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

Étude d'un batiment à usage multiple (Entre-sols+RDC+5 étages)

Présenté par

KOSSEIR SIDAHMED

ATSAMNIA FOUAD

Proposé et Dirigé par

Mr. KHELLADI MOHAMED

Mr. KORTEBY Karim Ahmed

Promotion Juin 2019


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions Dieu pour nous avoir guidé vers le chemin de la lumière et du savoir, pour nous avoir donné le courage et la volonté afin de pouvoir réaliser ce travail.

Nous tenons à remercier vivement nos parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices, et tous ceux qui nous ont aidé à élaborer cet ouvrage.

Nous remercions en particulier notre Promoteur
Mr. KORTEBY,Mr.KHELLADI

Pour l'encadrement et pour son aide et ses orientations précieuses afin de mener notre travail à bon port.

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

Un grand merci pour l'ingénieur laboratoire de ben Abdi Ahmed

Un grand merci pour l'ingénieur

Mr OULDTERKI BENAISSA
pour son aide.

Que tous ceux et celles qui nous ont apporté leurs soutiens et qui nous ont aidé de près ou de loin pour l'achèvement de ce mémoire

Trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

Dédicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

Á celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon cœur, " ma mère ".

Á celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur, " mon père ".

Á mon frère Farouk

Á mes chères sœurs Naima et Nadjet et toute la famille Kosseir

Á mes chers amis Sid Ahmed, Moustafa, Mohamed et Abdelkader et à tous mes amis.

Á mon binôme Atsamnia Fouad et toute la promotion 2019

Sid Ahmed

Dédicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance

Á celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon cœur, " ma mère ".

Á celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur, " mon père ".

Á mes chères sœurs Chaima, Kenza et toute la famille Atsamnia.

Á mes chers amis Adel, Dahmen, Anes, Abdelrahim et à tous mes amis.

Á mon binôme KOSSEIR SIDAHMED et toute la promotion 2019.

Fouad

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé, constituée de entre-sols+RDC+5étages

Ce bâtiment se situe à, wilaya de Alger qui fait partie de la zone de forte sismicité.

C'est une structure contreventée par des portiques et des voiles, sa conception est faite conformément aux Règlement Parasismique Algérien (RPA2003) et le codes du béton armé (CBA 93).

L'étude dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel d'analyse des structures (SAP2000 version 20).

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة بناية من الخرسانة المسلحة تتكون من (طابق تحت الارض+طابق ارضي +5 طوابق)

تقع في ولاية الجزائر التي تعتبر ذات نشاط زلزالي قوي.و نضمن مقاومة البناية لكل الحمولات الافقية و العمودية بواسطة نظام العارضات و الاعمدة + جدران من الاسمنت المسلح

قياس الابعاد و تسليح مختلف العناصر الاساسية مصممة طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر

(RPA2003.CBA93)

الدراسة الحركية انجزت بواسطة برنامج تحليل الهياكل

(SAP2000 version 20)

Abstract

The goal of this work is the study of a concrete reinforced structure, made up of (1 underground + ground dealing + 5 stories).

This building is located at wilaya of Alg, which belongs to the zone of strong seismicity. It is a structure braced by mixted system gantry-sails.

The dimensioning and the reinforcement of all the resistance elements were prepared in accordance with regulatory and technical documents (RPA2003, CBA93).

The dynamic study was carried out using software (SAP2000 version 20).

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE 2

I.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE 2

I.2.1 Dimensions en plan du bâtiment 2

I.2.2 Dimensions en élévation du bâtiment 2

I.3 CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES 2

I.3.1 Système de contreventement 2

I.3.2 Planchers 2

I.3.3 Maçonnerie 2

I.3.5 Les escaliers 3

I.3.6 Infrastructure 3

I.4 CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX 3

I.4.1 Le béton 3

I.4.2 Les aciers 4

I.4.2.1 Types d'acier 4

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1 INTRODUCTION 10

II.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS 10

II.2.1 Planchers à corps creux 10

II.2.2 Planchers dalles pleines 11

II.3 PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES 11

II.4 PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX 12

II.4.1 Etapes de prédimensionnement 13

II.4.1.1 Calcul de la capacité portante $\bar{N}$ 14

II.4.1.2 Choix du poteau le plus sollicité 14

II.4.2 Evaluation des charges 15
II.4.2.1 Charges permanentes 15
II.4.2.1.1 Maçonnerie 15
a) Murs intérieurs (simple cloison) 15
b) Murs extérieurs (double cloison) 16
II.4.2.1.2. Plancher toiture 16
II.4.2.1.3. Plancher courant 17
II.4.2.2 Charges d'exploitation 17
II.4.2.3 L'effort normal ultime Nu 19
II.4.2.4 Vérification selon le RPA2003 20
a) Vérification des sections 20
b) Vérification aux zones nodales 20
II.5 PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES 21
II.6 PREDIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS 21

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 PLANCHER A CORPS CREUX 22
III.1.1 La dalle de compression 22
III.1.2 Les poutrelles 23
III.1.2.1 Avant coulage 23
III.1.2.2 Après coulage 24
a) Conditions d'application de la méthode forfaitaire 24
b) Exposé de la méthode 24
c) Vérification des contraintes à l'ELS 26
d) Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 27
e) Vérification de la flèche 27
III.2.LES ESCALIERS 27
III.2.1 Dimensionnement 27
III.2.2 Calcul d'épaisseur de la paillasse 27
III.2.3 Evaluation des charges et surcharges 28
III.2.3.1 Charges permanentes 28

III.2.3.2 Charges d'exploitation 29
III.2.4 Détermination des sollicitations 29
III.2.5. Détermination des efforts..... 29
III.2.6. Ferraillage 30
III.2.6.1 Armatures longitudinales 30
III.2.6.2 Armatures de répartition 30
III.2.7 Vérification à l'ELS 31
III.2.8 Vérification des contraintes de cisaillements 31
III.2.9 Vérification de la flèche 31
III.3.LA POUTRE PALIERE 32
III.3.1 Pré dimensionnement 32
III.3.2 Charges revenant à la poutre …..... 32
III.3.3 Calcul des efforts 33
III.3.4 Calcul de ferraillage 33
III.3.4.1 Armatures longitudinales 33
III.3.4.2 Armatures transversales 33
III.3.4.3 Vérification des contraintes à l'ELS 34
III.3.4.4 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 34
III.3.4.5 Vérification des sections d'armatures selon le RPA2003 34
III.3.4.6 Vérification de la flèche 34
III.4 LA DALLE PLEINE 34
III.4.1 Ferraillage 34
III.4.1.1 Armatures longitudinales 36
III.4.1.2 Armatures de répartition 36
III.4.2 Vérification des contraintes à l'ELS..... 37
III.4.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 37
III.4.4 Vérification de la flèche 37
III.4.5. Ferraillage 38
III.4.5.1. Armatures longitudinales 38
III.4.6 Vérification des contraintes à l'ELS..... 39
III.4.7 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 39
III.4.8 Vérification de la flèche 40

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1 INTRODUCTION 41
IV.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE 42
IV.2.1 Centre de masse 42
IV.2.2 Centre de torsion 43
IV.2.3 Excentricité 44
IV.3 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL 45
IV.3.1 Introduction 45
IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale : (RPA2003 « Art 4.3.7 ») 45
IV.3.2.1 Principe de la méthode 45
IV.3.2.2 Modélisation 45
IV.3.2.3 Le spectre de réponse de calcul 45
IV.3.3 Résultats de l'analyse dynamique 47
IV.3.3.1 Analyse modale 48
1- Comportement modal 48
1-2 Participation massique (dissipation d'énergie) 48
IV.3.3.2 Analyse statique et dynamique 49
1- Stabilité de la structure 49
1-1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 49
1-2 Vérification de la stabilité au renversement 51
1-3 Vérification des déplacements inter-étage 52
1-4 Vérification de l'effet P-Δ 53
2-2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux 54

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1 INTRODUCTION 55
a) Combinaisons données par le CBA93 55
b) Combinaisons données par le RPA99 version2003 55
V.2 FERRAILLAGE DES POUTRES 55
V.2.1 Ferraillage longitudinal des poutres 55

V.2.1.1 Vérification des contraintes à l'ELS 56
V.2.1.2 Vérification de la flèche 57
V.2.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 58
V.2.2 Ferraillage transversal des poutres 58
V.3 FERRAILLAGE DES POTEAUX 60
V.3.1 Armatures longitudinales 60
V.3.1.1 Recommandations selon les règlements 60
V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage 61
V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS 63
V.3.2 Armatures transversales 63
V.4 FERRAILLAGE DES VOILES 65
V.4.1 Ferraillage des trumeaux 65
V.4.1.1 Calcul d'armatures verticales 65
V.4.1.2 Vérification des contraintes à l'ELS 68
V.4.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 69
V.4.1.4 Armatures horizontales 70
V.4.1.5 Armatures transversales 71
V.4.2 Ferraillage des linteaux 72
V.4.2.1 Ferraillage des linteaux en flexion simple 72
V.4.2.2 Ferraillage des linteaux en Traction / Compression 73

CHAPITRE VI

CALCUL DES FONDATIONS

VI.1. INTRODUCTION 75
VI.2. TYPES DE FONDATIONS 75
VI.3. CRACTERISTIQUES DU SOL..... 75
VI.4 CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS 76
VI.4.1 Semelle isolée sous poteau 76
VI.4.2 Semelle filante 78
VI.4.2.1 Les hypothèses de calcul 78
VI.4.2.2 Ferraillage de la semelle filante sous poteaux..... 79
VI.4.2.3 Poutre de libage 80
VI.4.2.4 Ferraillage de la semelle filante sous voile 81

VI.5. Calcule des longrines 82
VI.5.1. Prédimensionnement 82
VI.5.2. Sollicitation 82
VI.5.3. Ferraillage 82
VI.5.3.1. Armature longitudinal 82
VI.5.4. Vérification des contraint à L'ELS 83
VI.5.4. Vérification des contraint de cisaillement 83
VI.6. Calcul de voile périphérique 83
VI.6.1 Calcul de la poussée des terres 84
VI.6.2 Vérification des contraintes à l'ELS 85
VI.6.3Vérification au cisaillement à l'ELU 85
CONCLUSION GENERALE 86

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITER I
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I.1 *Résistance* f_{c28} *du béton à 7,14 et 90 jours* 3
Tableau I.2 *Autres caractéristiques du béton* 4
Tableau I.3 *Les types d'aciers utilisés et leurs nuances* 4
Tableau I.4 *Autres caractéristiques de l'acier* 5

CHAPITER II
PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau II.1 *Pré dimensionnement des poutres* 12
Tableau II.2 *Capacité portante* $\bar{N}$ *pour chaque section de poteau* 14
Tableau II.3 *Charges permanentes du mur intérieur* 16
Tableau II.4 *Charges permanentes du mur extérieur* 16
Tableau II.5 *Charges permanentes du plancher toiture* 16
Tableau II.6 *Charges permanentes du plancher courant* 17
Tableau II.7 *Charges permanentes du plancher terasse inaccessible* *17*
Tableau II.8 *Charges permanentes cumulées des surfaces reprises* 18
Tableau II.9 *Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises* 19
Tableau II.10 *Vérification de l'effort normal des poteaux* 19
Tableau II.11 *Vérification des sections selon le RPA2003* 20
Tableau II.12 *Vérification des dimensions selon le RPA992003* 20

CHAPITRE III
CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.1 *Vérification de la flèche des poutrelles avant coulage* 24
Tableau III.2 *Les sollicitation à l'ELU de la poutrelle* 25
Tableau III.3 *La section d'armatures calculées et choisies* 26
Tableau III.4 *Les sollicitation à l'ELS de la poutrelle* 26

Tableau III.5 *Vérification des contraintes à l'ELS.* 26
Tableau III.6 *Vérification des contraintes de cisaillement* 27
Tableau III.7 *Vérification de la flèche de la poutrelle* 27
Tableau III.8 *Charges permanentes de la paillasse* 28
Tableau III.9 *Charges permanentes du palier de repos* 28
Tableau III.10 *Combinaisons des charges dans l'escalier* 29
Tableau III.11 *Les sollicitations dans l'escalier* 29
Tableau III.12 *La section d'armatures longitudinales dans l'escalier* 30
Tableau III.13 *Vérification de la section d'armatures* 30
Tableau III.14 *La section d'armatures de répartition dans l'escalier* 30
Tableau III.15 *Vérification des contraintes de l'escalier à l'ELS.* 31
Tableau III.16 *Vérification des contraintes de cisaillements de l'escalier* 31
Tableau III.17 *Prédimensionnement de la poutre palière* 32
Tableau III.18 *La section d'armature longitudinale de la poutre palière* 33
Tableau III.19 *La section d'armature transversale de la poutre palière* 33
Tableau III.20 *Vérification des contraintes de la poutre palière à l'ELS.* 33
Tableau III.21 *Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU* 34
Tableau III.22 *Vérification des sections d'armatures de la poutre palière* 34
Tableau III.23 *Section d'armatures longitudinales dans la dalle plein* 35
Tableau III.24 *Vérification de la section d'armatures* 35
Tableau III.25 *La section d'armatures de répartition dans la dalle plein* 35
Tableau III.26 *Vérification des contraintes de la dalle plein à l'ELS.* 35
Tableau III.27 *Vérification des contraintes de cisaillement de la dalle plein à l'ELU* 37
Tableau III.28 *Vérification de la flèche* 37
Tableau III.29 *Section d'armatures longitudinales dans la dalle plein* 38
Tableau III.30 *Vérification de la section d'armatures* 38
Tableau III.31 *Vérification des contraintes de la dalle plein à l'ELS.* 39
Tableau III.32 *Vérification des contraintes de cisaillement de la dalle plein à l'ELU.* 39
Tableau III.33 *Vérification de la flèche* 40

CHAPITRE VI
ETUDE DYNAMIQUE

Tableau VI.1 *Centre de masse et centre de torsion* 43
Tableau VI.2 *Excentricité suivant les deux directions* 44
Tableau VI.3 *Distribution des sollicitations suivant X* 46
Tableau VI.4 *Distribution des sollicitations suivant Y* 46

Tableau VI.5 *Facteur de qualité* 47
Tableau VI.6 *Comportement des trois premiers modes* 48
Tableau VI.7 *Comportement jusqu a mode retenu* 49
Tableau VI.8 *Les valeurs de la force sismique* 50
Tableau VI.9 *Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul* 51
Tableau VI.10 *Valeurs des moments de stabilité et de renversement* 51
Tableau VI.11 *Vérification des déplacements inter-étage suivant X* 52
Tableau VI.12 *Vérification des déplacements inter-étage suivant Y* 53
Tableau VI.13 *Vérification de l'effet P-Δ.* 53
Tableau VI.14 *Vérification de l'effort normal réduit* 54

CHAPITRE V
FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau V.1 *La section calculée d'armatures des poutres* 55
Tableau V.2 *La section choisie d'armatures des poutres* 56
Tableau V.3 *Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.* 56
Tableau V.4 *Vérification de section d'armatures* 57
Tableau V.5 *Vérification préliminaire de la flèche des poutres* 57
Tableau V.6 *Vérification de la flèche des poutres principales* 58
Tableau V.7 *Vérification de la flèche des poutres secondaires 1* 58
Tableau V.8 *Vérification de la flèche des poutres secondaires 2* 58
Tableau V.9 *Vérification des contraintes de cisaillement* 58
Tableau V.10 *La section d'armatures transversales* 59
Tableau V.11 *La section d'armatures des poteaux* 62
Tableau V.12 *Vérification des contraintes à l'ELS.* 63
Tableau V.13 *La section d'armatures transversales des poteaux* 64
Tableau V.14 *La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant X).* 66
Tableau V.15 *La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant X).* 67
Tableau V.16 *La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).* 67
Tableau V.17 *La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).* 68
Tableau V.18 *Vérification des contraintes des voiles (Suivant X).* 68
Tableau V.19 *Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y).* 69
Tableau V.20 *Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant X).* 69
Tableau V.21 *Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant Y).* 70
Tableau V.22 *La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant X).* 71

Tableau V.23 *La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant Y).* 71
Tableau V.24 *Choix de la méthode de calcul* 73
Tableau V.25 *La section d'armatures des linteaux (Suivant Y).* 74
Tableau V.26 *La section choisie d'armatures de peaux.* 74

CHAPITRE VI
CALCUL DES FONDATIONS

Tableau IV.1 *Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.* 77
Tableau IV.2 *Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.* 78
Tableau IV.3 Vérifications de chevauchements entre les semelles.. 79
Tableau IV.4 Vérification de l'excentricité. 79
Tableau IV.5 Ferraillage parallèle. 80
Tableau IV.6 Parallèlement à l'axe de longitudinal 80
Tableau IV.7 Dimensionnement de poutre de libage. 80
Tableau IV.8 Vérification des contraint. 80
Tableau IV.9 Calcule de ferraillage 80
Tableau IV.10 Dimensionnement de poutre de libage 80
Tableau IV.11 Vérification des contraints à l'ELS. 81
Tableau IV.12 Vérification des contraints de cisaillement 81
Tableau IV.13 Vérification de l'excentricité. 81
Tableau IV.14 Ferraillage parallèle. 81
Tableau IV.15 Parallèlement à l'axe de longitudinal. 82
Tableau IV.16 Ferraillage longitudinal des longrines. 82
Tableau IV.17 Vérification de contrainte à l'ELS des longrines 83
Tableau IV.18 Vérification de contrainte de cisaillement. 83
Tableau IV.19 *La section d'armatures du voile périphérique.* 85
Tableau IV.20 *Vérification des contraintes à l'ELS* 85

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I.1 *Plan d'architecture (Entre-sol)* ..... *...6*
Figure I.2 *Plan d'architecture (RDC)* 6
Figure I.3 *Plan d'architecture (Etage courant)* 7
Figure I.4 *Plan d'architecture (La toiture)* 7
Figure I.5 *Plan d'architecture (coupe A-A)...* 8
Figure I.6 *Façade principale...* 9

CHAPITRE II
PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure II.1 *Coupe du plancher à corps creux*..... 11
Figure II.2 *Surface reprise par le poteau le plus sollicité* 14
Figure II.3 *Surface reprise par le poteau le plus sollicité(en plan d'architecture)*..... 15
Figure II.4 *Dimensions à respecter par les pouters* 20
Figure II.5 *Vue en plan et vue en 3D du voile* 21

CHAPITER III
CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure.III.1 *Disposition des armatures de la dalle de compression.*..... 23
Figure III 2 *Chargement de la poutrelle* 25
Figure III.3 *Diagramme des moments à l'ELU de la poutrelle* 25
Figure III.4 *Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de la poutrelle* 26
Figure III.5 *Diagramme des moments à l'ELS de la poutrelle* 26
Figure III.6 *Schéma statique d'un volée d'escalier*..... 27

Figure III.7 *Chargement dans l'escalier* 29
Figure III.8 *Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU* 29
Figure III.9 *Diagramme de l'effort tranchant dans l'escalier à l'ELU* 29
Figure III.10 *Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS* 30
Figure III.11 *Chargement dans la poutre palière* 32
Figure III.12 *Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELU* 33
Figure III.13 *Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELS.* 33
Figure III.14 *Diagramme de l'effort tranchant de la poutre palière à l'ELU* 33
Figure III.15 *ligne des reptures.* 35

CHAPITER IV
ETUDE DYNAMIQUE

Figure IV.1 *Vue en 3D de la structure* 41
Figure IV.2 *Disposition des voiles* 42

CHAPITER V
FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure V.1 *Dessin de ferraillage des poutres principales* 59
Figure V.2 *Dessin de ferraillage des poutres secondaires 1* 60
Figure V.3 *Dessin de ferraillage des poutres secondaires 2* 60
Figure V.4 *Dessin de ferraillage des Poteaux* 65

CHAPITER VI
CALCUL DES FONDATIONS

Figure VI.1 *Dessin des* bulles de pression 77
Figure VI.2 *Plan des semelles filant* 79
Figure VI.3 *Schéma statique du voile périphérique* 84

NOTATIONS

MAJISCULES ROMAINES :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{max}, A_{min}: : Section d'acier maximale et minimale.

