax ->Mcorr	ELU	-705.072	-1.453	17.787	2.3	1.3	18.23	12HA16+

		Mmax ->Ncorr	ELU	-331.653	2.126	31.950	2.3	1.3		4HA14 = 20.11
		Nmin ->Mcorr	ELU	-119.941	-0.629	-14.604	2.3	1.3		
7eme	45x45	Nmax ->Mcorr	ELU	-465.144	-1.495	19.700	2.3	1.3	18.225	12HA16+ 4HA14 = 20.11
		Mmax ->Ncorr	ELU	-231.688	-2.273	-34.109	2.3	1.3		
		Nmin ->Mcorr	ELU	-69.436	-7.087	1.632	2.3	1.3		
8ème	45x45	Nmax ->Mcorr	ELU	-228.127	-2.774	23.710	2.3	1.3	18.225	12HA16+ 4HA14 = 20.11
		Mmax ->Ncorr	ELU	-95.404	3.887	46.514	2.3	1.3		
		Nmin ->Mcorr	ELU	-19.955	-0.489	-25.075	2.3	1.3		

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

V.3.3 Vérification des contraintes à l'ELS

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

Poteaux	cas	com	N (KN)	Mx2 Kn.m	M3y Kn.m	*Type de fissuration*	σ_b	σ_s	σ_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	$\sigma_i \leq \overline{\sigma_i}$
Poteau 45x45	Nmin-> Mcorr	ELS	-1612.687	-0.235	5.453	nn preju	4.6	/	68.7	15	201.63	Vérifiée
	Mmax ->Ncorr	ELS	-386.815	0.980	-32.374	nn preju	**1.9**	/	27.9		/	Vérifiée
	Nmax ->Mcorr	ELS	0.144	1.022	-3.599	preju	0.2	5.4	2.5		/	Vérifiée
Poteau 45x45	Nmax ->Mcorr	ELS	-1715.413	-2.307	6.996	nn preju	5.5	/	74.2	15	/	Vérifiée
	Mmax ->Ncorr	ELS	-1562.256	-5.521	33.262	nn preju	5.3	/	78.6		/	Vérifiée
	Nmin ->Mcorr	ELS	-336.172	-2.559	0.000	nn preju	1		14.5		201.63	Vérifiée
Poteau 45x45	Nmax ->Mcorr	ELS	-1495.027	-0.376	4.416	nn preju	4.3	/	64.5	15	/	Vérifiée
	Mmax ->Ncorr	ELS	-723.681	4.903	-26.534	nn preju	2.9	/	41.2		201.63	Vérifiée

	Nmin ->Mcorr	ELS	5.561	0.339	-0.564	preju	0	0.1	0.6		201.63	Vérifiée
Poteau 50x50	Nmax ->Mcorr	ELS	-1282.404	-0.765	5.886	nn preju	4.7	/	68.7	15	/	Vérifiée
	Mmax ->Ncorr	ELS	-911.672	7.962	20.753	nn preju	4.2	/	59.8		/	Vérifiée
	Nmin ->Mcorr	ELS	6.885	0.172	0.125	preju	0.55	0	7.54		201.63	Vérifiée
Poteau 50x50	Nmax ->Mcorr	ELS	-1077.617	-0.836	7.795	nn preju	4	/	59.2	15	/	Vérifiée
	Mmax ->Ncorr	ELS	-768.673	9.824	23.400	nn preju	3.9	/	54.6		/	Vérifiée
	Nmin ->Mcorr	ELS	8.895	0.053	0.812	nn preju	0.1	/	0.8		201.63	Vérifiée
Poteau 50x50	Nmax ->Mcorr	ELS	-876.250	-0.890	10.707	nn preju	3.4	/	50.2	15	/	Vérifiée
	Mmax ->Ncorr	ELS	-629.752	10.872	24.419	nn preju	3.5	/	48.4		/	Vérifiée
	Nmin ->Mcorr	ELS	9.658	-0.065	1.299	preju	0.1	0.2	1.1		201.63	Vérifiée
Poteau 50x50	Nmax ->Mcorr	ELS	-695.158	-0.915	16.544	nn preju	3	/	43.5	15	/	Vérifiée
	Mmax ->Ncorr	ELS	-335.660	1.842	28.213	nn preju	2.3	/	30.8		/	Vérifiée
	Nmin ->Mcorr	ELS	9.308	-0.181	1.739	nn preju	0.4	/	5.5		201.63	Vérifiée
Poteau 55x55	Nmax ->Mcorr	ELS	-515.428	-0.974	12.784	nn preju	2.9	/	41.6	15		Vérifiée
	Mmax ->Ncorr	ELS	-242.725	1.507	23.179	preju	2.4	1.1	31.1		201.63	Vérifiée
	Nmin ->Mcorr	ELS	-87.906	-0.455	-10.700	preju	1	2.9	13		/	Vérifiée
Poteau 55x55	Nmax ->Mcorr	ELS	-340.228	-0.995	14.154	nn preju	2.3	/	31.2	15	/	Vérifiée
	Mmax ->Ncorr	ELS	-169.782	-1.611	-24.749	preju	2.4	12.8	29.3		/	Vérifiée
	Nmin ->Mcorr	ELS	11.298	-0.341	2.946	preju	0.3	4.1	3.3		/	Vérifiée
Poteau 55x55	Nmax ->Mcorr	ELS	-167.155	-1.937	17.129	preju	1.8	2.7	23	15	201.63	Vérifiée
	Mmax ->Ncorr	ELS	-69.862	2.793	33.854	preju	3.2	68	34.2		/	Vérifiée

V.3.4. Calcul de la contrainte de cisaillementτ_u

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est Donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

V.3.5. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$

Selon le CBA93 : Armatures droites ($\alpha = 90°$).