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

A_t : Section d'armatures verticales.

A_h : Section d'armatures horizontales.

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

A_D : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t: Largeur de la section tendue.

ELS : Etat Limite de Service.

ELU : Etat Limite Ultime.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'ELU.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'ELS.

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'ELS service.

N_u : Effort normal à l'ELU.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

W: poids.

MINISCULES ROMAINES :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c,c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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

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

f_e: Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

l_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.

S_v : Espacement des armatures verticales.

MAJUSCULES GRECQUES :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

MINISCULES GRECQUES :

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

ζ : Contrainte normale.

η : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

INTRODUCTION GENERALE

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le côté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

L'étude sera menée sur un bâtiment en Entre-sol+RDC+5, implanté à Alger qui fait partie des zones de forte sismicité (zone III), le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le prédimensionnement des éléments structuraux du bâtiment.

La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'escalier, les poutrelles et les dalles pleines).

La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).

La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles).

La sixième étape sera le calcul de l'infrastructure (type, dimensions et ferraillages).

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le projet réalisant est un bâtiment en béton armé en Entre-sol + RDC + 5 étages à multi-usages (commerce, habitation) qui sera implanté à Alger. C'est une zone de forte sismicité (zone III) selon la classification du RPA 99 version 2003.

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

I.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE :

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment :

- Longueur totale du bâtiment : 27.95 m.
- Largeur totale du bâtiment : 24.15 m.



I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment :

- Hauteur du Entre-sol : 4.5 m.
- Hauteur du RDC et Etages courants : 3.23 m.
- Hauteur totale du bâtiment : 23.86 m.

I.3. CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES :

I.3.1. Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte sept niveaux y compris un entre-sol qui font une hauteur de 23.86 m, le RPA99 Version 2003 limite les structures en portiques autostables dans la zone III en 8m, 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.3.2. Planchers :

Nous avons utilisé deux types de planchers, dont le rôle est de supporter les charges verticales et les transmettre aux poutres qui aussi transmettre ces dernières aux éléments verticaux de la structure.

- Planchers à cops creux.
- Planchers à dalle pleine.

I.3.3. 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.3.4. Les escaliers :

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

I.3.5. 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.4. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

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.4.1. Le béton :

Nous utiliserons un béton ayant des caractéristiques maçonniques conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

Tableau I.1. *Résistance f_{c28} du béton à 7,14 et 90 jours.*

f_{c28}	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	10.6	13.2	14.6	16.5	19.9	23.2	26.5
14 jours	13.7	17.9	18.8	21.4	25.6	29.9	34.2
90 jours	17.6	22	24.2	27.5	33	38.5	44

Résistance du béton à la traction :

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

$$f_{c28} = 25MPa \quad Donc: \quad f_{t28} = 2.1MPa$$

Tableau I.2 *Autres caractéristiques du béton.*

Module d'élasticité instantané E_{ij}		32164.20 MPa
Module d'élasticité différé E_{vj}		10818.86 MPa
Coefficient de poisson (υ)	***ELU***	0
	ELS	0.2
Contrainte de cisaillement (τ_u)	***Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable***	2.50 MPa
	Fissuration peu nuisible	3.33 MPa
Contrainte en compression(σ_{bc})	***Situation durable***	14.20 MPa
	Situation accidentelle	18.50 MPa

I.4.2. Les aciers :

I.4.2.1. 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.3 *Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.*

Type d'acier	***Nuances***	***Limite d'élasticité(MPa)***	***Utilisations***
Acier HA Type 1	***F_eE400***	400	Cadres, étiers des poteaux et des poutres
Acier HA Type 2	***F_eE400***	400	Emplois sous forme de barres directes ou sous forme de treille
Treillis soudés	***TLE520***	520	Emplois courant pour : Radier, Voile, Planchers, Dallage

Tableau I.4 *Autres caractéristiques de l'acier.*

<table>
<tr><td colspan="4">Module d'élasticité longitudinale (E_s)</td><td>200000 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="4">Contraintes limites (σ_s)</td><td rowspan="2">ELU</td><td colspan="2">Situation durable σ_s</td><td>348 MPa</td></tr>
<tr><td colspan="2">Situation accidentelle σ_s</td><td>400 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="3">ELS</td><td>Fissuration préjudiciable</td><td>Armatures à haute adhérence $\overline{\sigma_s}$</td><td>201.63 MPa</td></tr>
<tr><td>Fissuration très préjudiciable</td><td>Armatures à haute adhérence $\overline{\sigma_s}$</td><td>165 MPa</td></tr>
<tr><td colspan="2">Fissuration peu nuisible</td><td>Aucune vérification à faire</td></tr>
</table>

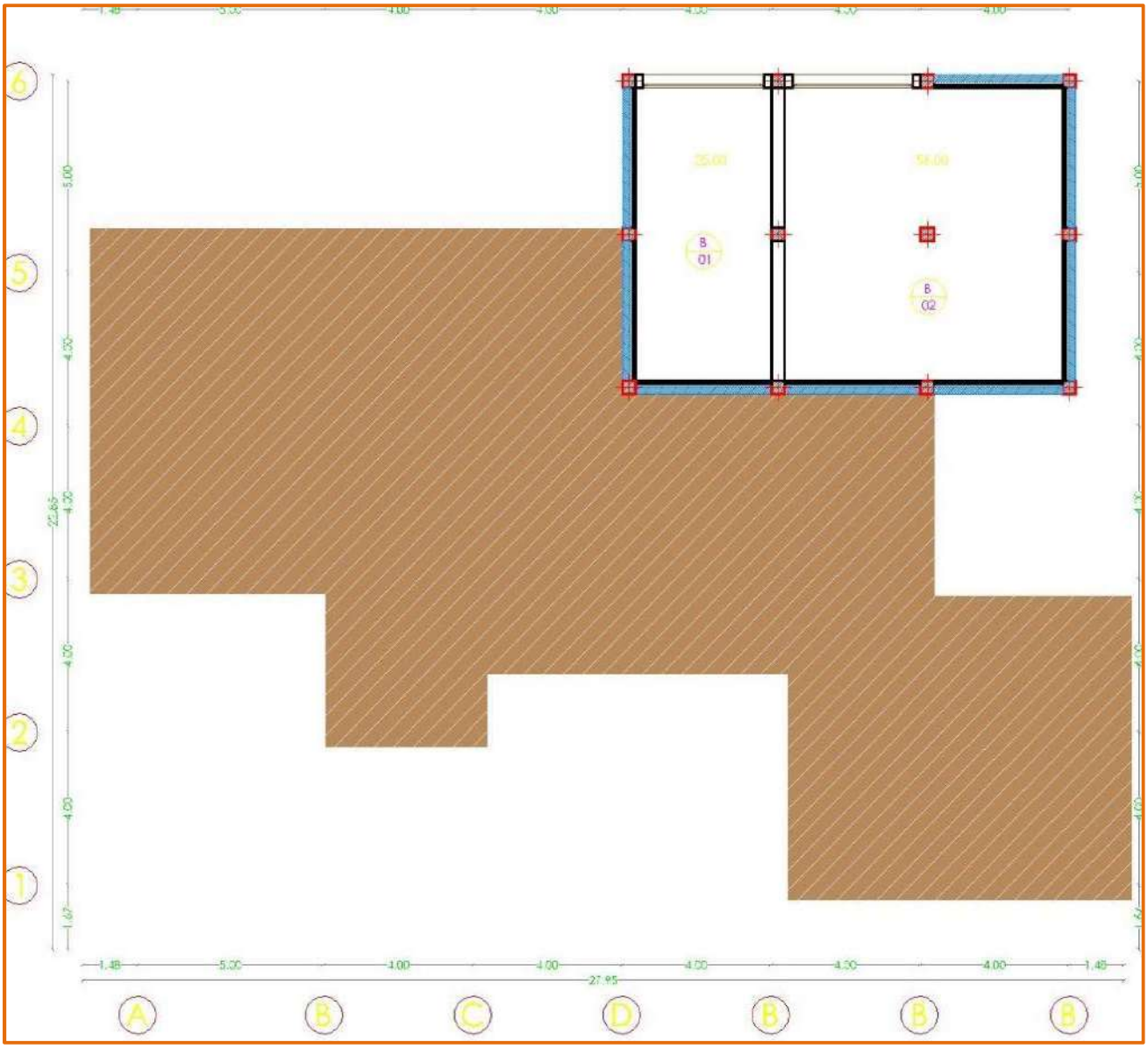


Figure I.1 *plan d'architecture (entre-sols)*



Figure I.2 plan d'architecture (RDC)



Figure I.3 plan d'architecture (Etage courant)

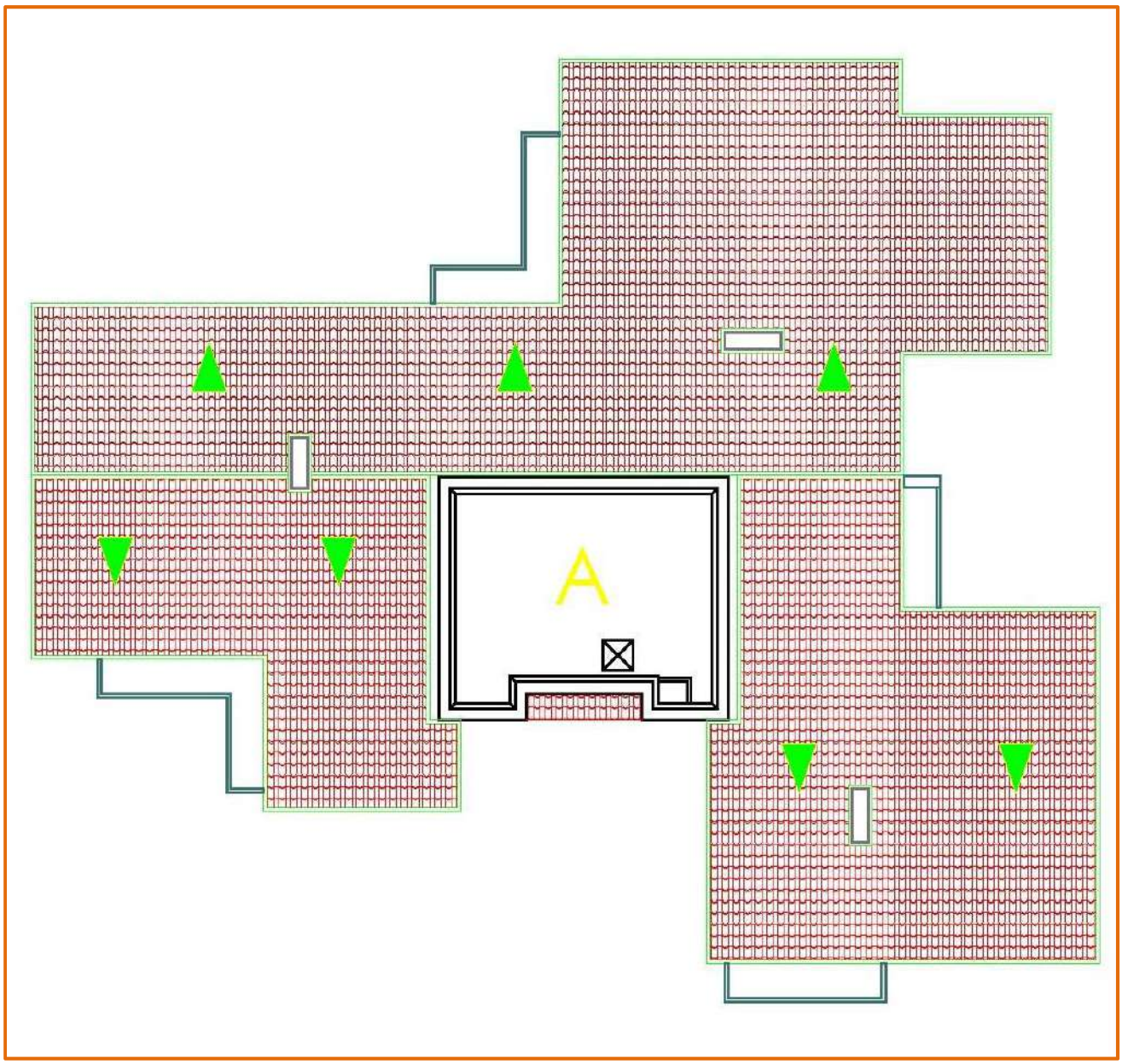


Figure I.4 plan d'architecture (La toiture)



Figure I.5 plan d'architecture (Coupe A-A)



Figure I.6 *Façade principale*

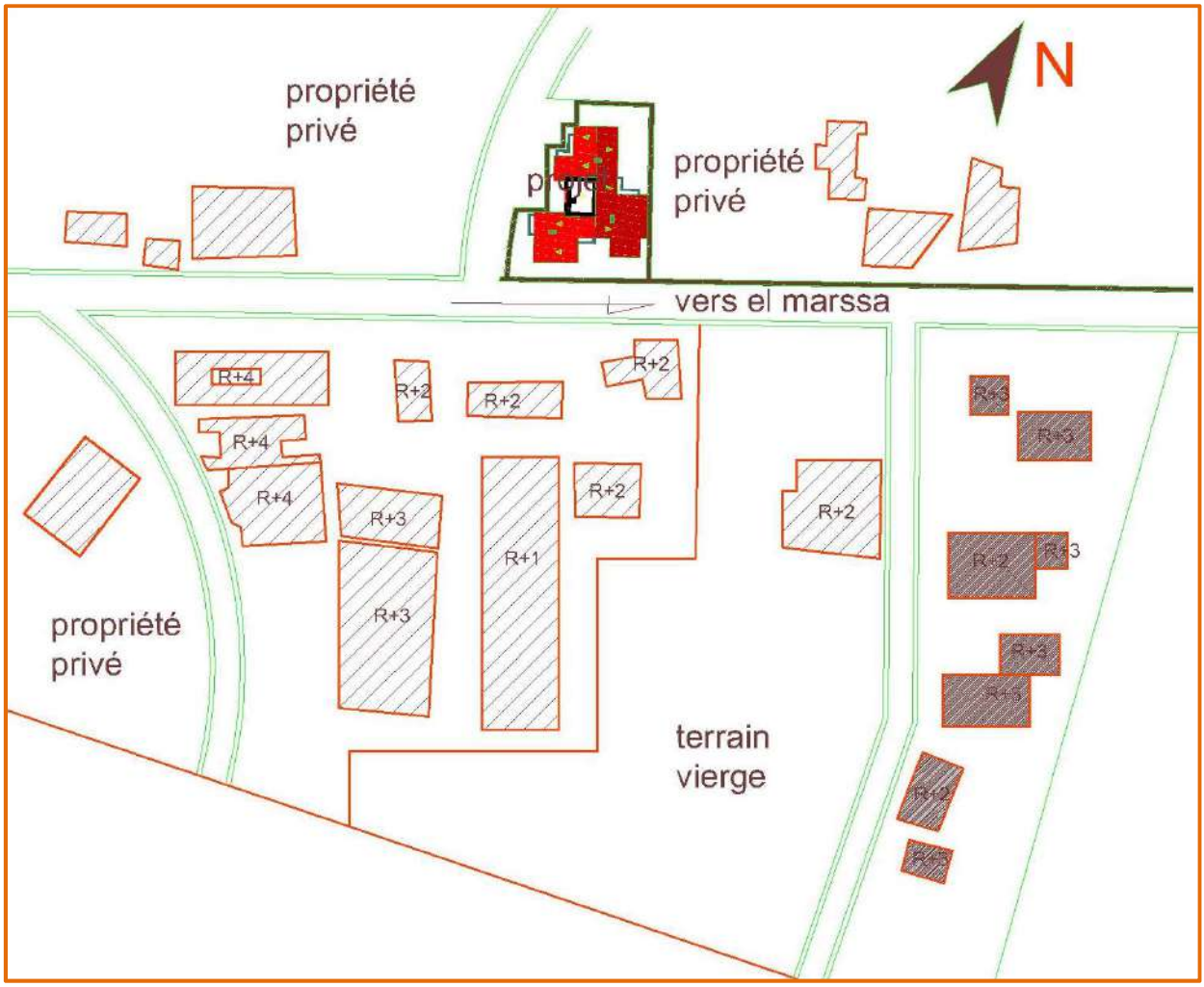


Figure I.7 *Plan de situation*

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement s'agit de déterminer des dimensions prévisionnelles et préliminaires des éléments de l'ossature tels que les planchers, les dalles pleines, les poutres, les poteaux et les voiles.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

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

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

II.2.1. Planchers à corps creux :

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

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

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

h_t: l'épaisseur du plancher ;

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

Pour notre projet : L=470cm

$$\frac{470}{25} \leq h_t \leq \frac{470}{20} \Rightarrow 18.8\ \mathrm{m} \leq h_t \leq 23.5\ \mathrm{cm}$$

$$h_t \geq \frac{470}{22.5} \Rightarrow \mathrm{ht} \geq 22.22\ \mathrm{cm}$$

On adopte : h_t = 21 cm

$h_t = d + e \Rightarrow h_t$= 16+5cm.

Avec :

d : l'épaisseur du corps creux ;

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

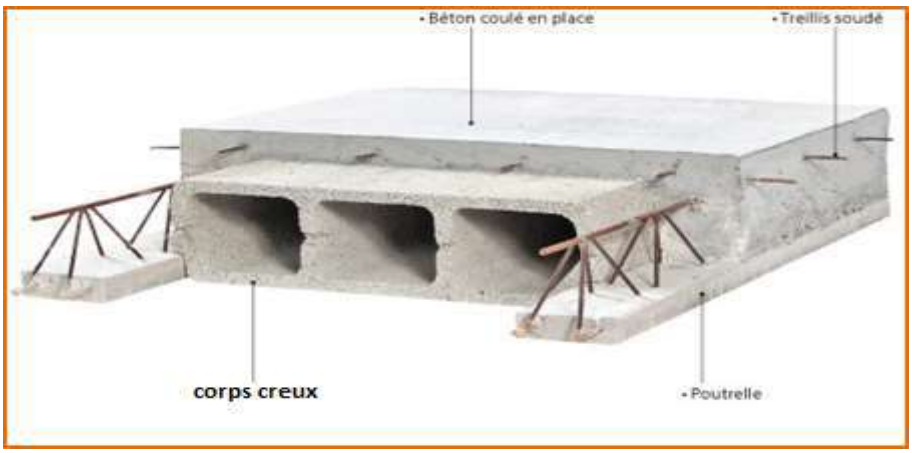


Figure II.1 *Coupe du plancher à corps creux*

II.2.2. Planchers dalles pleines :

On va utiliser ce type de plancher pour les panneaux qui ont une forme rectangulaire, 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 quatre appuis

a) Critère de résistance :

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

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

e: épaisseur de la dalle.

Pour le cas de notre structure, on a : L = 150 m.

$$\frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40} \Rightarrow 3.33\ cm \leq e \leq 3.75\ cm$$

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. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

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

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

$$Poutre\ continu \quad \frac{L}{20} \leq h \leq \frac{L}{16} \quad , \quad 0.7h \leq b \leq h$$

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

h : la hauteur de la poutre ;

b : la largeur de la poutre.

Tableau II.1 *Pré dimensionnement des poutres*

	Poutres principales (simplement appui)	***Poutres secondaires (continu)***
Conditions de Résistance	L= 470 cm ⇒ 31.33cm ≤ h ≤ 47 cm On adopte : **h = 45cm** ⇒ 28cm ≤ b ≤ 40cm On adopte : **b=30cm**	L= 470 cm ⇒ 23.5 cm ≤ h ≤ 29.37cm On adopte : **h=30cm** ⇒ 21cm ≤ b ≤ 30cm On adopte : **b=30cm**
Vérification selon le RPA 99 (version 2003) Art.7.5.1	b = 30cm ≥ 20cm h = 45cm ≥ 30cm h/b = 1.5 ≤ 4.0 **Conditions vérifiées**	b = 30cm ≥ 20cm h = 30cm ≥ 30cm h/b = 1 ≤ 4.0 **Conditions vérifiées**

Conclusion :

Pour les poutres principales, on adopte la section : (b×h) = 30×45cm².

Pour les poutres secondaires, on adopte la section : (b×h) = 30×30 cm².

II.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

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

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

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

$$N_u^* = 1.1N_u$$

II.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 RPA99 version 2003 : [Art 7.4.1].

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

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

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

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

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

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

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

λ : l'élancement géométrique;

i : rayon de giration;

l_0 : longueur du poteau ;

l_f: longueur de flambement.

Dans notre projet, l_0=3.23 m pour tous les étages(R+5), sixième étage l_0 = 4.5. Sauf entre-sol, l_0=4.5 m

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

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_{c2} =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*	$A_s(mm^2)$	$\overline{N}$
6 éme	300x300	78400	2.835	0.086	32.735	0.723	90	1072.958
5éme	300x300	78400	1.946	0.086	22.470	0.785	90	1483.156
4éme	350x350	108900	1.946	0.101	19.260	0.801	122.5	2059.275
3éme	350x350	108900	1.946	0.101	19.260	0.801	122.5	2059.275
2éme	350x350	108900	1.946	0.101	19.260	0.801	122.5	2059.275
1ier	400x400	144400	1.946	0.115	16.852	0.812	160	2729.726
RDC	400x400	144400	1.946	0.115	16.852	0.812	160	2729.726
entre-sol	400x400	144400	2.835	0.115	24.551	0.773	160	2729.726

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.

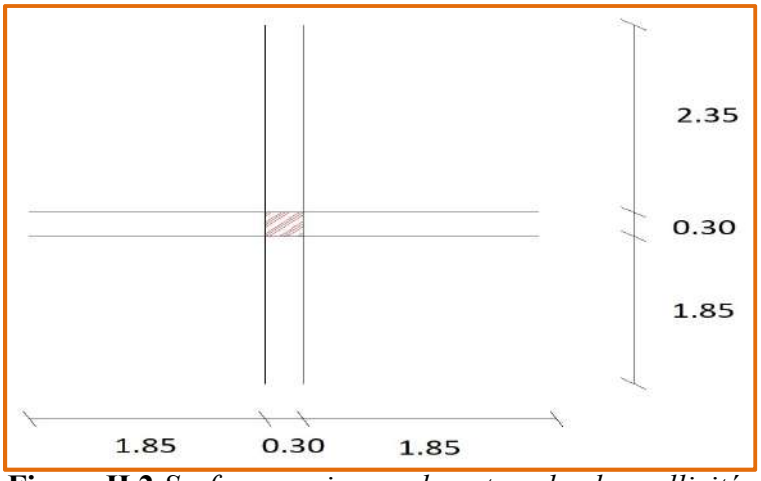


Figure II.2 *Surface reprise par le poteau le plus sollicité.*

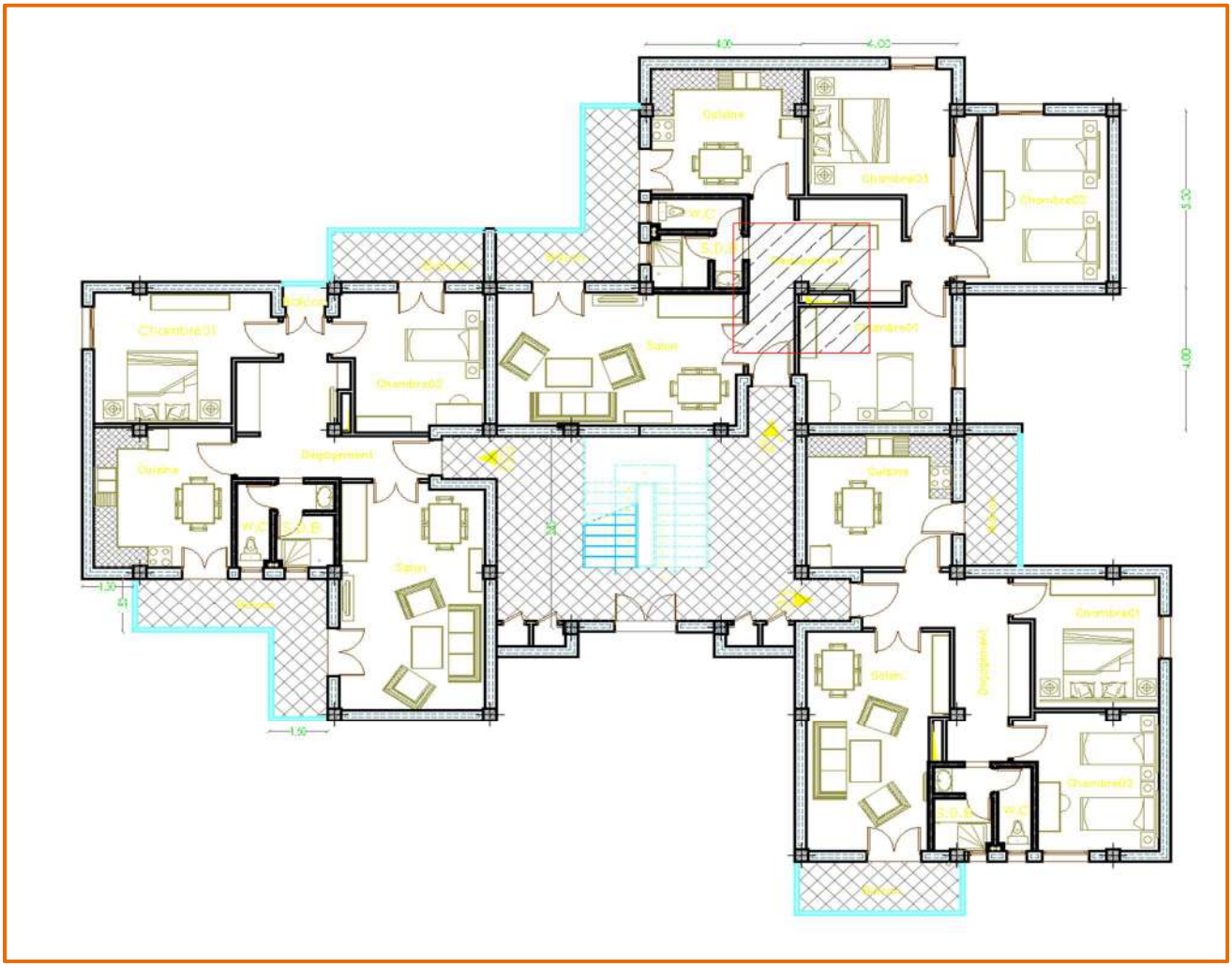


Figure II.3 *Surface reprise par le poteau le plus sollicité (en plan d'architecture)*

Calcul de la surface reprise par le poteau :

$$S_{totale} = (2.35 + 0.30 + 1.85) * (1.85 + 0.3 + 1.85) \Rightarrow S_{totale} = 18\ m^2$$

$$S_{plancher} = (2.35 + 1.85) * (1.85 + 1.85) \Rightarrow S_{plancher} = 15.m^2$$

$$S_{totale} = (2.635 + 0.30 + 2.03) * (1.85 + 0.30 + 1.85) = 19.86.m^2$$

$$S_{plancher\ toiture} = (2.635 + 2.03) * (1.85 + 1.85) = 17.26.m^2$$

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

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

II.4.2. EVALUATION DES CHARGES : [DTR B.C 2.2]

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	Art C.2.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.90	Art C.1
3	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36	Art C.2.2
TOTAL				**1.62**	

b) Murs extérieurs (double cloison) :

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

II.4.2.1.2. Plancher toiture :

Tableau II.5 *Charge permanente du plancher toiture*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)	Article de référence
8	Plancher dalle plein	0.15/cos α	25	4.13	Art. B
9	Couverture en tuiles	/	/	0.45	C-5-D
TOTAL				**4.58**	

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	Art C.4
2	Mortier de pose	0.02	/	0.40	Art C.3
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	Art Annexe VI A
4	Plancher corps creux (16+5)	0.21	/	3.05	Art C.3
5	Enduit en plâtre	0.02	/	0.2	Art C.2.2 C.2-Enduit
6	Cloison simple	0.10	/	1.62	Art C.1
TOTAL				**6.21**	

Tableau II.7 *Charge permanente du plancher terrasse(inaccessible)*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)	Article de référence
4	Plancher corps creux (16+5)	0.21	/	3.05	Art C.3
5	Enduit en plâtre	0.02	/	0.2	Art C.2.2 C.2-Enduit
TOTAL				**6.21**	

II.4.2.2. Charges d'exploitation :

- Terrasse : Q=1kN/m²
- Logements : Q=1.5 kN/m²

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	$G_{plancher}(kN)$	$G_{pp}(kN)$	$G_{ps}(kN)$	$G_{ptx}(kN)$	$G_{niveau}(kN)$	$G_{cumulée}(kN)$
6éme	79.05	11.1	9.45	6.18	95.43	201.21
5éme	48.75	11.1	9.45	7.26	76.56	277.77
4éme	89.4	11.1	9.45	9.89	119.84	397.61
3éme	89.4	11.1	9.45	9.89	119.84	517.45
2éme	89.4	11.1	9.45	9.89	119.84	637.29
1ier	89.4	11.1	9.45	12.92	122.87	760.16
RDC	89.4	11.1	9.45	12.92	122.87	883.03
Entre-sol	89.4	11.1	9.45	18	127.95	1010.98

Charges d'exploitation :

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

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

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

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

$Q_0, Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, Q_6$=1.5 *kN/m²* (étage à usage habitations) ;

6émé étage : Q_0

5émé étage : $Q_0 + Q_1$

4émé étage : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

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

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

1ier étage : $Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

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

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

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

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

Niveau	*Q (kN)*	*3+n/2n*	$Q_{cumulée}(kN)$
6éme	19.86	/	19.86
5éme	27	1	46.86
4éme	27	0.95	71.16
3éme	27	0.9	92.76
2éme	27	0.85	111.66
1ier	27	0.8	127.86
RDC	27	0.75	141.36
Entre-sol	27	0.714	154.81

II.4.2.3. L'effort normal ultime N_u :

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

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

Niveau	*B(mm²)*	*G (kN)*	*Q (kN)*	N_u *(kN)*	*Nu* (kN)*	$\bar{N}$ *(kN)*	$Nu^* \leq \bar{N}$
6éme	300x300	201.21	19.86	301.42	331.56	1072.958	CV
5éme	300x300	277.77	46.86	445.28	489.80	1483.156	CV
4éme	350x350	397.61	71.16	643.51	707.86	2059.275	CV
3éme	350x350	517.45	92.76	837.69	921.46	2059.275	CV
2éme	350x350	637.29	111.66	1027.83	1130.61	2059.275	CV
1ier	400x400	760.16	127.86	1218.01	1339.80	2729.726	CV
RDC	400x400	883.03	139.5	1401.34	1541.47	2729.726	CV
Entre-sol	400x400	1010.98	152.94	1594.23	1753.65	2729.726	CV

II.4.2.4. Vérification selon le RPA99 version2003 :

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

Tableau II.11 *Vérification des sections selon le RPA99 version2003*

Condition à vérifier	*Application de condition*	*Vérification*
Zone III ***Min (b, h) ≥ 30 cm*** ***Min (b, h) ≥ h_e /20*** ***0.25 ≤ (b/h) ≤ 4***	Min (b, h) = 30cm h_e /20 = (3.23-0.40) /20 = 14cm 0.25 ≤ (b/h) =1 ≤ 4	CV

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

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$
- $d \leq Max\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right)$
- **Tableau II.12** *Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003*

$b_{max}(cm)$	$h_1(cm)$	$b_1(cm)$	$b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$	$d\ (cm)$	$Max(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$	$d \leq Max\ (\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$
30	40	40	CV	5	20	CV
30	35	35	CV	2.5	17.5	CV
30	30	30	CV	0	15	CV

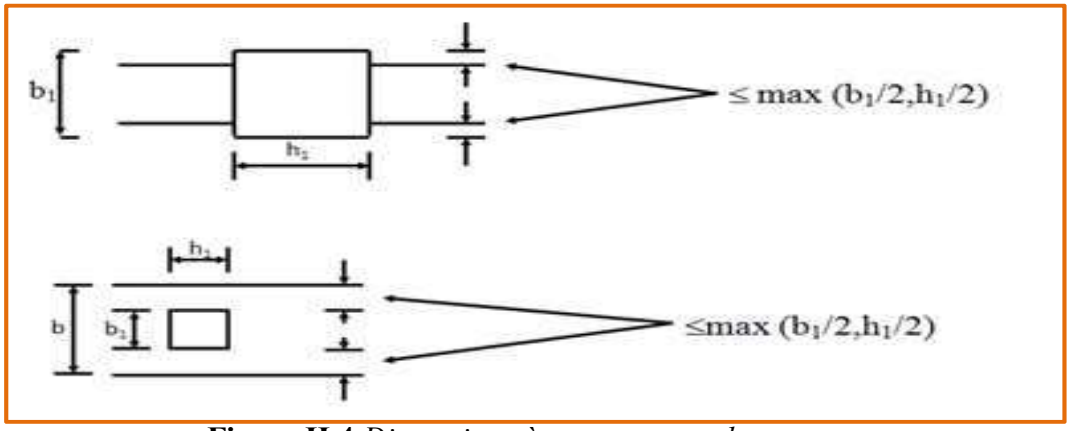


Figure II.4 *Dimensions à respecter par les poutres*

Conclusion :

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

II.5.PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

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

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

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

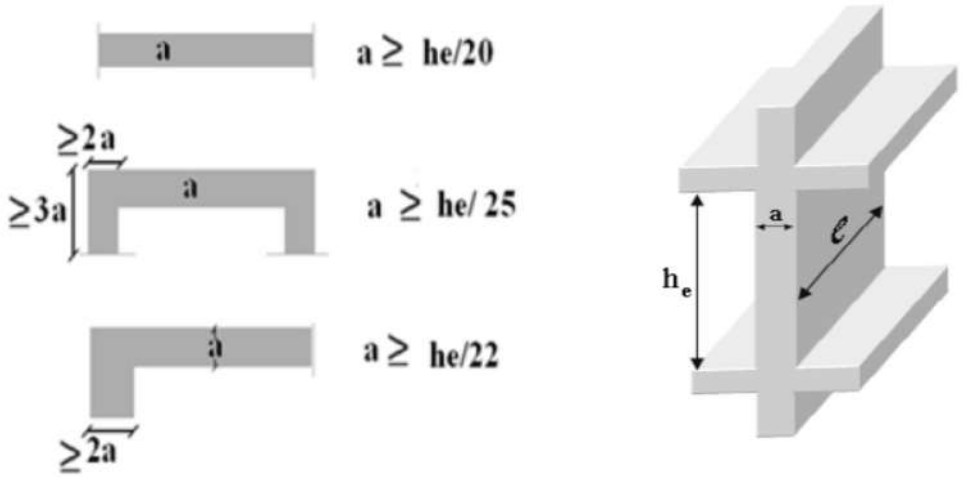


Figure II.5 *Vue en plan et vue en 3D du voile*

$$a \geq Max\left[15cm, \frac{h_e}{20}\right] \quad \Rightarrow \quad a \geq Max\left[15cm, \frac{(323-40)}{20} = 14.15cm\right]$$

Conclusion :

On peut adopter une épaisseur de 20cm pour des raisons de calcul (zone III, bâtiment en 7niveaux).

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. PLANCHER A CORPS CREUX :

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

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 5 cm d'épaisseur.

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.1.1. La dalle de compression :

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

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

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

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

$$A_t \geq 0.02\, L \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad si : \ 50cm \leq L \leq 80cm$$

Avec :

L : espacements entre axes des nervures (60 cm dans notre ouvrage).
F_e : nuance de l'acier FeE520 ($F_e = 520$).

Le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 25 m
A_{t1}: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

On a: $L = 60cm \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0.02\, L \frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{4 * 60}{520} = 0.46cm^2/ml$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25cm^2/ml$$

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

$$A_{t2} = 4\ \emptyset\ 5 = 0.78cm^2 avec\ un\ espacement\ de\ 25cm.$$

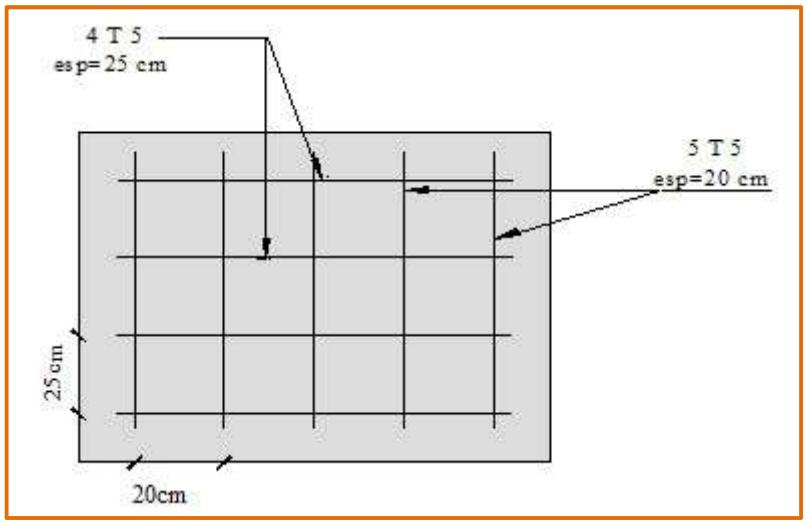


Figure.III.1 : *Disposition des armatures de la dalle de compression.*

III.1.2. Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,60*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage
- Après coulage

III.1.2.1. Avant coulage :

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

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

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

Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage :

$G_{\text{plancher } 16+5} = 3.05\ \text{kN/m}^2$

$G = [(0.05 * 25) * 0.6] + [0.12 * 0.08 * 25] = 0.99\text{kN/ml}$

$Q = Max[1kN\ ; 0.5L = 2.5] = 2.5\ kN$

Calcul de μ :

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

$M_G = 3.09kN.m \quad , \quad M_Q = 3.12kN.m \quad \Rightarrow \quad M_u = 8.86kN.m$

$$\mu = 5.78 \gg \mu_1 = 0.392$$

Donc, on doit prévoir des étaiements.