Tableau V.12 : Calcul de $\bar{\tau}_u$.

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	Min $\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa\right\}$	Min $\left\{0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa\right\}$
Situation durable	$\bar{\tau}_u$ = 2.5MPa	$\bar{\tau}_u$ = 3.3MPa
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u$ = 3.26MPa	$\bar{\tau}_u$ = 4.34MPa

- ✓ **Selon le(1) :** **[Art 7.4.3.2]** (1)

$$\overline{\tau_{ub}} = \rho_d \times f_{c28}$$

ρ_d= 0,075……. Si l'élancement $\lambda \geq 5$

ρ_d= 0,04……..…….Si l'élancement $\lambda < 5$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b}} \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées de chaque niveau suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.13 : Valeurs des contraintes limites de cisaillement dans les poteaux.

Section	Combinaison	Tx (KN)	Ty (KN)	τ_u(MPa)	λ	ρ_d	$\overline{\tau_u}$RPA (MPa)	$\overline{\tau_u}$ CBA (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
45x45	ELU	21.119	20.37	0.110	17.405	0.075	1.875	4.34	Vérifiée
50x50	ELU	25.336	33.38	0.141	15.665	0.075	1.875	4.34	Vérifiée
55x55	ELU	24.57	6.57	0.085	16.489	1.075	1.875	5.34	Vérifiée

V.3.6 Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant ;
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales ;
- Empêcher le gonflement du béton ;
- Empêcher le flambement des armatures ;

- Selon le CBA : **[Art A.5.1.2.3] (2)**

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Φt est donnée par la relation suivante **:**

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right)$$

Avec :$\emptyset_t$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$A_t = n_t \times a_t$: avec est n_t le nombre des barres transversales

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante **:**

St $\leq$ Min [0.9d ; 40cm] et $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4$ MPa

$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$ Dans le cas de la flexion composée **:** k = 1+3× $\frac{N_u}{B \times f_{c28}}$

- Selon le (RPA) : **[Art.7.4.2.2]** (1)

On a: $S_t = \frac{h \times A_t \times f_e}{\rho \times V_u}$

ρ: est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau. $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

$$\begin{cases} \rho = 2.5 & \text{si } \lambda g \geq 5 \\ \rho = 3.75 & \text{dans les cas contraires} \end{cases}$$

Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit **:**

- Dans la zone nodale: St ≤ Min ($10Ø_l$;15cm) ……..…… En zone IIa.
- Dans la zone courante: St ≤ $15Ø_l$ ……..... En zone IIa.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t \times b_1}$ en % est donnée comme suit **:**

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5: & \frac{A_t}{S_t \times b_1} \ 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 \ : & \frac{A_t}{S_t \times b_1} \ 0.8\% \\ \text{Si } : 3 < \lambda_g < 5 \ : & 0.3\% < \frac{A_t}{S_t \times b_1} < 0.8\% \end{cases}$$

Tableau V.14 : La section d'armatures transversales des poteaux.

Section	Vu (KN)	λg	ρ	At (cm²)	S_t cal RPA	*Zone*	$S_t$choix	$A_{t\,ch}(cm^2)$
55x55	21.119	5.02	3.75	2.01	-49.48	Nodale	10	$3Ø8 = 2.01$
						Courante	15	$3Ø8 = 2.01$
50x50	25.336	4.52	3.75	2.01	-58.30	Nodale	10	$3Ø8 = 2.01$
						Courante	15	$3Ø8 = 2.01$
40x40	24.57	4.11	3.75	2.01	66.78	Nodale	10	$3Ø8 = 2.01$
						Courante	15	$3Ø8 = 2.01$

V.3.7. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale : [Art 7.4.2.2]

Tableau V.15 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Section	Zone	$\frac{A_t}{S_t \times b_1}(\%)$	λ_g	$\frac{A_t}{S_t \times b_1} \geq 0.3\%$	$0.3\% < \frac{A_t}{S_t \times b_1} < 0.8\%$
45*45	Courante	0.06	5.02	Vérifiée	-
	Nodale	0.09		Vérifiée	-
50*50	Courante	0.05	4.52	-	Vérifiée
	Nodale	0.10		-	Vérifiée
55*55	Courante	0.06	4.11	-	Vérifiée
	Nodale	0.06		-	Vérifiée

Lorsque les conditions sont vérifié, on choisit : **4HA8=2.01cm²**

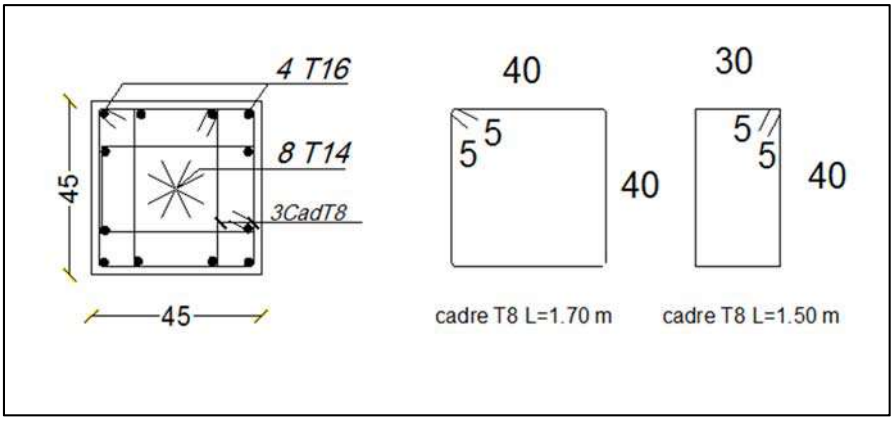


Figure V.4 : Ferraillage des poteaux (45x45)

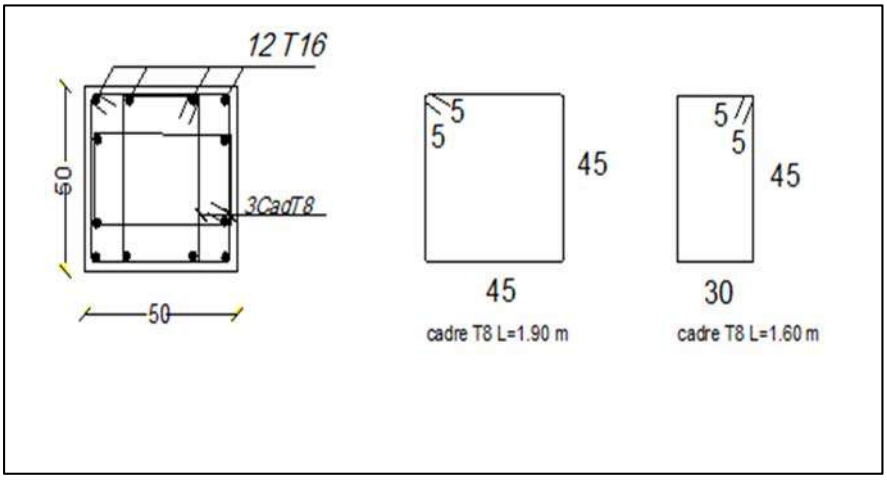


Figure V.5 : Ferraillage des poteaux (50x50)

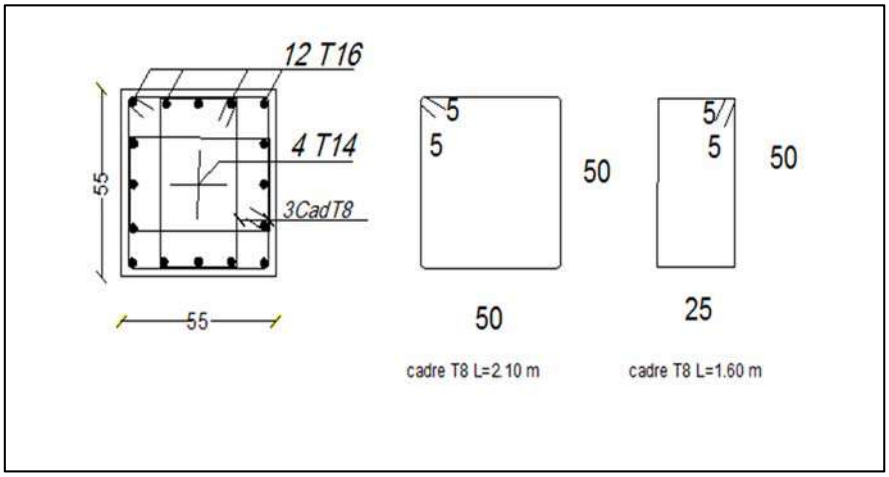


Figure V.6 Ferraillage des poteaux (55x55)

V.4. Ferraillage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

V.4.1 Ferraillage des trumeaux

V.4.1.1Calcul d'armatures verticales

Section minimales et maximales

Selon le (1) Art 7.7.4.1

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

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

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

Selon le (2) 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 tous les résultats de calcul du ferraillage des voiles dans les tableaux suivants :

Tableau V.16 : La section calculée d'armatures des voiles

Niveau	Voile	L (m)	N (kN)	M (kN. m)	Combinaison	Cas	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t (m)	L_C (m)	N_t (kN)	A_{vt} (cm²)
Sans X	Voile 1	5	1123.42	-8516.62	$0.8G - E_X$	SPC	9.07	-7.27	2.23	2.77	-2024.08	50.60
	Voile 2	4	116.18	2789.32	$0.8G - E_X$	SPC	4.3	-4.07	1.94	2.06	988.76	24.72
	Voile 3	3.1	68.17	1706.40	$0.8G - E_X$	SPC	4.35	-4.17	1.52	1.58	249.78	6.24
Sans Y	Voile 4	3.5	1071.18	1586.31	$0.8G - E_y$	SPC	1.88	4.33	1.06	2.44	249.78	6.24
	Voile 5	3.5	1583.22	2929.01	$0.8G - E_y$	SPC	-7.55	3.93	2.30	1.20	2171.90	54.30
	Voile 6	3.5	418	1817.51	$0.8G - E_y$	SPC	3.02	4.04	1.52	1.98	583.90	14.60