Vérification de la flèche :

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

$$On\ a : \quad L = 5.00\ m \leq 5m \Rightarrow \bar{f} = \frac{500}{500} = 1\ cm \quad ; \quad f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI}$$

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5 * 0.99 * 5000^4}{384 * 32164.2 * 6.4 * 10^5} + \frac{2500 * 5000^3}{48 * 32164.2 * 6.4 * 10^5}$$

$$f_{max} = 70.76\ cm$$

$$f_{max} = 70.76\ cm \leq \bar{f} = 1\ cm \qquad (C.N.V)$$

Tableau III.1 Vérification de la flèche des poutrelles avant coulage.

Nombre d'étais	$L\ (m)$	$G\ (k/ml)$	$Q\ (kN)$	$E\ (MPa)$	$I\ (mm^4)$	$f\ (cm)$	$\bar{f}\ (cm)$	$f \leq \bar{f}$
0	5	0.99	2.5	32164.2	$6.4 * 10^5$	70.7	1	CNV
1	2.5	0.99	1.25	32164.2	$6.4 * 10^5$	4.42	0.5	CNV
2	1.66	0.99	1	32164.2	$6.4 * 10^5$	0.95	0.33	CNV
3	1.25	0.99	1	32164.2	$6.4 * 10^5$	0.35	0.25	CNV
4	1	0.99	1	32164.2	$6.4 * 10^5$	0.16	0.2	CV

III.1.2.2. Après coulage :

L'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Dans notre bâtiment, on doit calculer un seul type de poutres continues qui sont :

- Poutrelle à 6 travées (Plancher à usage habitation).

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

a) Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

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

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

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

3 – La fissuration doit étre peu nuisible ⇒ CV

b) Exposé de la méthode :

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

Il faut vérifier les trois inégalités

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

$$2- \begin{cases} \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 & pour\ les\ trvées\ de\ rive \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 & pour\ les\ travées\ intermediaire \end{cases}$$

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

Type : La fil de poutrelles (plancher à usage habitation).

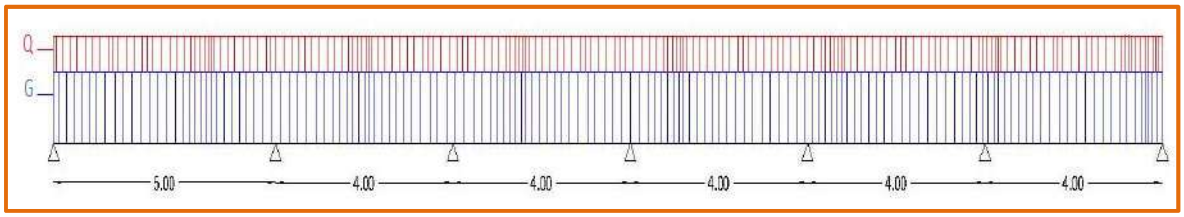


Figure.III.2 Chargement de la poutrelle

$G = 3.73\ kN/ml \quad , \ Q = 0.9\ kN/ml \Rightarrow P_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow \ P_u = 6.39kN$

Tableau III.2 Les sollicitations a l'ELU de la poutrelle

Travée	***AB***		***BC***		***CD***		***DE***		***EF***		***FG***	
$M_t\ (kN.m)$	10.45		2.07		4.85		4.3		3.47		6.34	
$M_a\ (kN.m)$	M_A	M_B	M_B	M_C	M_C	M_D	M_D	M_E	M_E	M_F	M_F	M_G
$M_a\ (kN.m)$	−2.61	−15.22	−15.22	−6.69	−6.69	−9.13	−9.13	−7.79	−7.79	−10.78	−10.78	−1.58
$T\ (kN)$	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e
$T\ (kN)$	-12.61	19.29	-14.89	10.63	-12.15	13.37	-13.09	12.43	-12.01	13.51	-15.46	10.06

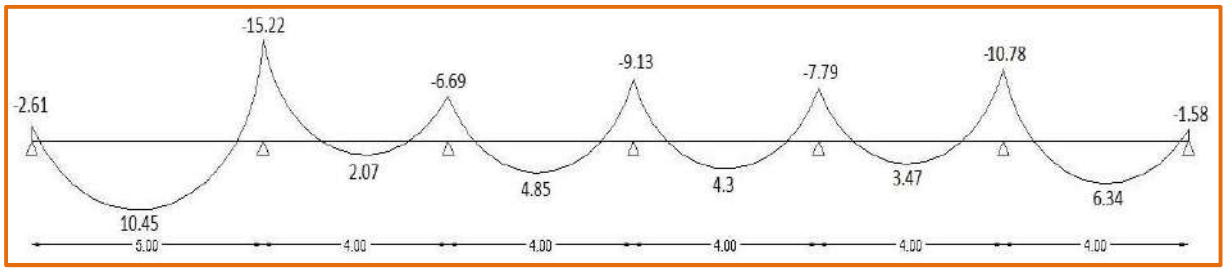


Figure.III.3 Diagramme des moments l'ELU de la poutrelle

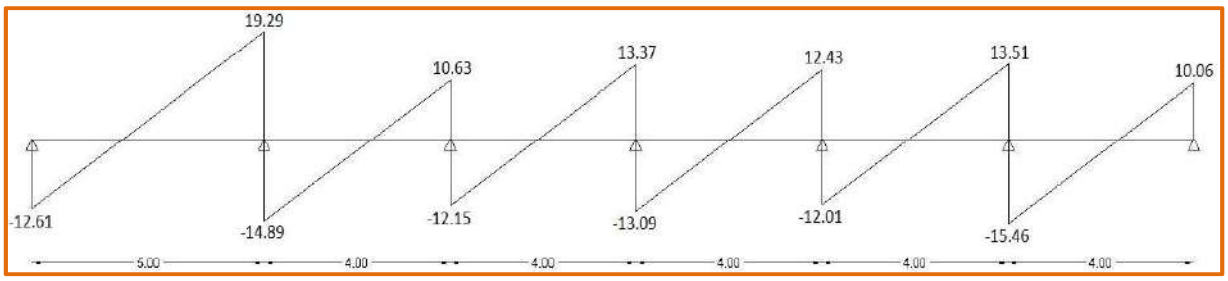


Figure III.4 Diagramme de l'effort tranchant a l'ELU de la poutrelle

Tableau III.3 La section d'armature calculées et choisies

Poutrelles	$M_{t\,max}$ $(kN.m)$	$M_{a\,max}$ $(kN.m)$	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{ch1} (cm^2)	A_{ch2} (cm^2)
Type	10.45	- 15.22	1.6	3.6	3HA10=2.36	1HA10+2*ch*HA14=3.86

c) Vérification des contraintes à l'ELS :

Type: G=3.73kN/ml, Q=0.9kN/ml $\Rightarrow P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = 4.63kN$

Tableau III.4 Sollicitation a l'ELS de la poutrelle

Travée	*AB*		*BC*		*CD*		*DE*		*EF*		*FG*	
M_t $(kN.m)$	7.58		1.5		3.51		3.12		2.52		4.62	
M_a $(kN.m)$	M_A	M_B	M_B	M_C	M_C	M_D	M_D	M_E	M_E	M_F	M_F	M_G
M_a $(kN.m)$	-1.89	-11.04	-11.04	-4.58	-4.58	-6.62	-6.62	-5.49	-5.49	-7.82	-7.82	-1.16

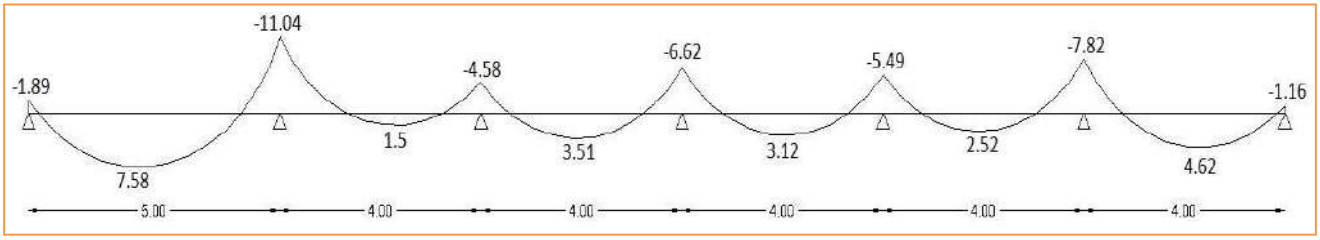


Figure III.5 Diagramme des moments à l'ELS de la poutrelle

La fissuration est peu nuisible, Donc il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Tableau III.5 Vérification des contraint a l'ELS

Poutrelles	*Sollicitation à l'ELS*		*Contraintes*		*Contraintes admissible*	*Vérification*
	M_t	M_a	$\sigma_{b\,travée}$	$\sigma_{b\,appui}$	$\overline{\sigma_b}$	
Type 1	7.58	-11.04	3.4	10.8	15	CV

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

Tableau III.6 Vérification des contraintes de cisaillement

Poutrelles	$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	*Vérification*
Type 1	19.29	1.15	3.33	CV

e) Vérification de la flèche :

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

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{21}{500} = 0.042 \geq 0.0625 & CNV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{21}{500} = 0.042 \geq \frac{7.58}{15 * 19.95} = 0.025 & CV \\ \frac{A}{b * d} = \frac{2.36}{12 * 18.5} = 0.010 \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 & CNV \end{cases}$$

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

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

Tableau III.7 Vérification de la flèche de la poutrelle

A *(cm²)*	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	*y (cm)*	$I_0(cm^4)$	λ_i
2.36	7.58	0.012	92.8	0.449	7.23	20547.8225	3.29
λ_v	$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
1.17	9136.39	14219.37	6.44855	12.43018	5.98163	10	CV

III.2. LES ESCALIERS :

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

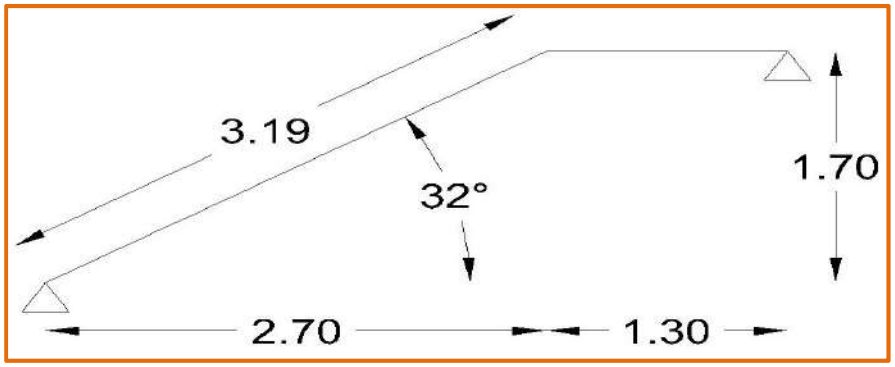


Figure III.6 Schéma statique d'un volée d'escalier

III.2.1 Dimensionnement :

III.2.1 Calcul d'épaisseur de la paillasse :

Les deux volées ont la même longueur de paillasse.

$$L = L_0 + 1.3 = 3.19 + 1.3 \Rightarrow \quad L = 4.49\ m$$

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow \quad 12.82\ cm \leq e \leq 14.96\ cm$$

On prendra : e=15cm

III.2.3. Evaluation des charges et surcharges :

III.2.3.1. Charges permanentes :

Tableau III.8 *Charge permanente de la paillasse*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)	Article de référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	Art.C.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	Art.C.2
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	Annexe VI. A
4	Poids propre de la marche	0.17/2	25	2.13	Art. B
5	Poids propre de la paillasse	0.17/cosα	25	5.01	Art. B
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	Art.C.2
TOTAL				8.84	

Tableau III.9 *Charge permanente du palier de repos*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)	Article de référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	Art.C.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	Art.C.2
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	Annexe VI. A
4	Poids propre du palier	0.17	25	4.25	Art. B
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	Art. C
TOTAL				5.95	

III.2.3.2 Charges d'exploitation :

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

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

III.2.4. Détermination des sollicitations :

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

ELS : $P_{ser} = G + Q$

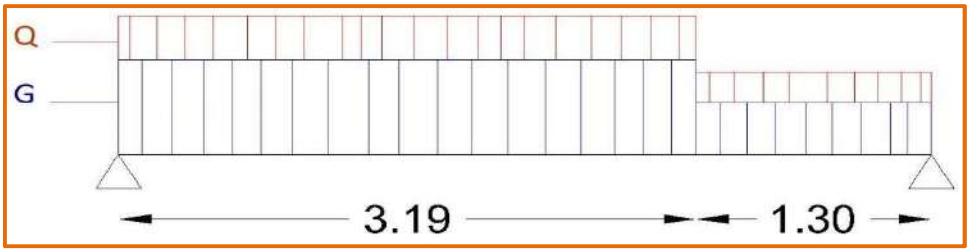


Figure III.7*Chargement dans l'escalier*

Tableau III.10 *Combinaisons des charges dans l'escalier*

	$G(kN/ml)$	$Q(kN/ml)$	$P_u(kN/ml)$	$P_{ser}(kN/ml)$
Paillasse	8.84	2.5	15.68	11.34
Palier	5.95	2.5	11.72	8.45

III.2.5. Détermination des efforts :

Tableau III.11 Sollicitation dans l'escalier

Sollicitations	$M_t(kN.m)$	$M_a(kN.m)$	$T(kN)$
ELU	32.16	18.92	34.48
ELS	22.23	13.66	/

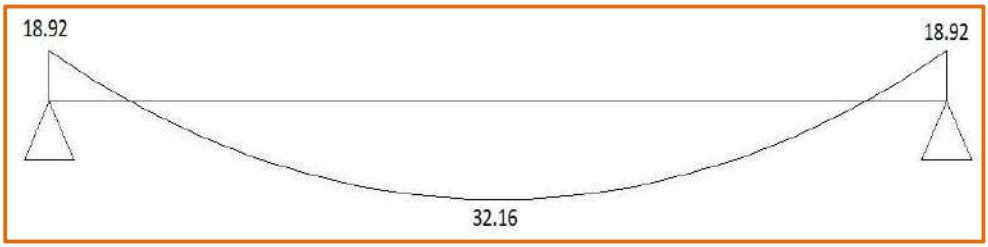


Figure III.8 *Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU*

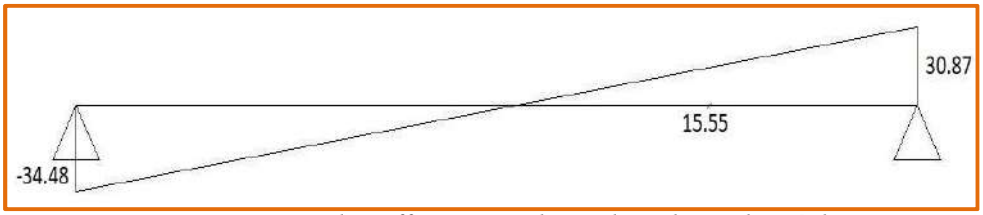


Figure III.9 *Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'ELU*

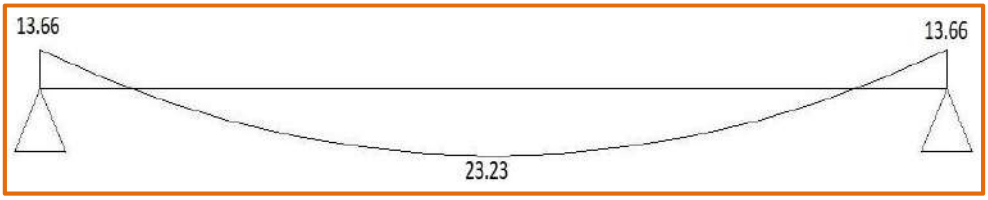


Figure III.10 *Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS*

III.2.6. Ferraillage :

III.2.6.1 Armatures longitudinales :

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

Tableau III.12 *Section d'armatures longitudinales dans l'escalier*

	M_{max} $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$		$S_t(cm)$	$\bar{S}_t(cm)$	$S_t \leq \bar{S}_t$
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}	/	/	/
Travée	32.16	6.8	0	5HA12+ 2_{CH}HA12	5HA12	15	33	CV
Appuis	18.92	0	3.9	5HA12	5HA12	20	33	CV

Condition de non fragilité :

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

Tableau III.13 *Vérification de la section d'armatures*

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A \geq A_{min}$
Travée	7.92	1.70	CV
Appuis	5.65	1.70	CV

III.2.6.2 Armatures de répartition :

Tableau III.14 *Section d'armatures de répartition dans l'escalier*

	$A_{rép} = A/4\ (cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\bar{S}_t(cm)$	$S_t \leq \bar{S}_t$
En travée	1.98	4HA8=2.01	25	33	CV
En appuis	1.41	4HA8=2.01	25	33	CV

III.2.7. Vérification à l'ELS :

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

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

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

Tableau III.15 *Vérification des contraintes de l'escalier à l'ELS*

	A(cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	7.92	23.23	7.5	15	CV
En appuis	5.65	13.66	4.00	15	CV

III.2.8. Vérification des contraintes de cisaillement :

Tableau III.16 Vérification des contraint de cisaillement *de l'escalier*

section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100x17	34.48	0.24	3.33	CV

III.2.9. Vérification de la flèche :

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

Vérification 1ère condition de la flèche :

At (cm²)	b_o	d	At/ (b_o*d)	f_e(Mpa)	2/f_e	$\frac{At}{b*d} \leq \frac{2}{f_e}$
7.92	100	14.5	0.005	400	0.005	cv

Vérification 2eme condition de la flèche :

h	L	h/L	Mt_{ser}	M_o	Mt/20M_o	$\frac{h}{L} \leq \frac{Mt}{20M_e}$
17	4.5	0.04	23.23	27.33	0.04	cv

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Commentaire : après les calculs et les vérifications le dimensionnement final de l'escalier e=17 cm

III.3. LA POUTRE PALIERE :

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

III.3.1. Pré dimensionnement :

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

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Tableau III.17 *Pré dimensionnement de la poutre palière*

Poutre Palière	
Conditions de résistance	L = 3.55m $23.66cm \leq h \leq 35.5cm$ *On adopte* $h = 35cm$ $28cm \leq b \leq 40cm$ *On adopte* $b = 30cm$
Vérification selon le RPA	$b = 30\ cm \geq 20\ cm$ $h = 35\ cm \geq 30\ cm$ $\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4.0$ Conditions vérifiées

Conclusion : Pour la poutre palière, on adopte la section : (b×h)=(30×35)cm²

III.3.2. Charges revenant à la poutre :