Tableau V.17 : La section choisie d'armatures des voiles

Niveau	Voile	L_t (m)	A_{vt} (cm²)	$A_{t\,min}$RPA (cm²)	$A_{c\,min}$ (cm²)	S_t (cm)	$A_{globale}$ (cm²)
Sans X	Voile1	2.23	50.60	13.85	1.37	10	2x23HA12=52.0.2
	Voile2	1.94	24.72	10.30	0.26	15	2x24HA12 = 54.29
	Voile3	1.52	19.80	7.90	0.16	15	2x17HA12 = 38.45
Sans Y	Voile4	1.06	6.24	5.30	3.45	15	2x20HA8 =20.11
	Voile5	2.30	54.30	11.51	0	10	2x30HA12 = 67.86
	Voile6	1.52	14.60	7.60	1.17	15	2x21HA10 = 32.99

V.4.1.2.Vérification des armatures à ELS

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations (**Mser**, **Nser**) selon les règles **CBA93**.on doit vérifier les contraintes du béton avec les contraintes admissible.

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$ Et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Tableau V.18 : Vérification des contraintes des voiles

Voile	*Etage*	N (MPa)	M (cm)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	*Vérification*
sans X	*Voile1*	1123.42	2.46	1.56	1.56	15	CV
	Voile2	1447.67	27.07	1.407	1.488	15	CV
	Voile3	1100.01	113.77	1.7	1.36	15	CV
Sans Y	*Voile4*	2069.53	60.69	2.48	2.25	15	CV
	Voile5	1563.10	296.08	1.21	2.36	15	CV
	Voile6	1709.12	13.66	1.93	1.98	15	CV

V.4.1.3.Armatures 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). D'équilibrer l'effort tranchant.

Tableau V. 19 : La section d'armatures horizontales des voiles

	Voile	*Ep* *(cm)*	*H* *(cm)*	*T* (MPa)	τ (MPa)	$\overline{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \overline{\tau}$	$\emptyset_h$ (mm^2)	$S_{t\,ch}$ (cm)	$A_{h\,calculé}$ (cm^2)	$A_{h\,ch}(cm^2)$
sans *X*	*Voile 1*	25	3.74	1244.83	1.55	3.26	CV	12	10	17.34	2x(22HA12) =37.32
	Voile 2	25	3.74	616.94	0.96	3.26	CV	12	15	18.09	2x(22HA12)
	Voile 3	25	3.74	452.58	0.91	3.26	CV	10	15	12.81	2x(22HA10)
Sans *Y*	*Voile 4*	25	3.74	231.20	0.41	3.26	CV	10	15	12.52	2x(22HA10)
	Voile 5	25	3.74	974	1.73	3.26	CV	10	10	22.62	2x(33HA10)
	Voile 6	25	3.74	620.61	1.1	3.26	CV	10	15	10.99	2x(22HA10)

V.4.1.4.Armatures 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 [Art 7.7.4.3] (1)

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 IIa.

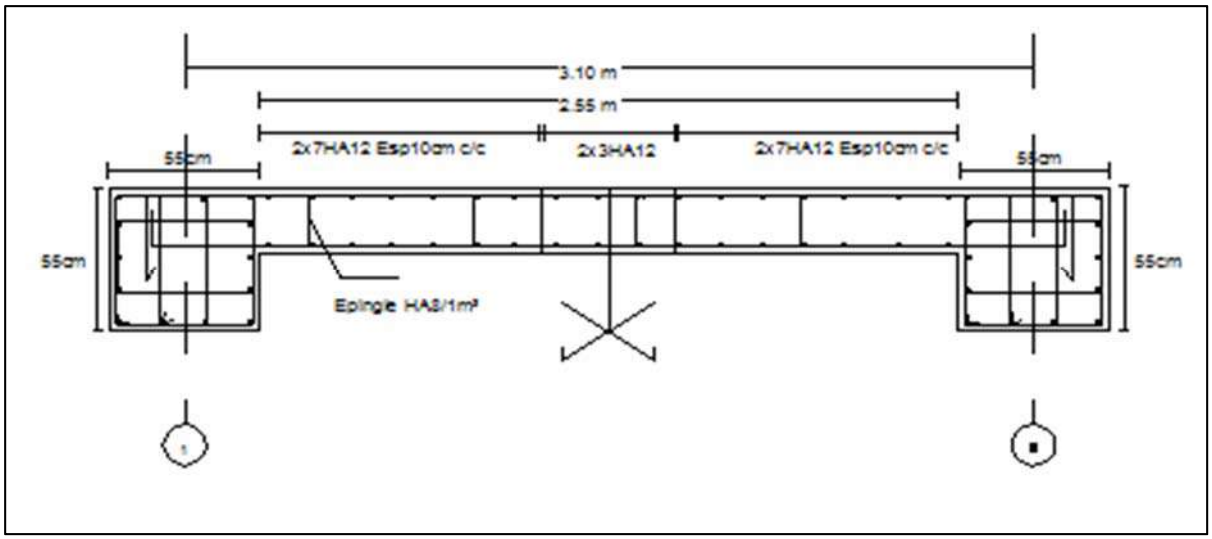


Figure V.7 : plan de coffrage et ferraillage de voile plein

V.4.2 Ferraillage des linteaux

Tableau V.20 : Choix de la méthode de calcul.

Linteau	Niveau	V(kN)	τ(MPa)	$0.06f_{c28}$	$\tau \leq 0.06f_{c28}$	Choix de la méthode
VX7	3.74	299.73	0.87	1.5	OUI	Flexion simple
	6.97	225.15	0.86	1.5	OUI	Flexion simple
	10.2	200.98	0.77	1.5	OUI	Flexion simple
	13.43	175.35	0.67	1.5	OUI	Flexion simple
	16.66	148.56	0.87	1.5	OUI	Flexion simple
	19.89	119.82	0.46	1.5	OUI	Flexion simple
	23.12	35.58	0.33	1.5	OUI	Flexion simple
	26.35	47.53	0.18	1.5	OUI	Flexion simple
	29.58	25.94	0.26	1.5	OUI	Flexion simple

Tableau V.21 : La section d'armatures des linteaux

Linteau	Niveau	A calculé (cm^2)		St cm	A choisie (cm^2)	
		Al	At		Al	At
Voile 6	RDC	4.17	1.58	15	2x2HA12=4.52	2HA10=1.57
	1	3.72	1.58	15	2x2HA12=4.52	2HA10=1.57
	2	3.48	1.58	15	2x2HA12=4.52	2HA10=1.57
	3	2.93	1.58	15	2x2HA10=3.14	2HA10=1.57
	4	2.44	1.58	15	2x2HA10=3.14	2HA10=1.57
	5	1.83	1.58	15	2x2HA8=2.01	2HA10=1.57
	6	1.27	1.58	15	2x2HA8=2.01	2HA10=1.57
	7	0.61	1.58	15	2x2HA8=2.01	2HA10=1.57
	8	0.47	1.58	15	2x2HA8=2.01	2HA10=1.57

V .5.Conclusion

A la fin de chapitre, on a déterminé le ferraillage de tous les éléments structuraux soit les poteaux, les poutres ou les voiles. On pourra ainsi entamer le prochain chapitre qui traite de l'infrastructure.

CHAPITRE VI

Calcul de l'infrastructure

VI.1. Les longrines

VI.1.1.Introduction

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au-dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

VI.1.2. Pré dimensionnement

Pour un sol de fondation de catégorie (S_2) et (S_3)

Section minimale (25x30) cm² on adopte section (30x35) cm².

VI.1.3. Sollicitations

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F "

égale à : $\begin{cases} F_{ult} = \dfrac{N_u}{\alpha} \geq 20\ KN \\ F_{ser} = \dfrac{N_{ser}}{\alpha} \geq 20\ KN \end{cases}$

- N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité : N_U = 1588.51 KN
- α : coefficient de site en fonction de la zone sismique α = 12 (Zone IIa ; Site S_3) .

$$Fu = \frac{2302.45}{12} = 191.871 \text{ KN}$$

VI.1.4. Ferraillage

a. Etat limite ultime

Les armatures longitudinales sont données par : $A_U \geq \dfrac{F_u}{\sigma_S}$

Où F_u = 191.871KN

Donc : $A = 5.51cm^2$ = 6HA12 = 6.78 cm².

Section minimale

$$Amin = 0.6\%bxh(cm^2) - RPA2003\ Art.\ 10.1.1$$

Amin =0.6% x(30x35) = 6.30 cm².

A choisie = 6HA12 =6.79 cm².

VI.1.5. Vérification des contraintes normale à l'ELS [Art. A.4.5.3] (2)

$$Fser = \frac{N_{ser}}{\alpha} \quad , \bar{\sigma}_s = \frac{F_{ser}}{A} < \overline{\sigma_S} \, , \overline{\sigma_S} = \min\left\{\frac{2}{3}F_e \, ; \, 110\sqrt{1.6F_{tj}}\right\} \text{ MPa}$$

Tableau VI.1 : Vérification des contraintes normales.

B (cm^2)	N_s (KN)	F_s (KN)	A choisir (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}}$
30x35	1674.948	139.58	6.78	205.87	201.63	CNV

On doit changer la section. A=6HA14=9.24cm^2

Tableau VI.2 : Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm^2)	N_s (KN)	F_s (KN)	A choisir (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}}$
30x35	1674.948	139.58	9.24	151.059	210.63	Vérifiée

VI.1.6. Vérification des contraintes de cisaillements à l'ELS [Art. A.5.1.2.1.1] (2)

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

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{7.73\ x\ 10^3}{300x325} = 0.079\text{MPa}$$

Fissuration préjudiciable : $\overline{\tau_u}$ = Min (0.15 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4MPa) = 2.5MPa

τ_u = 0.0797MPa ≤ $\overline{\tau_u}$ =2.5MPa …….. CV

Armatures transversales

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE400.

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

- Selon le CBA: **[Art A.6.4.2]**

$\Phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right]$

$A_t = a_t \times n_t$

$a_t = \frac{\pi x \Phi_t^2}{4}$

- Selon le RPA**:** **[Art 7.5.2.2]**

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003\, b \\ S \leq Min\left(\frac{h}{4}\ et\ 12\varphi\right) & \text{: Zone nodale} \\ S' \leq \frac{h}{2} & \text{: Zone courant} \end{cases}$$

D'après (2) : $\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.k)}{0.9.f_e(cos\,\alpha+\sin\alpha)} \\ S_t \leq Min\,(0.9d\,; 40cm) \\ \frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales(A_t) ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Calcul des armatures transversales et leur espacement.