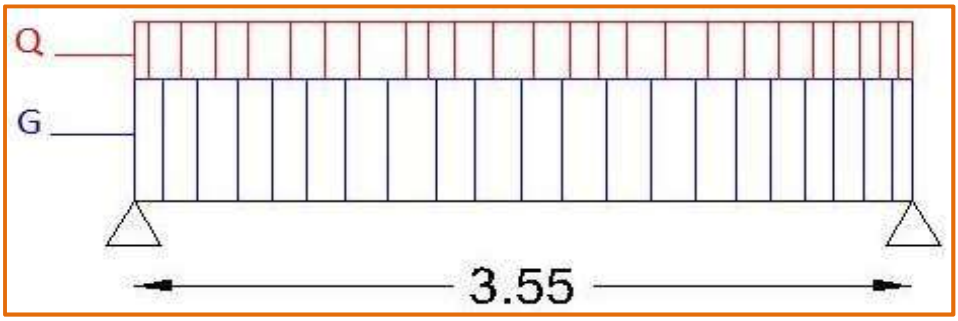


Figure III.11 Chargement dans la poutre palier

- $P_u = 20.93\ kN/ml \quad R_A = R_B = 17.39\ kN/ml$
- $P_{ser} = 15.15\ kN/ml R_A = R_B = 12.53\ kN/ml$

III.3.3. Calcul des efforts :

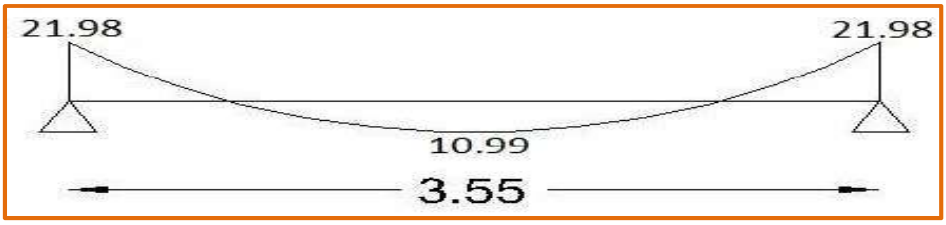


Figure III.12 *Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELU*

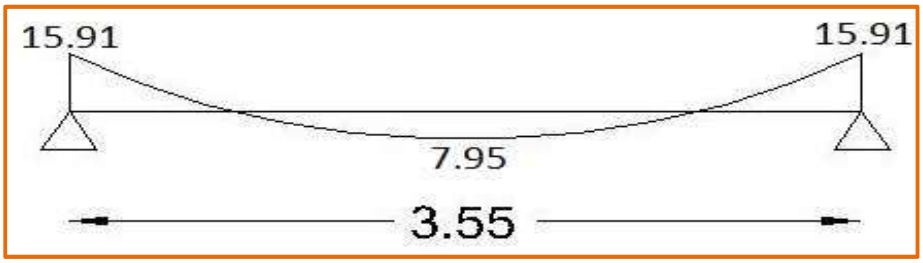


Figure III.13*Diagramme des moments de la poutre palière à l'EL S*

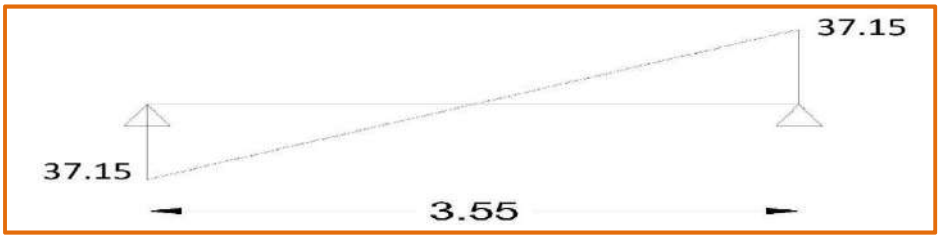


Figure III.14 *Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière à l'ELU*

III.3.4. Calcul de ferraillage :

III.3.4.1. Armatures longitudinales :

Tableau III.18 *La section d'armature longitudinale de la poutre palière*

	M_{max} $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$	
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}
Travée	10.99	1.1	0	3HA12	3HA12
Appuis	22.98	0	2	3HA12	3HA12

III.3.4.2. Armatures transversales : RPA99 (version2003) Art.7.5.2.2

$$A_t = 0.003 S_t * b$$

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

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

Tableau III.19 La section d'armature transversale de la poutre palière

Espacements		***Armatures***	
Zone nodale (cm)	***Zone courante (cm)***	$\emptyset(cm)$	$A_t(cm^2)$
8	15	0.8	4HA8 = 2.01

III.3.4.3. Vérification des contraint à l'ELS :

Tableau III.20 *Vérification des contraintes de la poutre palière à l'ELS*

	A(cm²)	$M_{ser}(kN.m)$	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	3.39	7.95	1.2	15	CV
En appuis	3.39	15.91	4	15	CV

III.3.4.4 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

Tableau III.21 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Section	T(kN)	$\tau(kN)$	$\bar{\tau}(kN)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
30X35	37.15	0.38	3.33	CV

III.3.4.5 Vérification des section d'armature selon RPA99 version2003 : Art [7.5.2.1]

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

Tableau III.22 *Vérification des sections des armatures de la poutre palière*

	$A\ (cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{min} \leq A \leq A_{max}$
En travée	6.79	5.25	42.00	CV
En appuis	6.76	5.25	42.00	CV

III.3.4.6 Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{355} = 0.098 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \qquad (CV)$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{355} = 0.098 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{10.99}{10 * 32.97} = 0.03 \qquad (CV)$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{3.39}{30 * 32.5} = 0.0034 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \qquad (CV)$$

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

III.4.LA DALLE PLEINE:

La dalle pleine set un plancher en béton armé de 10 à 20 cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat, le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte, ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif.

III.4.1 Ferraillage :

Type 1 : dalle plain encastre de trois cotées :

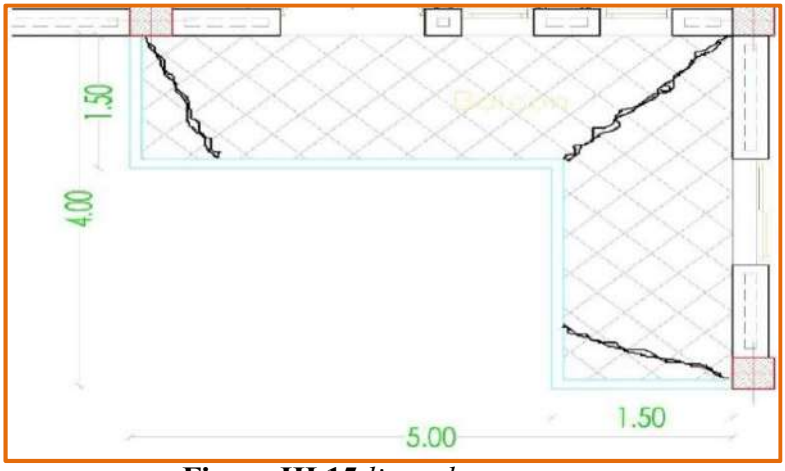


Figure III.15 *ligne des ruptures*

Principe de calcul:

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

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

Les travaux sont de 2 types, on appellera travail externe (Text) qui est le produit de la force et le déplacement. On appellera travail interne (Tint) qui est le produit du moment et la rotation θ.

Travail externe:

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

Text = P .f (cas d'une charge concentrée).

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

Avec:

P : Charge totale.

S : Surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de S.

Travail interne:

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

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

Avec:

M : Moment de flexion.

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

θ: Angle de rotation.

III.4.1.1 Armatures longitudinales :

Le calcul de ferraillage se fera par la méthode des lignes de rupture pour une bonde de 1m.

$$G = 5.29\ kN/m^2 \quad , \quad Q = 1.5\ kN/m^2 \quad , \quad l = 5\ m$$

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 * 5.29) + (1.5 * 1.5) = 9.39\ kN/ml$$

$$P_{ser} = 5.29 + 1.5 = 6.79 kN/ml$$

$$M_0 = \frac{P_u * l^2}{8} = \frac{11.10 * 5^2}{8} = 29.34\ kN.m$$

$$M_t = 0.8M_0 = 11.36\ kN.m \quad , \quad M_a = 0.5M_0 = 11.19\ kN.m$$

Tableau III.23 *Section d'armatures longitudinales dans la dalle pleine*

	$M_{max}(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$		$S_t(cm$	$\bar{S}_t(cm)$	$S_t \leq \bar{S}_t$
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}	/	/	/
Travée	11.36	2.8	0	4HA10=3.14	0	20	33	CV
Appuis	11.19	0	2.8	0	4HA10=3.14	25	33	CV

Condition de non fragilité :

$$\text{On vérifie : } A \geq A_{min} = \frac{B}{1000} \quad , \quad \text{Avec : B} = 1.5m.$$

Tableau III.24 *Vérification de la section d'armatures*

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A \leq A_{min}$
Travée	3.14	1.5	CV
Appuis	3.14	1.5	CV

III.4.1.2. Armatures de répartition :

Tableau III.25 *Section d'armatures de répartition dans la dalle pleine*

	$A_{rép} = A/4\ (cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\bar{S}_t(cm)$	$S_t \leq \bar{S}_t$
En travée	0.98	4HA8=2.01	25	45	CV
En appuis	0.98	4H18=2.01	25	45	CV

III.4.2. Vérification à l'ELS :

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

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \qquad \sigma_s \leq \acute{\sigma_s}$$

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

Tableau III.26 *Vérification des contraintes de la dalle pleine à l'ELS*

	A (cm²)	Mser (kN .m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
En travée	3.14	8.25	5.2	15	201.6	201.6	CV	CV
En appuis	3.14	8.14	5.1	15	201.6	201.6	CV	CV

III.4.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau = \frac{T_{max}}{b * d} \bar{\tau} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau III.27 *Vérification des contraintes de cisaillement de la dalle plein à l'ELU*

section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X15	14.69	0.12	1.17	CV

III.4.4. Vérification de la flèche :

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

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{500} = 0.03 \geq 0.0625 & CNV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{15}{500} = 0.03 \geq \frac{11.36}{15 * 29.34} = 0.025 & CV \\ \frac{A}{b * d} = \frac{3.93}{100 * 12} = 0.0026 \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 & CV \end{cases}$$

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

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

Tableau III.28 Vérification de la flèche

$A\ (cm^2)$	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y\ (cm)$	$I_0(cm^4)$	λ_i
3.14	8.25	0.0026	243.27	0.2	7.79	30701.40	8.025
λ_v	$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
3.210	12612.12	20209.38	5.08	9.51	4.43	10	CV

Type 2 : dalle plain encastre de quatre cotées (toiture) :

III.4.5 Ferraillage :

III.4.5.1 Armatures longitudinales :

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

$$G = 4.58\ kN/m^2 \quad , \quad Q = 1\ kN/m^2 \quad , \quad l_x = 4\ m \quad , \quad l_y = 6.87$$

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 * 4.58) + (1.5 * 1) = 7.68\ kN/ml$$

$$M_x = \mu_x * P_u * {l_x}^2 = 0.0859 * 7.68 * 4^2 = 10.56\ kN.m$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 0.2703 * 10.56 = 2.85\ kN.m$$

$$M_{tx} = 0.8M_x = 8.97\ kN.m\ , M_{ty} = 0.8M_y = 2.42\ \ kN.m$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_x = -5.28\ kN.m$$

$$P_{ser} = 4.58 + 1 = 5.58\ kN/ml$$

$$M_x = \mu_x * P_{ser} * {l_x}^2 = 0.0897 * 5.58 * 4^2 = 8.01\ kN.m$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 0.4462 * 8.01 = 3.57\ kN.m$$

$$M_{tx} = 0.8M_x = 6.8\ kN.m\ , M_{ty} = 0.8M_y = 3.03\ \ kN.m$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_x = -4.01\ kN.m$$

Tableau III.29. *Section d'armatures longitudinales dans la dalle pleine*

		M $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$		$S_t(cm$	$\bar{S}_t(cm)$	$S_t \leq \bar{S}_t$
			A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}	/	/	/
x	**Travée**	8.97	2.1	0	5HA10=3.93	0	20	33	CV
	Appui	-5.28	0	1.7	0	5HA8=2.51	20	33	CV
y	**Travée**	2.42	1.7	0	5HA10=3.93	0	20	33	CV
	Appui	-5.28	0	1.7	0	5HA8=2.51	20	33	CV

Condition de non fragilité :

On vérifie : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$, Avec : B = 1.5m.

Tableau III.30 *Vérification de la section d'armatures*

		$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A \leq A_{min}$
x	Travée	3.93	1.5	CV
	Appuis	2.51	1.5	CV
y	Travée	3.93	1.5	CV
	Appuis	2.51	1.5	CV

III.4.6. Vérification des contraintes à l'ELS :

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

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

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

Tableau III.31 *Vérification des contraintes de la dalle plein à l'ELS*

		A(cm²)	M_{ser} (kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
x	**Travée**	3.93	6.8	1.8	15	CV
	Appuis	2.51	4.01	1	15	CV
y	**Travée**	3.93	3.03	0.8	15	CV
	Appuis	2.51	4.01	1	15	CV

III.4.7 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$T_x = -\frac{P_u * l_x * l_y}{2 * l_y + l_y} \quad , \quad T_y = \frac{P_u * l_x * l_y}{3 * l_y}$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{b * d}$$

Tableau III.32 *Vérification des contraintes de cisaillement de la dalle plein à l'ELU*

	section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\overline{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \overline{\tau}$
x	100X15	11.89	0.09	3.33	CV
y	100X15	10.24	0.08	3.33	CV

III.4.8. Vérification de la flèche :

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

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{400} = 0.037 \geq 0.045 & CNV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{15}{400} = 0.037 \geq \frac{8.97}{15 * 10.56} = 0.056 & CNV \\ \frac{A}{b * d} = \frac{3.93}{400 * 12.5} = 0.0007 \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 & CV \end{cases}$$

Y :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{687} = 0.021 \geq 0.045 & CNV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{15}{687} = 0.021 \geq \frac{2.42}{15 * 2.85} = 0.056 & CNV \\ \frac{A}{b * d} = \frac{3.93}{687 * 12.5} = 0.00045 \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 & CV \end{cases}$$

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

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

Tableau III.33 Vérification de la flèche

x	**A (cm²)**	**M_{ser}(kN.m)**	**ρ(%)**	**σ_s(MPa)**	**μ**	**y (cm)**	**I_0(cm⁴)**	**λ_i**
	3.14	6.8	0.0025	226.17	0.16	7.81	30705.16	8.35
	λ_v	**I_{fi}(cm⁴)**	**I_{fv}(cm⁴)**	**f_i(mm)**	**f_v(mm)**	**Δf(mm)**	**$\bar{f}$(mm)**	**$\Delta f \leq \bar{f}$**
	3.34	14473.01	22025.50	2.33	4.60	2.27	8	CV
y	**A (cm²)**	**M_{ser}(kN.m)**	**ρ(%)**	**σ_s(MPa)**	**μ**	**y (cm)**	**I_0(cm⁴)**	**λ_i**
	3.14	3.03	0.0025	100.77	0	7.81	30705.16	8.35
	λ_v	**I_{fi}(cm⁴)**	**I_{fv}(cm⁴)**	**f_i(mm)**	**f_v(mm)**	**Δf(mm)**	**$\bar{f}$(mm)**	**$\Delta f \leq \bar{f}$**
	3.34	33775.68	33775.68	1.31	3.94	2.63	13.74	CV

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION :

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

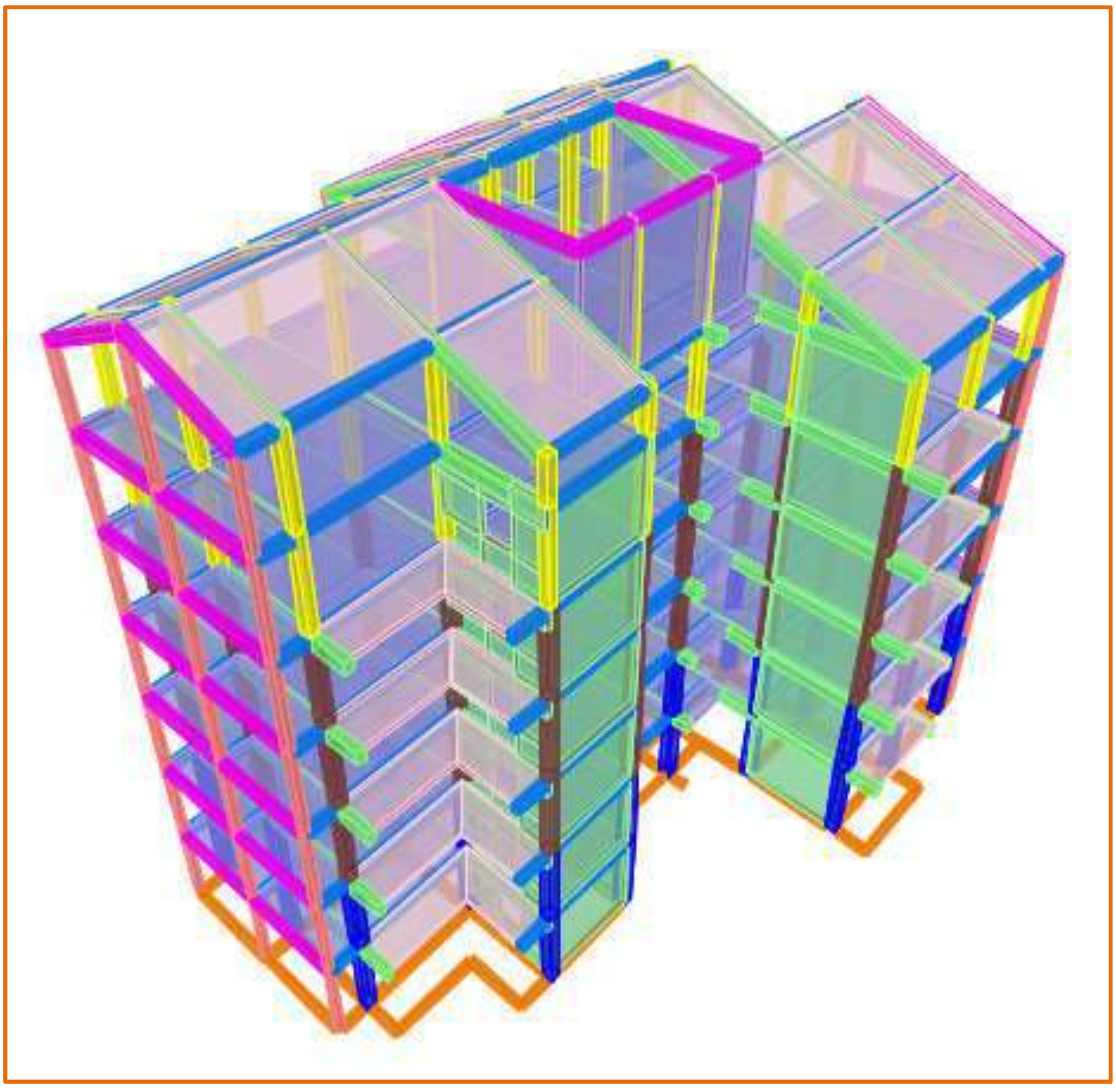


Figure IV.1 *Vue en 3D de la structure*

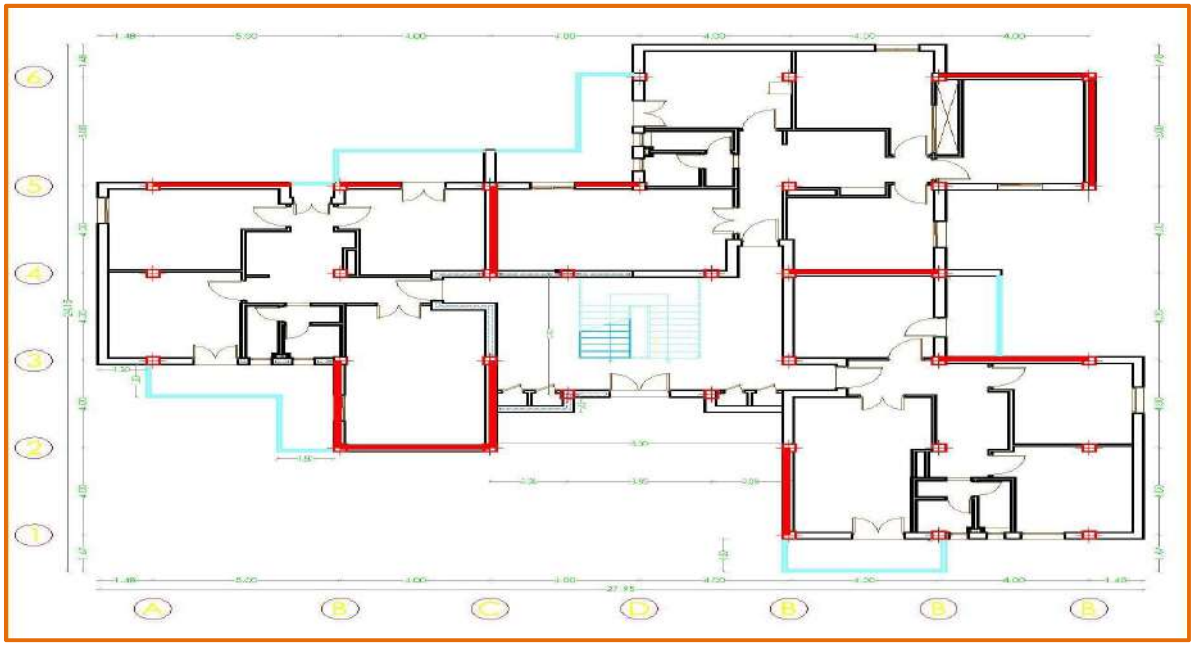


Figure IV.2 *Disposition des voiles*

IV.2. CARACTERISTIQUESGEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE :

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

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

IV.2.1. Centre de masse :

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

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

Avec :

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

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

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

IV.2.2. Centre de torsion:

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

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

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

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

Avec :

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

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

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

Avec :

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

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

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

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

Niveau (m)	Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie	
	Poids (kN)	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$X_R(m)$	$Y_R(m)$
0.00	1872.06	19.061	16.541	14.353	10.712
3.23	4652.36	14.135	11.115	11.345	9.797
6.46	4607.35	14.133	11.115	11.683	10.048
9.69	4601.63	14.176	11.112	11.817	10.199
12.92	4559.83	14.130	11.121	11.874	10.284
16.15	4500.61	14.132	11.141	11.891	10.330
19.38	3147.98	14.605	11.232	11.880	10.345

IV.2.3. Excentricité:

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

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

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

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

Avec :

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

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

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

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

Niveau (m)	Excentricité suivant X			Excentricité suivant Y		
	E_X(m)	E_{adm}(m)	$E_X \leq E_{adm}$	E_Y(m)	E_{adm}(m)	$E_X \leq E_{adm}$
0.00	4.79	4.14	Non	5.83	3.57	Non
3.23	2.79	4.14	Oui	1.32	3.57	Oui
6.46	2.45	4.14	Oui	1.07	3.57	Oui
9.69	2.36	4.14	Oui	0.91	3.57	Oui
12.92	2.26	4.14	Oui	0.84	3.57	Oui
16.15	2.24	4.14	Oui	0.81	3.57	Oui
19.38	2.73	4.14	Oui	0.89	3.57	Oui

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

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

Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 4.14 m
Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 3.57 m

IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

IV.3.1. Introduction :

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

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone III, Groupe d'usage 2, mais la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.
Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v20.2.0 ».

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

IV.3.2.1. Principe de la méthode :

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

IV.3.2.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v20.2.0 " est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

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

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

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a :
(Zone III, groupe d'usage 2) ⇒A=0.25

b) Facteur de correction d'amortissement η :

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

c) Coefficient de comportement R :

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

Donc : R=3.5

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

Niveau (m)	Sollicitation dues aux charges verticales		Sollicitation dues aux charges horizontales	
	$N_{z\,(poteaux)}$ (%)	$N_{z\,(voiles)}$ (%)	$T_{x\,(poteaux)}$ (%)	$T_{x\,(voiles)}$ (%)
19.38	54.87	45.13	0.00	100
16.15	60.42	39.57	0.00	100
12.92	62.50	37.49	0.00	100
9.69	63.49	36.51	0.00	100
6.49	67.08	32.92	0.00	100
3.23	67.97	32.02	0.00	100
0.00	54.20	45.79	0.00	100

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

Niveau (m)	Sollicitation dues aux charges verticales		Sollicitation dues aux charges horizontales	
	$N_{z\,(poteaux)}$ (%)	$N_{z\,(voiles)}$ (%)	$T_{y\,(poteaux)}$ (%)	$T_{y\,(voiles)}$ (%)
19.38	59.48	40.52	0.00	100
16.15	66.77	33.22	0.00	100
12.92	68.72	31.28	0.00	100
9.69	69.97	30.03	0.00	100
6.49	72.88	27.11	0.00	100
3.23	73.30	26.69	0.00	100
0	57.56	42.43	0.00	100

d) Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

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

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

Tableau VI.5 *Facteur de qualité.*

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

IV.3.2.4. Résultats de l'analyse dynamique :

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

1- **Analyse modale.**

1-1 Comportement modal.

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

2- **Analyse statique et dynamique.**

2-1 Stabilité de la structure.

2-1-1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

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

2-1-3Vérification des déplacements inter-étage.

2-1-4Vérification de l'effet P-Δ.

2-2 Résistance des éléments :

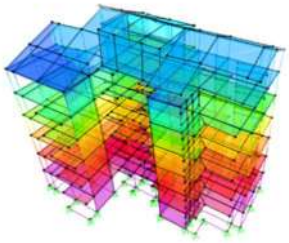
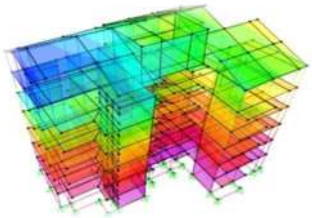
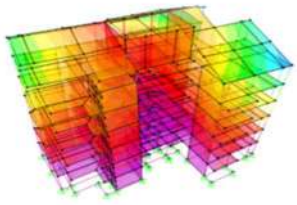
2-2-1 Vérification de cisaillement des éléments.

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

1- Analyse modale :

1-1 Comportement modal :

Tableau VI.6 *Comportement des trois premiers modes.*

Modes	***1***	***2***	***3***
Période (s)	0.371	0.353	0.341
Participation massique suivant X	65.91	0.73	0.61
Participation massique suivant Y	1.07	63.29	3.64
Participation massique suivant Z	0.51	4.95	64.12
Image			
Comportement	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour l'axe Z

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

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après: [1] ►► [Art4.3.4.a] ◄◄

Tableau VI.7 *Comportement jusqu'à mode retenu*

Mode N°	*Période (s)*	*Cumule des périodes (s)*	*Cumules des masses modales effectives (%)*		
			U_X	U_Y	R_Z
1	0.371	0.371	65.91	1.07	0.51
2	0.353	0.724	66.63	64.35	5.45
3	0.341	1.069	67.24	67.99	69.57
4	0.098	1.163	67.27	68.30	69.60
5	0.092	1.255	81.59	68.32	71.29
6	0.090	1.345	81.74	69.10	71.78
.	.	.	.	.	.
60	0.040	4.450	90.44	90.48	92.18

La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au 60mode avec un temps égale à « T=4.450 sec » à cause de sa rigidité au niveau du sous-sol.

2- Analyse statique et dynamique :

2-1 Stabilité de la structure :

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

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

Donc, il faut vérifier que :

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

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

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

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

Avec :

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

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

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

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

η: Facteur de correction d'amortissement.

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

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0.09 * 28.38}{\sqrt{25}} = 0.507 \quad , \quad T_y = \frac{0.09 * 29.8}{\sqrt{21}} = 0.553$$

$$\Rightarrow D_x = 1.878 \quad , \quad D_y = 1.773$$

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

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

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad , \quad W_i = W_{G\,i} + \beta W_{Q\,i} \quad , \quad \beta = 0.2 \quad \Rightarrow \quad W = 32457.93\ kN$$

Tableau VI.8 *Les valeurs de la force sismique.*

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	$W(kN)$	$V_x(kN)$	$V_y(kN)$
0.25	1.878	1.773	1.1	1.1	3.5	32457.93	4789.40	4521.62

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V.20.2.0 » sont :

$$V_{tx} = 4318.101\ kN \quad , \quad V_{ty} = 4359.22 kN$$

Tableau VI.9 *Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.*

	$V(kN)$	$V_t(kN)$	$\frac{V_t}{V}$	$\frac{V_t}{V} \geq 0.8$
Sens X	4789.40	4318.10	0.902	CV
Sens Y	4521.62	4359.22	0.964	CV

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

Le moment de renversement égale à :

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

Avec :

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

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

Le moment de stabilité égale à : $M_{Sx} = W_i.X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i.Y_G$

Avec :

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

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

Tableau VI.10 *Valeurs des moments de stabilité et de renversement.*

h_i (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)	M_{Rxi} $(kN.m)$	M_{Ryi} $(kN.m)$	M_{Sxi} $(kN.m)$	M_{Syi} $(kN.m)$
19.38	3137.84	74931.61	777.97	783.17	18777.92	18702.09	45828.15	35244.21
16.15	4593.22	94849.99	984.77	991.35	20335.50	20471.34	64911.38	51173.06
12.92	4657.75	81138.00	842.40	848.04	14674.60	14772.85	65814.00	51798.83
9.69	4699.57	66686.75	692.37	696.99	9824.73	9890.28	66794.47	52221.62
6.46	4711.80	51641.32	536.16	539.74	5876.31	5915.55	66591.86	52371.65
3.23	4763.35	36820.69	382.28	384.84	2955.02	2974.81	67329.95	52944.63
0.00	3027.41	13623.34	141.443	142.38	640.71	640.71	57705.46	50076.32
Somme		419691.74	4357.42	4386.55	73084.79	73367.63	434975.27	345830.32

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

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

$$\frac{M_{Sx}}{M_{Ry}} = \frac{434975.27}{73367.63} = 5.92 \geq 1.5 \quad CV$$

$$\frac{M_{Sy}}{M_{Rx}} = \frac{345830.32}{73084.79} = 4.73 \geq 1.5 \quad CV$$

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

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

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

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

Avec :

δ_k: Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

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

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

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

$\Delta_{adm} = 0.01h_e$

h_e : La hauteur d'étage k

Tableau VI.11 *Vérification des déplacements inter-étage suivant X.*

Niveau	$h_e(m)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\Delta_{adm}(cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
19.38	3.23	3.74	13.09	2.55	3.23	CV
16.15	3.23	3.01	10.54	2.66	3.23	CV
12.92	3.23	2.25	7.88	2.56	3.23	CV
9.69	3.23	1.52	5.32	2.45	3.23	CV
6.46	3.23	0.82	2.87	1.89	3.23	CV
3.23	3.23	0.28	0.98	0.98	3.23	CV
0	3.23					

Tableau VI.12 *Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.*

Niveau	$h_e(m)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\Delta_{adm}(cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
19.38	3.23	3.58	12.53	2.10	3.4	CV
16.15	3.23	2.98	10.43	2.48	3.4	CV
12.92	3.23	2.27	7.95	2.63	3.4	CV
9.69	3.23	1.52	5.32	2.45	3.4	CV
6.46	3.23	0.82	2.87	1.92	3.4	CV
3.23	3.23	0.27	0.95	0.95	3.4	CV
0	3.23					

2-1-4Vérification de l'effet P-Δ.

Les effets du $2^{éme}$ ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k . \Delta_k}{V_k . h_k} \leq 0.10$$

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

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

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

h_k :Hauteur de l'étage " k ".

Tableau VI.13 *Vérification de l'effet P-Δ.*

Niveau (m)	P_k *(kN)*	Δ_{kx} *(cm)*	Δ_{ky} *(cm)*	V_{kx} *(kN)*	V_{ky} *(kN)*	h_k *(cm)*	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
19.38	3137.84	0.63	0.6	782.04	789.31	323	0.0078	0.0074	CV
16.15	4591.56	0.77	0.66	989.56	998.76	323	0.0111	0.0094	CV
12.92	4657.75	0.74	0.74	846.81	854.68	323	0.0126	0.0125	CV
9.69	4699.56	0.66	0.66	695.99	702.46	323	0.0138	0.0137	CV
6.49	4711.8	0.49	0.49	538.96	543.97	323	0.0133	0.0131	CV
3.23	4763.35	0.28	0.28	384.29	387.86	323	0.0107	0.0106	CV
0.00	3027.41	0.04	0.04	142.18	143.5	450	0.0019	0.0019	CV

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

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

N_d: Effort normal réduit

B_c: Section brute du béton

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

Niveau	*b(cm)*	*h(cm)*	$N_d(kN)$	$B_c(cm^2)$	*combinaison*	ν	$\nu \leq 0.3$
6éme	35	35	553.73	108900	G+Q-Vtx	0.203	CV
5éme	35	35	227.09	108900	G+Q-Vtx	0.083	CV
4éme	40	40	367.49	144400	G+Q-Vtx	0.102	CV
3éme	40	40	529.43	144400	G+Q-Vtx	0.147	CV
2éme	40	40	689.37	144400	G+Q-Vtx	0.190	CV
1ier	45	45	875.73	184900	G+Q+Vtx	0.189	CV
RDC	45	45	1225.2	184900	G+Q+Vtx	0.265	CV
Entre-sol 1	45	45	1230.87	184900	G+Q+Vtx	0.260	CV

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1 Introduction :

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

a) Combinaisons données par le CBA93 :

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

b) Combinaisons données par le RPA99 version2003 :

- ELU (situation accidentelle) : G+Q±E et 0.8G±E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

V.2 FERRAILLAGE DES POUTRES :

Le calcul de ferraillage des poutres sera fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires), avec toutes les vérifications nécessaires des contraintes et des déformations.

V.2.1 Ferraillage longitudinal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence $F_e E400$.

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

Elément	(bxh)	$M_t(kN.m$	*Combinaison*	$A_{S1}(cm^2)$	$M_a(kN.m)$	*Combinaison*	$A_{S2}(cm^2)$
Poutres principales	30x45	64.55	1.35G+1.5Q	4.6	-145.49	G+Q+Edy	9.3
Poutres secondaires 1	30x30	41.69	1.35G+1.5Q	4.7	-59.64	G+Q-Edx	5.9
Poutres secondaires 2	30x30	/	/	/	43.69	G+Q-Edx	4.2

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

Elément	*Section calculée*		*Section choisie*	
Poutres principales	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	4.6	9.3	$3HA14 + 2_{CH}HA14 = 7.70$	$3HA16 + 3_{CH}HA14 = 10.65$
Poutres secondaires 1	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	4.7	5.9	$3HA12 + 2_{CH}HA12 = 5.65$	$3HA12 + 2_{CH}HA14 = 6.47$
Poutres secondaires 2	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	4.2	3.7	$3HA12 + 2_{CH}HA12 = 5.65$	$3HA12 + 2_{CH}HA12 = 5.65$

V.2.1.1Vérification des contraintes à l'ELS:

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

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

Elément	*Sollicitation à l'ELS*		*Contraintes en travées*			*Contraintes en appuis*			*Contraintes admissibles*		*Vérification*
	$M_{t\,ser}$ $(kN.m)$	$M_{a\,ser}$ $(kN.m)$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Poutres principales	46.78	-77.97	4.6	/	/	7.2	/	/	15	201.63	CV
Poutres secondaires 1	30.35	-29.34	7.1	/	/	6.6	/	/	15	201.63	CV
Poutres secondaires 2	13.21	-19.10	3.7	/	/	4.1	/	/	15	201.63	CV

Section minimale :

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

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

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

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	*Vérification*
Poutres principales	12.32	15.25	6.75	1.35	CV
Poutres secondaires 1	9.05	9.86	4.50	0.90	CV
Poutres secondaires 2	6.78	11.30	4.50	0.90	CV

V.2.1.2Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad , \qquad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}, \qquad \frac{A}{b_0.d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

$M_o=\frac{ql^2}{8}$ (c'est le moment isostatique)

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

Elément	*1ièr condition*			*2éme condition*			*3éme condition*		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
Poutres principales	0.08	0.062	CV	0.08	0.09	CNV	0.064	0.011	CV
Poutres secondaires 1	0.83	0.062	CV	0.062	/	/	0.06	0.01	CV
Poutres secondaires 2	0.075	0.062	CV	0.062	/	/	0.04	0.01	CV

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

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

$A\ (cm^2)$	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$	λ_i
7.70	46.78	0.55	151.58	0.36	9.71	312503	3.84
λ_v	$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
1.53	122991	200091	3.22	6.43	3.21	10.55	CV

Tableau V.7 *Vérification de la flèche des poutres secondaires 1*

$A\ (cm^2)$	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$	λ_i
5.65	30.35	0.68	217.03	0.54	17.30	85932.77	3.06
λ_v	$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
1.22	35459.77	56728.43	3.44	6.46	3.01	7.2	CV

Tableau V.8 *Vérification de la flèche des poutres secondaires 2*

$A\ (cm^2)$	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$	λ_i
3.39	13.21	0.41	157.44	0.21	16.28	78548.64	5.11
λ_v	$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
2.04	41063.08	59933.09	1.60	3.28	1.68	8	CV

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

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

Tableau V.9*Vérification des contraintes de cisaillement.*

Elément	*Section*	$V_{max}(kN)$	*Combinaison*	$\tau\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30x45	158.52	$1.35G + 1.5Q$	1.45	3.33	CV
Poutres secondaires 1	30x30	61.86	$G + Q - Ed_x$	0.74	3.26	CV
Poutres secondaires 2	30x30	-69.29	$G + Q - Ed_x$	0.83	3.23	CV

V.2.2 Ferraillage transversal des poutres :

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

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

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

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

Tableau V.10 *La section d'armatures transversales.*

Elément	$\tau_u(MPa)$	$S_{adoptée}(cm)$		$A_{t\ choisie}$ ***(cm²)***
		$S(ZN)$ ***(cm)***	$S'(ZC)$ ***(cm)***	
Poutres principales	1.45	10	15	$4\emptyset8 = 2.01$
Poutres secondaires 1	0.74	10	15	$4\emptyset8 = 2.01$
Poutres secondaires 2	0.83	10	15	$4\emptyset8 = 2.01$