Elément		CBA 93		RPA 99			S_t adopté (cm)		A_t choisie (cm²)
Section	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm²)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm²)	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	
(30×30)	0.079	24.75	0.22	8.75	17.5	0.79	10	15	**4Ø8 = 2.01**

Les cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20cm, 15 Φl).

VI.2.Les fondations

VI.2.1. Introduction

L'infrastructure d'une construction est constituée par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure et assure sa stabilité, l'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes **:**

- Réalise l'encastrement de la structure dans le terrain ;
- Assurant la liaison avec le sol et réparti les efforts ;
- Elle joue un rôle d'appuis ;
- Limite les tassements différentiels à une valeur acceptable.

VI.2.2. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépond de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation ;
- L'importance des charges ;
- Rapprochement des poteaux et des voiles ;

VI.2.3.Etude préliminaire du choix de type de semelle

VI.2.3.1. Semelles isolées

D'après les caractéristiques du sol où on a implanté notre projet, nous a conduits dans un premier temps à considérer que le type de fondation choisi est des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles ou semelles filantes sous poteaux.

Le schéma suivant montre la 1^{ér} proposition :

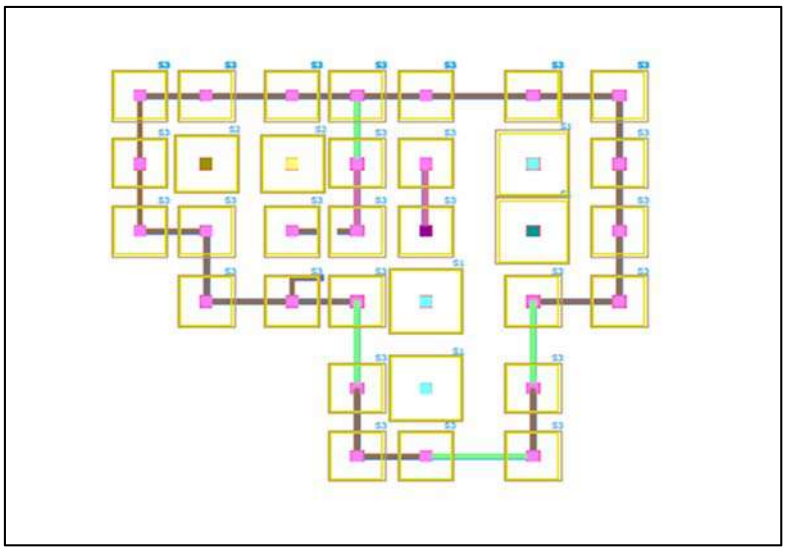


Figure.VI.1. La 1^{ér} proposition des semelles isolée.

Tableau.VI.4 : Dimensionnement de semelles isolées.

Semelle	N_{ser} (KN)	A (m)	B (m)
S1	1612.69	3,4	3,4
S2	1177.77	2,60	2,60
S3	1691.54	3	3

VI.2.3.1.1.Calcul des semelles isolées

1-dimensionnements des semelles isolées à L'ELS

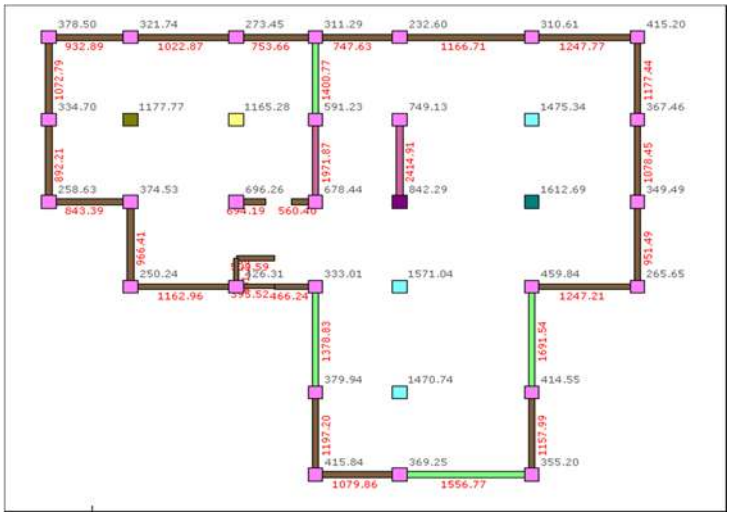


Figure.VI.2. Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

VI.2.3.1.2.Vérification de l'interférence entre deux semelles

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.

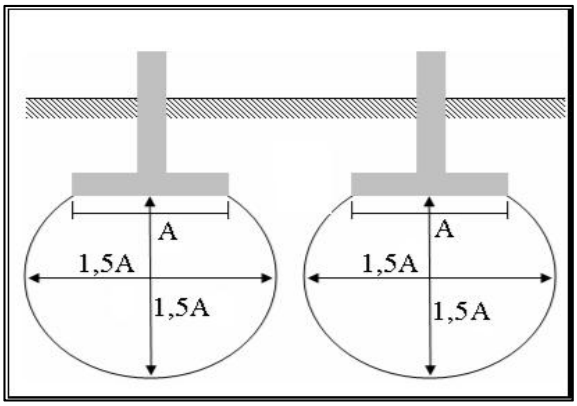


Figure.VI.3. les bulbes de pression

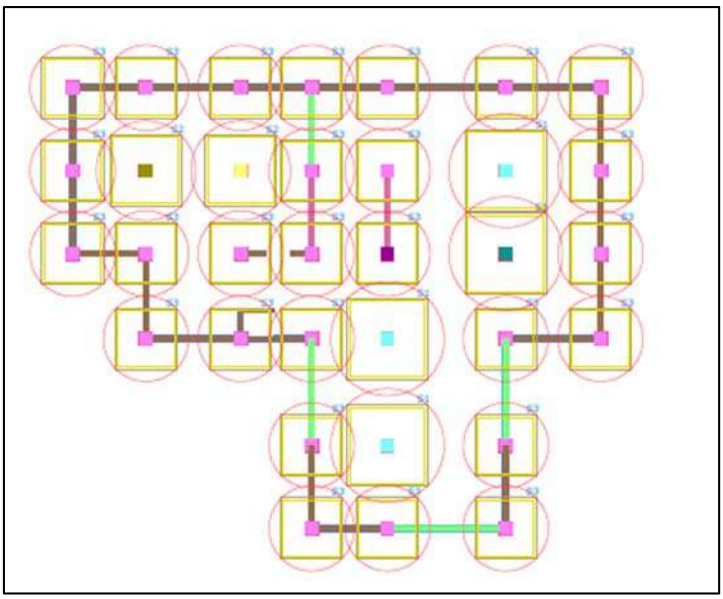


Figure VI.4 : Les bulbes de pression sous la semelle

Tableau VI.5 : Vérification chevauchement entre les semelles isolées

Semelle	L (m)	A_1(m)	A_2 (m)	$\frac{A_1+A_2}{2}$ x1.5	L ≥ $\frac{A_1+A_2}{2}$ x1.5
S1-S2	4	2	2	6,75	CNV
S2-S3	5	2,5	2,5	6,75	CNV

Conclusion

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

VI.2.3.2. Semelles filantes

Les dimensions des semelles filantes sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles ;
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton ;
- Bon enrobage des armatures ;
- Non poinçonnement ;

Le calcul de largeur « B » de semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

Vue la longueur de la semelle, le calcul se fait pour une bande de 1 m de longueur.

S=1000×B (mm2)

Il faut satisfaite l'inégalité suivante :

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}] \qquad \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Rightarrow \qquad \frac{\sum N_{ser}}{1000 \times B} \leq [\sigma_{sol}] \Rightarrow \quad B \geq \frac{\sum N_{ser}}{1000 \times [\sigma_{sol}]}$$

$$h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Calcul des semelles filantes sont faire d'parée de vérifier le chevauchement dans tous les semelles isolées.

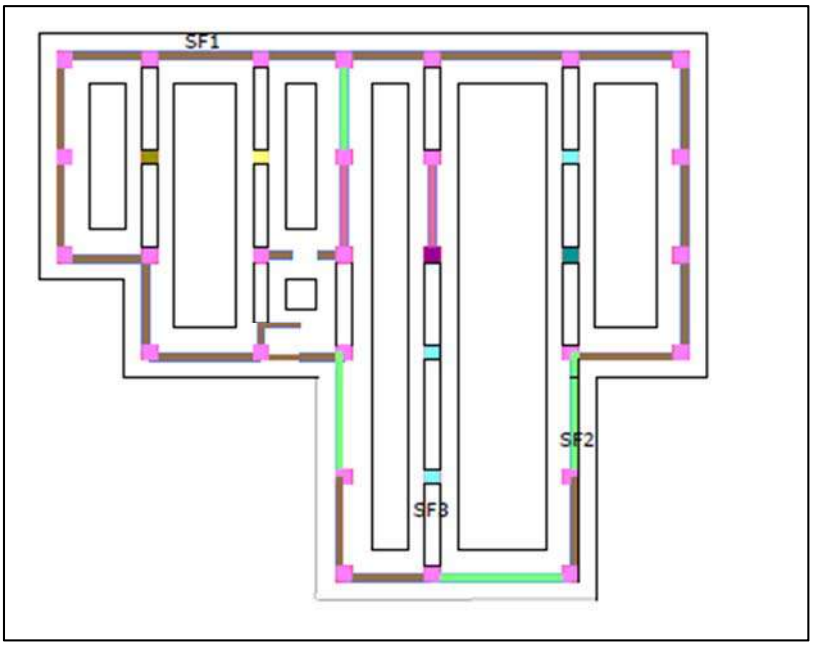


Figure VI.5. Disposition des semelles filantes.

Tableau VI.6 : Dimensionnement des semelles filantes (ELS).

Eléments	$\sum N_{ser}$	B(m)	H(cm)	$\sigma(bars)$	$\overline{\sigma_{sol}}$(bars)	Vérification
S.F1 sous voiles	2054.14	2.00	40	1.70	2.00	Oui
S.F2 sous voiles	4934.12	2.00	40	1.85	2.00	Oui
S.F3 sous voiles	2316.10	2.00	40	1.33	2.00	Oui

Tableau VI.7 : Vérifications de chevauchements entre les semelles

Eléments	Bi	$\frac{B_i + B_{i+1}}{2}$	L	$\frac{B_i + B_{I+1}}{2} < L$
S.F1	2	1	4.00	Oui
S.F.2	2			
S.F.2	2	1	5.00	Oui
S.F.3	2			
S.F.4	2			

Commentaire

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'a pas de chevauchement des semelles.