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

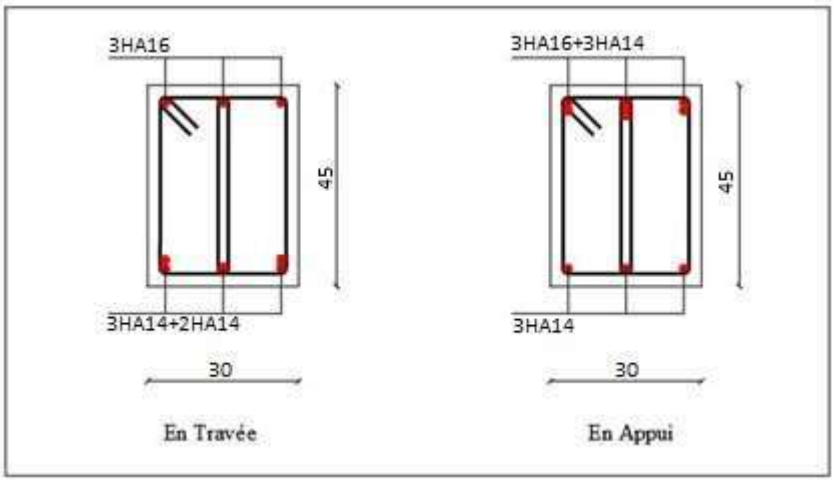


Figure V.1 *Dessin de ferraillage des poutres principales.*

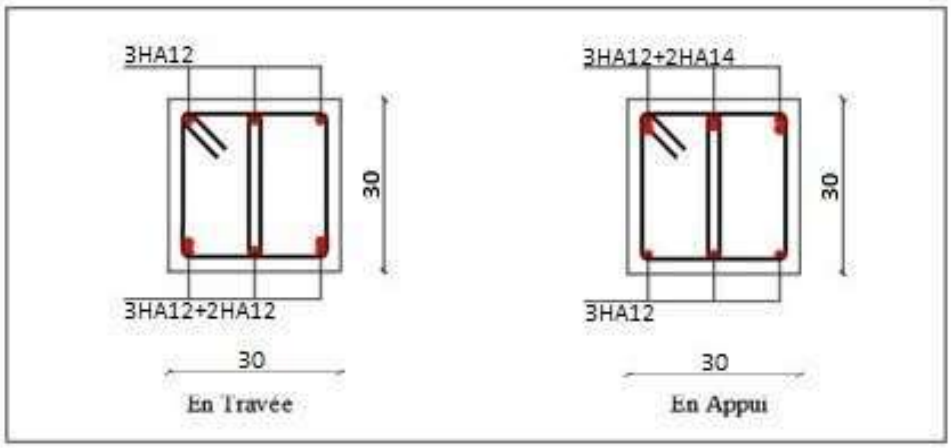


Figure V.2 *Dessin de ferraillage des poutres secondaires1*

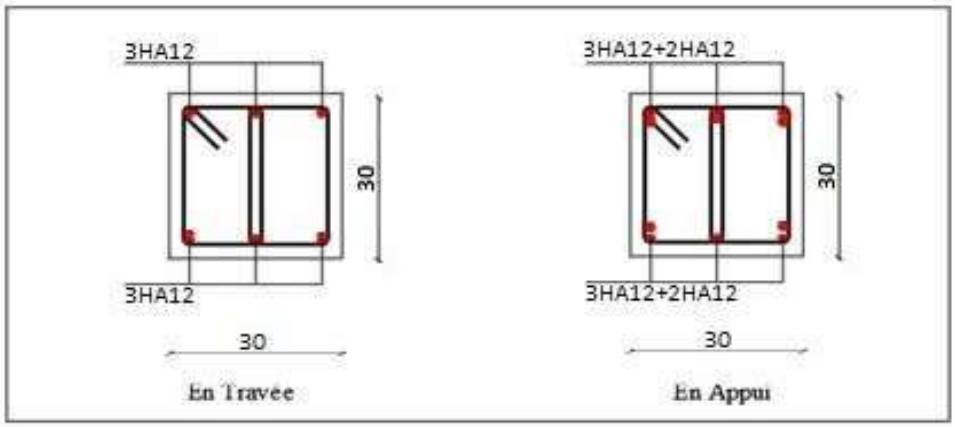


Figure V.3 *Dessin de ferraillage des poutres secondaires2*

V.3 FERRAILLAGE DES POTEAUX :

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

V.3.1 Armatures longitudinales :

V.3.1.1 Recommandations sur le ferraillage minimal :

Selon le CBA93 :

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

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

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :

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

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

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

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

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

h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

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

- $N_{max}\ et\ M_{x\ correspendant}\ et\ et\ M_{y\ correspendant}$
- $N_{min}\ et\ M_{x\ correspendent}\ et\ et\ M_{y\ correspendant}$
- $M_{x\ max}\ et\ et\ M_{y\ correspendant}\ et\ N_{correspendent}$
- $M_{y\ max}\ et\ et\ M_{x\ correspendant}\ et\ N_{correspendent}$

Remarque :

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

Tableau V.11 *La section d'armatures des poteaux.*

Etage	Section	Sollicitations						$A_{calculée}$ (cm²)		A_{calTat} (cm²)	$A_{min}(RPA)$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
								A_{s1}	A_{s2}			
Entre-sol	45x45	N_{max}	-1547.2	$M_{x\,corr}$	-0.5	$M_{y\,corr}$	-2.18	2.3	1.3	7.2	18.22	12HA14= 18.47
		N_{min}	-1332.9	$M_{x\,corr}$	-1.78	$M_{y\,corr}$	5.64	2.3	1.3	7.2		
		$M_{x\,max}$	-1.78	$M_{y\,corr}$	9.64	N_{corr}	-1332.9	2.3	1.3	7.2		
		$M_{y\,max}$	15.50	$M_{x\,corr}$	-1.02	N_{corr}	1388.36	2.3	1.3	7.2		
RDC	45x45	N_{max}	-1308	$M_{x\,corr}$	-5.16	$M_{y\,corr}$	-20.56	2.3	1.3	7.2	18.22	12HA14 = 18.47
		N_{min}	-656.58	$M_{x\,corr}$	-3.63	$M_{y\,corr}$	11.62	2.3	1.3	7.2		
		$M_{x\,max}$	27.72	$M_{y\,corr}$	-3.9	N_{corr}	-901.46	2.3	1.3	7.2		
		$M_{y\,max}$	34.76	$M_{x\,corr}$	0.49	N_{corr}	-951.54	2.3	1.3	7.2		
1ier	45x45	N_{max}	-1085.6	$M_{x\,corr}$	-5.01	$M_{y\,corr}$	-16.78	2.3	1.3	7.2	18.22	12HA14 = 18.47
		N_{min}	-550.42	$M_{x\,corr}$	10.95	$M_{y\,corr}$	44.45	2.3	1.3	7.2		
		$M_{x\,max}$	35.88	$M_{y\,corr}$	-27.2	N_{corr}	-722.06	2.3	1.3	7.2		
		$M_{y\,max}$	44.45	$M_{x\,corr}$	10.95	N_{corr}	-550.42	2.3	1.3	7.2		
2éme	40x40	N_{max}	-866.02	$M_{x\,corr}$	-4.5	$M_{y\,corr}$	-12.97	2.3	1.3	7.2	14.4	4HA14 + 8HA12 = 15.21
		N_{min}	-385.27	$M_{x\,corr}$	10.57	$M_{y\,corr}$	32.38	2	1.2	6.4		
		$M_{x\,max}$	33.62	$M_{y\,corr}$	-21.1	N_{corr}	-549.9	2	1.2	6.4		
		$M_{y\,max}$	32.38	$M_{x\,corr}$	10.57	N_{corr}	-385.27	2	1.2	6.4		
3éme	40x40	N_{max}	-658.59	$M_{x\,corr}$	-5.67	$M_{y\,corr}$	-11.05	2	1.2	6.4	14.4	4HA14 + 8HA12 = 15.21
		N_{min}	-222.04	$M_{x\,corr}$	13.02	$M_{y\,corr}$	35.24	2	1.2	6.4		
		$M_{x\,max}$	36.08	$M_{y\,corr}$	-23.7	N_{corr}	-380.1	2	1.2	6.4		
		$M_{y\,max}$	35.24	$M_{x\,corr}$	13.02	N_{corr}	-222.04	2	1.2	6.4		
4éme	40x40	N_{max}	-452.04	$M_{x\,corr}$	-5.96	$M_{y\,corr}$	-15.3	2	1.2	6.4	14.4	4HA14 + 8HA12 = 15.21
		N_{min}	-57.33	$M_{x\,corr}$	12.88	$M_{y\,corr}$	27.20	2.5	0.7	6.4		
		$M_{x\,max}$	40.70	$M_{y\,corr}$	-21.2	N_{corr}	-213.4	1.5	1.7	6.4		
		$M_{y\,max}$	-42.49	$M_{x\,corr}$	-1.92	N_{corr}	-220.38	2.7	0.5	6.8		
5éme	35x35	N_{max}	-247.56	$M_{x\,corr}$	-4.45	$M_{y\,corr}$	-7.4	1.8	1.1	5.8	11.02	8HA14 = 12.32
		N_{min}	64.84	$M_{x\,corr}$	11.06	$M_{y\,corr}$	17.63	2	0.8	5.6		
		$M_{x\,max}$	14.02	$M_{y\,corr}$	10.88	N_{corr}	-117.97	1.8	1.1	5.8		
		$M_{y\,max}$	-32.26	$M_{x\,corr}$	0.57	N_{corr}	-65.94	2.7	0.1	5.6		
6éme	35x35	N_{max}	-229.28	$M_{x\,corr}$	9.23	$M_{y\,corr}$	30.45	1.8	1.1	5.8	11.02	8HA14 = 12.32
		N_{min}	69.30	$M_{x\,corr}$	-5.27	$M_{y\,corr}$	-1.52	1.8	1.1	5.8		
		$M_{x\,max}$	34.95	$M_{y\,corr}$	-18.7	N_{corr}	-82.4	1.3	1.5	4.8		
		$M_{y\,max}$	43.65	$M_{x\,corr}$	12.92	N_{corr}	-127.6	2.4	0.4	5.6		

V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau V.12 *Vérification des contraintes à l'ELS.*

Etage	Section	Sollicitations						Type de fissuration	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_i \leq \overline{\sigma_i}$
Entre-sol	45x45	N_{max}	1127.30	$M_{x\,corr}$	-0.36	$M_{y\,corr}$	-1.6	Peu nuisible	4.6	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	972.44	$M_{x\,corr}$	1.29	$M_{y\,corr}$	1.07	Peu nuisible	4.2	/	15	/	Vérifiée
		$M_{x\,max}$	1.29	$M_{y\,corr}$	4.07	N_{corr}	972.41	Peu nuisible	4.2	/	15	/	Vérifiée
		$M_{y\,max}$	11.43	$M_{x\,corr}$	0.74	N_{corr}	1013.43	Préjudiciable	4.6	6.72	15	201.63	Vérifiée
RDC	45x45	N_{max}	952.95	$M_{x\,corr}$	3.77	$M_{y\,corr}$	14.99	Peu nuisible	4.7	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	480.22	$M_{x\,corr}$	2.67	$M_{y\,corr}$	8.43	Préjudiciable	2.5	34.8	15	201.63	Vérifiée
		$M_{x\,max}$	20.15	$M_{y\,corr}$	2.89	N_{corr}	658.10	Peu nuisible	3.8	/	15	/	Vérifiée
		$M_{y\,max}$	25.22	$M_{x\,corr}$	0.32	N_{corr}	694.92	Peu nuisible	4	/	15	/	Vérifiée
1ier	45x45	N_{max}	790.98	$M_{x\,corr}$	3.65	$M_{y\,corr}$	12.21	Préjudiciable	3.9	56	15	201.63	Vérifiée
		N_{min}	401.99	$M_{x\,corr}$	7.96	$M_{y\,corr}$	32.24	Peu nuisible	3.5	/	15	/	Vérifiée
		$M_{x\,max}$	26.09	$M_{y\,corr}$	19.82	N_{corr}	527.16	Peu nuisible	4.3	/	15	/	Vérifiée
		$M_{y\,max}$	32.24	$M_{x\,corr}$	7.96	N_{corr}	401.99	Préjudiciable	3.5	46.5	15	201.63	Vérifiée
2éme	40x40	N_{max}	630.95	$M_{x\,corr}$	3.33	$M_{y\,corr}$	9.45	Peu nuisible	4.1	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	281.47	$M_{x\,corr}$	7.68	$M_{y\,corr}$	23.48	Préjudiciable	3.6	45.7	15	201.63	Vérifiée
		$M_{x\,max}$	24.43	$M_{y\,corr}$	15.41	N_{corr}	401.57	Peu nuisible	4.8	/	15	/	Vérifiée
		$M_{y\,max}$	23.48	$M_{x\,corr}$	7.68	N_{corr}	282.47	Préjudiciable	3.6	45.7	15	201.63	Vérifiée
3éme	40x40	N_{max}	479.69	$M_{x\,corr}$	4.11	$M_{y\,corr}$	10.25	Peu nuisible	3.4	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	162.36	$M_{x\,corr}$	9.46	$M_{y\,corr}$	25.55	Préjudiciable	3.7	43.7	15	201.63	Vérifiée
		$M_{x\,max}$	26.23	$M_{y\,corr}$	17.28	N_{corr}	277.73	Peu nuisible	4.8	/	15	/	Vérifiée
		$M_{y\,max}$	25.55	$M_{x\,corr}$	9.46	N_{corr}	162.36	Peu nuisible	3.7	/	15	/	Vérifiée
4éme	40x40	N_{max}	329.25	$M_{x\,corr}$	4.35	$M_{y\,corr}$	11.19	Peu nuisible	2.7	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	42.15	$M_{x\,corr}$	9.37	$M_{y\,corr}$	19.79	Préjudiciable	3.1	50.4	15	201.63	Vérifiée
		$M_{x\,max}$	29.62	$M_{y\,corr}$	15.49	N_{corr}	156.14	Peu nuisible	5	/	15	/	Vérifiée
		$M_{y\,max}$	30.78	$M_{x\,corr}$	1.39	N_{corr}	160.31	Peu nuisible	3.4	/	15	/	Vérifiée
5éme	35x35	N_{max}	180.31	$M_{x\,corr}$	3.24	$M_{y\,corr}$	5.39	Peu nuisible	2.2	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	47.27	$M_{x\,corr}$	8.04	$M_{y\,corr}$	12.83	Peu nuisible	3.8	/	15	/	Vérifiée
		$M_{x\,max}$	10.22	$M_{y\,corr}$	7.90	N_{corr}	86.22	Peu nuisible	3.3	/	15	/	Vérifiée
		$M_{y\,max}$	23.36	$M_{x\,corr}$	0.42	N_{corr}	47.49	Peu nuisible	3.8	/	15	/	Vérifiée
6éme	35x35	N_{max}	167.11	$M_{x\,corr}$	6.72	$M_{y\,corr}$	22.12	Préjudiciable	5	57	15	201.63	Vérifiée
		N_{min}	50.08	$M_{x\,corr}$	3.81	$M_{y\,corr}$	1.33	Peu nuisible	1	/	15	/	Vérifiée
		$M_{x\,max}$	25,42	$M_{y\,corr}$	13.50	N_{corr}	60.19	Préjudiciable	7.5	136.4	15	201.63	Vérifiée
		$M_{y\,max}$	31.57	$M_{x\,corr}$	9.42	N_{corr}	92.95	Peu nuisible	7.2	/	15	/	Vérifiée

V.3.2 Armatures transversales :

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

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

T_u : Effort tranchant.

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

2.50 si : $\lambda \geq 5$

3.75 si : $\lambda < 5$

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

t : est l'espacement des armatures transversales

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

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

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

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

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

Tableau V.13 *La section d'armatures transversales des poteaux.*

Etage	*Section*	*Zone*	*t (cm)*	$A_{t\,ch}(cm^2)$
Entre-sol+ RDC+1ier	45x45	Nodale	10	$4\emptyset8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset8 = 2.01$
2éme+3éme+4éme	40x40	Nodale	10	$4\emptyset8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset8 = 2.01$
5éme+6éme	35x35	Nodale	10	$4\emptyset8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset8 = 2.01$

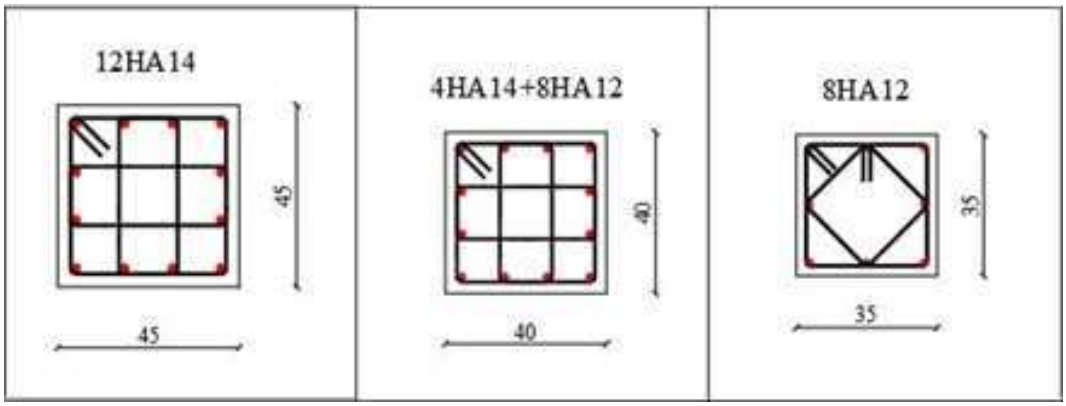


Figure V.4 *Dessin de ferraillage des Poteaux.*

V.4.FERRAILLAGE DES VOILES :

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

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

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

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

V.4.1 Ferraillage des trumeaux :

V.4.1.1Calcul d'armatures verticales :

Exposé de la méthode des contraintes :

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

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

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

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

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

Avec :

σ_t: Contrainte de traction.

σ_c: Contrainte de compression.

L_t: La longueur tendue.