VI.2.3.2.1. Ferraillage de la semelle filante sous voiles

D'après les résultats, on remarque qu'il n'a pas de chevauchement des semelles sous voiles

On adopté des semelles filantes d'une largeur de B=2 m et une hauteur H=40 cm.

1-Vérification de l'excentricité :

Tableau VI.8 : Vérification de l'excentricité.

Eléments	A[m]	e0 [cm]	B/6 [cm]	e0 ≤ B/18	Méthode
S.F1	0.57	0.27	33.30	Oui	Bielle
S.F.2	2.50	0.28	33.30	Oui	Bielle
S.F.3	2.80	0.52	33.30	Oui	Bielle

Tableau VI.9 : Ferraillage parallèle.

Eléments	Nu [KN]	Ab [cm²]	Abchoisi [cm²]	St [cm²]
S.F1	1698.61	21.83	33HA12=37.32	15
S.F.2	2216.40	29.49	33HA12=37.32	10
S.F.3	2159.81	31.56	33HA12=37.32	15

Tableau VI.10 : Parallèlement à l'axe de longitudinal.

Eléments	$A_{Rép}$ [cm²]	$A_{Répchoisies}$[cm²]	St [cm²]
S.F1	7.46	8HA12=9.05	15
S.F.2	7.46	8HA12=9.05	15
S.F.3	7.46	8HA12=9.05	15

VI.3. Poutre de libage

Tableau VI.11 : Dimensionnement de poutre de libage

Lmax(mm)	K[MPa]	E[MPa]	b[mm]	$h_{pl}(cm)$	$h_{pl}choisies(cm)$
4500	0.04	32164.20	550	63.41	80

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes de cisaillements de P. libage.

b(cm)	h_{pl}(cm)	T[KN]	τ_u[MPa]	$\overline{\tau_u}$[MPa]	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
55	80	770.74	1.82	2.5	Oui

Tableau VI.13 : Calcul de ferraillages.

P.L	Sollicitation			Section d'armature		
Lmax (m)	b [cm]	h [cm]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Travée As1	Appui As2
4.5	55	80	256.72	-430.23	13.10	17.70

Tableau VI.14 : Les armatures choisies.

As1	As2	As1'	As2'	Amin RPA	Amin CBA
4ha16+4chpha16= 16.08	4ha16+6chpha16= 20.11	5HA20= 15.7	9HA20= 28.27	22	4.4

Section minimale

Amin= 0.5%bxh (cm²) –RPA2003 Art.7.5.2.1

Amin=0.1%bxh (cm²) –CBA Art.B.6.4

Tableau VI.15 : Vérification des contraintes à L'ELS.

Sollicitation à ELS		Contraintes en travée		Contraintes en appui		Contraintes admissibles		cdt
Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	σ_b [MPa]	σ_s [MPa]	σ_b [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_b$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	
334.37		6.80	210.60			15	201.60	Oui
	-447.42			8.30	201.60	15	201.60	Oui

VI.4. Etude du voile périphérique [Art 10.1.2] (1)

Dans notre cas le voile périphérique est travaillé comme un mur de soutènement qu'il soumit à un effort de terre (poussée de terre), pour cela, le calcul de ferraillage se fait par méthode de ligne de rupture.

On a: Ƥ=Lx /Ly= 3,74/5=0,748 la dalle travail suivant les deux directions.

Tableau VI.16 : Calcul de la poussée des terres.

γ (KN/m^3)	φ°	K_γ	h (m)	P (KN/ml)
17.60	20	0.490	3.74	60.31

Tableau VI.17: Sollicitation des murs de soutènement périphérique.

α	Direction	P_u (KN /ml)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
0.748	2 Direction	81,42	13.84	8.14

Tableau VI.18 : Sollicitation des murs de soutènement périphérique.

Etats	Les moments	Aux appuis	En travées
ELU	M_x (KN.m)	8.14	13.84
	M_y (KN.m)	8.14	13.84
ELS	M_x (KN.m)	6.031	10.25
	M_y (KN.m)	6.031	10 .25

VI.4.1.Calcul du ferraillage

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

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

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

a. Condition de non fragilité [1]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25\times100}{1000} = 2.5\ cm^2$$

Tableau VI.19 : ferraillage des murs de soutènement périphérique**.**

	Suivant X				Suivant Y			
	M (KN. m)	A_{cal} (cm^2)	A_{ch} (cm^2)	S_t (cm)	M (KN. m)	A_{cal} (cm^2)	A_{ch} (cm^2)	S_t (cm)
Travées	13.84	2.7	5HA12= 5.65	15	13.84	2.7	5HA12= 5.65	15
Appuis	8.14	2.7	5HA12= 5.65	15	8.14	2.7	5HA12= 5.65	15

VI.4.2.Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.20 : ferraillage des murs de soutènement périphérique**.**

Contraintes en travées					Contraintes aux appuis				
M_t (KN.m)	A_{ch} (cm^2)	σ_b(MPa)	σ_b(MPa)	$\sigma \leq \bar{\sigma}$	M_a (KN.m)	A_{ch} (cm^2)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	$\sigma \leq \bar{\sigma}$
10.25	5.65	1	15	CV	6.031	5.65	0.6	6.6	CV

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un coté 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.

On a utilisé le logiciel SAP et ROBOT afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferraillage des différents éléments de construction. D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important

Pour l'étude de l'infrastructure, une semelle filante était la meilleure solution pour satisfaire les conditions de stabilité.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.