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

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

Section minimales et maximales :

Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :

$A_v = 0.2\%B_t$ 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 CBA93 Art B.6.4 :

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

On va récapituler tous les résultats de calcul du ferraillage des voiles dans les tableaux suivants :

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

Niveau	*Voile*	*L (m)*	*N (kN)*	*M (kN.m)*	*Combinaison*	σ_t *(MPa)*	σ_c *(MPa)*	L_t *(m)*	N_t *(kN)*	A_{vt} *(cm²)*
E-S + RDC + 1 ire	*Voile 1*	4.00	-82.86	-4769.69	$0.8G - E_x$	-9.04	8.84	2.02	-1830.29	45.76
	Voile 2	1.70	-745.36	-798.97	$0.8G + E_x$	-10.49	6.10	1.07	-1126.91	28.17
	Voile 3	1.60	333.18	-761.64	$0.8G - E_x$	-7.88	9.97	0.71	-557.45	13.94
	Voile 4	3.70	-468.89	-3800.16	$0.8G - E_x$	-8.96	7.69	1.99	-1784.30	44.61
2émé + 3émé + 4 émé	*Voile 1*	4.00	142.62	-3157.15	$0.8G - E_x$	-5.74	6.09	1.94	-1113.64	27.84
	Voile 2	1.70	-369.49	-605.01	$0.8G - E_x$	-5.61	2.06	1.24	-698.69	17.47
	Voile 3	1.60	-438.26	-279.21	$0.8G - E_x$	-4.64	1.90	1.13	-526.75	13.17
	Voile 4	3.70	-619.39	-539.86	$0.8G - E_x$	-2.02	0.35	3.16	-638.11	15.95
5éme	*Voile 1*	4.00	54.76	-807.42	$0.8G - E_x$	-1.56	1.69	1.92	-298.47	7.46
	Voile 2	1.70	-149.65	-170.79	$0.8G + E_x$	-2.21	1.33	1.06	-234.81	5.87
	Voile 3	1.60	-46.77	67.90	$0.8G - E_x$	-0.94	0.65	0.95	-89.19	2.23
	Voile 4	3.70	-241.76	-459.94	$0.8G - E_x$	-1.33	0.68	2.45	-326.63	8.17

Tableau V.15 *La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant X).*

Niveau	Voile	L_t (m)	$A_{v\,t}$ (cm^2)	$A_{t\,min}RPA$ (cm^2)	$A_{t\,min}CBA$ (cm^2)	A_{poteau} (cm^2)	S_t (cm)	$A_{t\,choisie}$ (cm^2)	$A_{c\,choisie}$ (cm^2)	$A_{globale}$ (cm^2)
E-S + RDC + 1 ire	Voile1	2.02	45.76	8.09	4.04	18.47	15	28HA12=31.67	/	42HA12=47.50
	Voile2	1.07	28.17	4.28	2.14		15	14HA12=15.83	/	18HA12=20.36
	Voile3	0.71	13.94	6.40	3.20		10	14HA12=15.83	/	24HA12=27.14
	Voile4	1.99	44.67	7.96	3.98		15	28HA12=31.67	/	44HA12=49.76
2émé + 3émé + 4 émé	Voile1	1.94	27.84	7.76	3.88	15.21	15	26HA10=20.42	/	44HA10=34.56
	Voile2	1.24	17.47	4.96	2.48		15	18HA10=14.14	/	18HA10=14.14
	Voile3	1.13	13.17	4.52	2.26		10	24HA10=18.85	/	24HA10=18.85
	Voile4	3.16	15.95	12.64	6.32		15	42HA10=32.99	/	44HA10=34.56
5éme	Voile1	1,92	7.46	7.68	3.84	12.32	15	26HA8=13.07	/	44HA8=22.12
	Voile2	1.06	5.87	4.24	2.12		15	14HA8=7.04	/	18HA8=9.05
	Voile3	0.95	2.23	3.80	1.90		10	20HA8=10.05	/	26HA8=13.07
	Voile4	2.45	8.17	9.80	4.90		15	34HA8=17.09	/	46HA8=23.12

Tableau V.16 *La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).*

Niveau	Voile	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	Combinaison	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t (m)	N_t (kN)	A_v (cm^2)
E-S + RDC + 1 ire	Voile 5	1.55	794.07	460.10	$0.8G - Ed_y$	-8.30	3.18	1.12	-930.79	23.27
		1.25	-427.91	215.91	$0.8G - Ed_y$	-5.85	2.43	0.88	-516.86	12.92
	Voile 6	4.00	101.59	4573.48	$G + Q - Ed_y$	-8.44	8.70	1.97	-1664.63	41.62
	Voile 7	5.00	-807.79	4433.46	$0.8G - Ed_y$	-6.12	4.51	2.88	-1764.66	44.12
2émé + 3émé + 4 émé	Voile 5	1.55	-990.47	-332.85	$0.8G - Ed_y$	-7.35	0.96	1.37	-1007.70	25.19
		1.25	-662.92	-224.74	$0.8G - Ed_y$	-7.80	2.49	0.95	-738.46	18.46
	Voile 6	4.00	-778.13	-2333.16	$0.8G - Ed_y$	-5.35	3.40	2.44	-1307.25	32.68
	Voile 7	5.00	-435.17	3472.73	$0.8G - Ed_y$	-4.60	3.73	2.76	-1270.73	31.77
5éme	Voile 5	1.55	-183.31	-99.16	$0.8G - Ed_y$	-1.85	0.63	1.16	-213.21	5.33
		1.25	-90.52	-71.85	$0.8G - Ed_y$	-1.74	1.02	0.79	-137.42	3.44
	Voile 6	4.00	-1333.84	-536.99	$0.8G - Ed_y$	-2.67	-0.66	4.00	-1333.84	33.35
	Voile 7	5.00	47.45	424.56	$0.8G - Ed_y$	-0.46	0.55	2.27	-104.76	2.62

Tableau V.17 *La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).*

Niveau	Voile	L_t (m)	$A_{v\,t}$ (cm²)	$A_{t\,min}RPA$ (cm²)	$A_{t\,min}CBA$ (cm²)	A_{ptx} (cm²)	S_t (cm)	$A_{t\,choisie}$ (cm²)	$A_{c\,choisie}$ (cm²)	$A_{globale}$ (cm²)
E-S + RDC + 1 ire	Voile 5	1.12	23.27	4.48	2.24	18.47	15	16HA12 =18.10	/	16HA12 =18.10
		0.88	12.92	3.52	1.76		15	10HA12 =11.31	/	10HA12 =11.31
	Voile 6	1.97	41.62	7.88	3.94		15	26HA12 =29.41	/	42HA12 =47.50
	Voile 7	2.88	44.12	11.52	5.76		15	40HA12 =45.24	/	56HA12 =63.66
2émé + 3émé + 4 émé	Voile 5	1.37	25.19	5.48	2.74	15.21	15	16HA10 =12.57	/	16HA10 =12.57
		0.95	18.46	3.80	1.90		15	10HA10 =7.85	/	10HA10 =7.85
	Voile 6	2.44	32.68	9.76	4.88		15	34HA10 =26.70	/	44HA10 =34.56
	Voile 7	2.76	31.77	11.04	5.52		15	38HA10 =29.85	/	56HA10 =43.98
5éme	Voile 5	1.16	5.33	4.64	2.32	12.32	15	16HA8 =8.04	/	18HA8 =9.05
		0.79	3.44	3.16	1.58		15	10HA8 =5.03	/	10HA8 =5.03
	Voile 6	4.00	33.35	16.00	8.00		15	44HA8 =34.56	/	44HA8 =34.56
	Voile 7	2.27	2.62	9.08	4.54		15	32HA8 =16.08	/	58HA8 =29.15

V.4.1.2Vérification des contraintes à l'ELS:

A l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de compression (voile entièrement comprimé) donc il suffit de vérifier la contrainte limite du béton $(\sigma_b \leq \overline{\sigma_b})$.CBA93 « Art.A.4.5.3»

Tableau V.18 *Vérification des contraintes des voiles (Suivant X).*

Voile	L (m)	Etage	N (KN)	M (KN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérification
Voile 1	4.00	RDC	-1169.67	112.13	1.67	15	CV
		2éme	913.01	16.06	1.17	15	CV
		5éme	303.72	25.70	0.43	15	CV
Voile 2	1.70	RDC	1008.79	292.05	6.00	15	CV
		2éme	689.26	77.31	2.83	15	CV
		5éme	205.78	130.62	1.96	15	CV
Voile 3	1.60	RDC	644.20	41.29	2.5	15	CV
		2éme	486.92	14.56	1.69	15	CV
		5éme	110.07	24.12	0.63	15	CV
Voile 4	3.70	RDC	682.63	302.33	1.58	15	CV
		2éme	520.01	74.04	0.86	15	CV
		5éme	153.45	18.20	0.25	15	CV

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

Voile	L (m)	Etage	N (MPa)	M (cm)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérification
Voile 5 0uverture	4.00	RDC	1202.17	255.80	1.98	15	CV
		2éme	874.49	148.97	1.37	15	CV
		5éme	220.10	54.28	0.38	15	CV
Voile 6	4.00	RDC	1002.26	285.46	1.79	15	CV
		2éme	690.52	51.00	0.96	15	CV
		5éme	288.73	215.20	0.76	15	CV
Voile 7	5.00	RDC	1017.75	65.00	1.10	15	CV
		2éme	703.02	240.91	0.99	15	CV
		5éme	188.63	88.82	0.3	15	CV

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

$$\tau = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1.4 * T\text{RPA2003 « Art 7.7.2 »}$$

Tableau V.20 *Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant X).*

Voile	Etage	L (m)	b_0 (cm)	T (MPa)	Combinaison	τ (MPa)	$\overline{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \overline{\tau}$
Voile 1	RDC	4.00	20	1512.30	$G + Q + Ed_x$	2.94	5	CV
	2éme			1426.63	$G + Q - Ed_x$	2.77	5	CV
	5éme			676.86	$G + Q - Ed_x$	1.31	5	CV
Voile 2	RDC	1.70	20	372.87	$G + Q - Ed_x$	1.71	5	CV
	2éme			202.15	$G + Q - Ed_x$	0.93	5	CV
	5éme			132.43	$G + Q - Ed_x$	0.60	5	CV
Voile 3	RDC	1.60	20	350.00	$G + Q - Ed_x$	1.70	5	CV
	2éme			134.31	$G + Q + Ed_x$	0.65	5	CV
	5éme			52.77	$G + Q - Ed_x$	0.25	5	CV
Voile 4	RDC	3.70	20	974.45	$G + Q - Ed_x$	2.05	5	CV
	2éme			295.24	$G + Q + Ed_x$	0.62	5	CV
	5éme			111.68	$G + Q + Ed_x$	0.24	5	CV

Tableau V.21 *Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant Y).*

Voile	*Etage*	*L (m)*	b_0 *(cm)*	*T* (MPa)	*Combinaison*	τ (MPa)	$\overline{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \overline{\tau}$
Voile 5 0uverture	*RDC*	4.00	20	208.78	$G + Q - Ed_x$	1.04	5	CV
	2éme			273.38	$G + Q + Ed_x$	1.37	5	CV
	5éme			80.56	$G + Q - Ed_x$	0.40	5	CV
Voile 6	*RDC*	4.00	20	1407.90	$G + Q + Ed_x$	2.73	5	CV
	2éme			593.73	$G + Q - Ed_x$	1.15	5	CV
	5éme			98.87	$G + Q - Ed_x$	0.19	5	CV
Voile 7	*RDC*	5.00	20	915.53	$G + Q - Ed_x$	1.42	5	CV
	2éme			1056.53	$G + Q + Ed_x$	1.64	5	CV
	5éme			250.72	$G + Q + Ed_x$	0.39	5	CV

V.4.1.4. Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de D'équilibrer l'effort tranchant.

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

a) Selon le D.T.R.-B.C.-2.42:

$$A_h = max[\frac{2}{3}. A_{vch}; 0.15\%a. h_e]$$

b) Selon le RPA2003 :

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

Tableau V.22 *La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant X).*

	Voile	*h(m)*	$AV_{ch}(cm^2)$	$Ah(cm^2)$	$S_t\,(cm)$	$2xA_{h\,ch}(cm^2)$
E-S + RDC + 1ere	**Voile 1**	4.00	31.67	21.11	10	2x(30HA10)
	Voile 2	1.70	15.83	10.55	15	2x(21HA8)
	Voile 3	1.60	15.83	10.55	15	2x(21HA8)
	Voile 4	3.70	31.67	21.11	10	2x(30HA10)
2 eme + 3 eme + 4 eme	**Voile 1**	4.00	20.41	13.60	15	2x(20HA10)
	Voile 2	1.70	14.14	9.42	15	2x(20HA8)
	Voile 3	1.60	18.85	12.56	15	2x(20HA10)
	Voile 4	3.70	32.90	21.94	10	2x(30HA10)
5 eme	**Voile 1**	4.00	13.07	8.75	15	2x(20HA8)
	Voile 2	1.70	7.04	8.75	15	2x(20HA8)
	Voile 3	1.60	1.05	8.75	15	2x(20HA8)
	Voile 4	3.70	17.09	11.39	15	2x(20HA10)

Tableau V.23 *La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant Y).*

	Voile	*h(m)*	$AV_{ch}(cm^2)$	*Ah*	$S_t\,(cm)$	$2xA_{h\,ch}(cm^2)$
E-S + RDC + 1ere	**Voile 5**	4.00	23.76	15.84	15	2x(21HA10)
	Voile 6	4.00	26.70	17.60	10	2x(29HA10)
	Voile 7	5.00	45.24	30.16	10	2x(29HA12)
2 eme + 3 eme + 4 eme	**Voile 5**	4.00	17.28	11.52	15	2x(18HA10)
	Voile 6	4.00	26.70	17.84	10	2x(29HA10)
	Voile 7	5.00	29.85	19.94	10	2x(29HA10)
5 eme	**Voile 5**	4.00	11.06	8.45	15	2x(19HA8)
	Voile 6	4.00	34.56	23.04	10	2x(30HA10)
	Voile 7	5.00	16.08	10.72	10	2x(18HA10)

V.4.1.5Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré (RPA Art 7.7.4.3), 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.

Autre recommandations : (CBA93 et RPA2003)

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

V.4.2 Ferraillage des linteaux :

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0.06 f_{c2} \quad : \text{Linteau soumis à la Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0.06 f_{c28} \quad : \text{Linteau soumis à la Traction / compression}$$

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

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

On devra disposer :

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

a) Aciers longitudinaux :

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

a) Aciers transversaux :

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

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

Linteau long :

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

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1.4 V_u$

Linteau court :

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

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

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

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

$$M_c = V_l * f_e * Z$$

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

Aciers diagonales :

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

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

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

Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

a) **Armatures longitudinales :**

$$(A_l, A_l') \geq 0.15\% \ (b * h)$$

b) **Armatures transversales :**

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

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

s : Espacement entre les cadres

c) **Armatures de peau :**

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

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau V.24 *Choix de la méthode de calcul.*

	Niveau	L	h	V	M	τ̄	0.06f28	τ̄ ≤ 0.06f28	Méthode	combinaison
Voile 5	**RDC**	1.2	0.84	54.39	183.06	0.46	1.5	Oui	F.simple	G+Q-Edy
	1éme	1.2	1.00	28.03	238.39	0.20	1.5	Oui	F.simple	G+Q-Edy
		1.2	0.84	34.61	227.05	0.29	1.5	Oui	F.simple	G+Q-Edy
	2éme	1.2	1.00	34.61	227.05	0.25	1.5	Oui	F.simple	G+Q-Edy
		1.2	0.84	34.66	208.92	0.30	1.5	Oui	F.simple	G+Q-Edy
	3éme	1.2	1.00	32.87	198.23	0.24	1.5	Oui	F.simple	G+Q-Edy
		1.2	0.84	19.94	162.75	0.18	1.5	Oui	F.simple	G+Q-Edy
	4éme	1.2	1.00	31.19	120.46	0.22	1.5	Oui	F.simple	G+Q-Edy
		1.2	0.84	11.30	93.07	0.10	1.5	Oui	F.simple	G+Q-Edy
	5éme	1.2	1.00	37.57	15.06	0.27	1.5	Oui	F.simple	G+Q-Edy
		1.2	0.84	23.38	36.64	0.20	1.5	Oui	F.simple	G+Q-Edy

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

Linteau (cm)	Niveau	Armatures longitudinales					Armatures transversales						
		M (kN.m)	Z (m)	A_l (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{l\,ch}$ (cm^2)	λ	S (cm)	V (kN)	L (m)	A_t (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{t\,ch}$ (cm^2)
84	RDC	256.28	0.79	0.81	2.52	4HA10=3.14	1.43	15	76.14	1.2	0.36	0.45	2HA10=1.57
	2éme	292.48	0.79	0.92	2.52	4HA10=3.14	1.43	15	48.52	1.2	0.23	0.45	2HA10=1.57
	5éme	51.29	0.79	0.16	2.52	4HA10=3.14	1.43	15	32.73	1.2	0.15	0.45	2HA10=1.57
100	RDC	333.74	0.95	0.87	3	4HA10=3.14	1.2	15	39.24	1.2	0.15	0.45	2HA10=1.57
	2éme	277.52	0.95	0.73	3	4HA10=3.14	1.2	15	46.02	1.2	0.18	0.45	2HA10=1.57
	5éme	21.08	0.95	0.05	3	4HA10=3.14	1.2	15	52.59	1.2	0.20	0.45	2HA10=1.57

Tableau V.26 *La section d'armatures de peaux*

	Niveau	h (cm	L	e	A_c	$A_{cchoisi}$	St
Voile 5	RDC	84	120	20	3.36	2x(4HA10)=6.28	15
		100	120	20	4.00	2x(5HA10)=7.85	15
Voile 5	2eme	84	120	20	3.36	2x(4HA10)=6.28	15
		100	120	20	4.00	2x(5HA10)=7.85	15
Voile 5	5eme	84	120	20	3.36	2x(4HA8)=4.02	15
		100	120	20	4.00	2x(5HA8)=5.03	15

CHAPITRE VI

CALCUL DES FONDATIONS

VI.1INTRODUCTION :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2 TYPES DE FONDATIONS :

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

VI.3 CRACTERISTIQUES DU SOL :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « Laboratoire de Ben Abdi Ahmed ».

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

D'après le rapport géotechnique on a :[123]

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2\ bar$$

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sols. Les résultats du rapport géotechnique nous exige de poser nos fondations avec un ancrage de :

$$D_1(SFV2, SFV3) = 1.50\ m\ \ , D_2(SFP1, SFV1) = 0.00\ m\ \ , D_3(SFP2) = 2.00m$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_s = 18.2\ kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 25° \quad , \quad C = 0.5\ bar$$

Afin de mettre le béton sur une assiette propre, il faut pose sur le sol une couche de béton de propreté (gros-béton) de 10cm d'épaisseur.

VI.4 CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

VI.4.1 Semelle isolée sous poteau :

Méthode de calcul :

a) Répartition trapézoïdales :

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A * B}\left(1 - \frac{6e_{0b}}{B}\right) \quad , \quad \sigma_2 = \frac{N}{A * B}\left(1 + \frac{6e_{0b}}{B}\right)$$

On appelle contrainte moyenne σ_m, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ_2.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A * B}\left(1 + \frac{3 * e_{0b}}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale àla contrainte admissible du sol $\overline{\sigma_{sol}}$.

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{A * B}\left(1 + \frac{3 * e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Si on remplace A par $A = \left(\frac{a}{b}\right)B$ $\Rightarrow$ $\frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right) * B^2}\left(1 + \frac{3 * e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Il faut resoudre : $\left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]B^3 - N * B - (3 * e_{0b} * N) \geq 0$

Remarque :

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

$$\left[\left(\frac{b}{a}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]A^3 - N * A - (3 * e_{0a} * N) \geq 0$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi-débord de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4}$

La hauteur « h » égale : $h = d + c$

La hauteur « e » du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puisse se faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés, on prendra :

$$e \geq 6\emptyset + 6$$

Données :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2\ bar = 0.2\ MPa \quad , \quad a = b = 45\ cm \quad , \quad c = 3cm$$

Tableau VI.1 *Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.*

Semelle	N (kN)	M_x $(kN.m)$	M_y $(kN.m)$	A (m)	B (m)	A_{ch} (m)	B_{ch} (m)	d *(cm)*	h *(cm)*
Semelle1	1127.30	-1.61	-0.37	2.37	2.37	2.60	2.60	60	60
Semelle 2	738.20	2.24	1.66	1.92	1.92	2.10	2.10	75	45
Semelle 3	349.43	1.39	-1.14	1.32	1.32	1.40	1.40	90	30

Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :

$$l \geq \frac{1.5}{2}(B + B')$$

Il y a un risque de chevauchement entre quelle que les bulles de pression des quelques semelles, ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

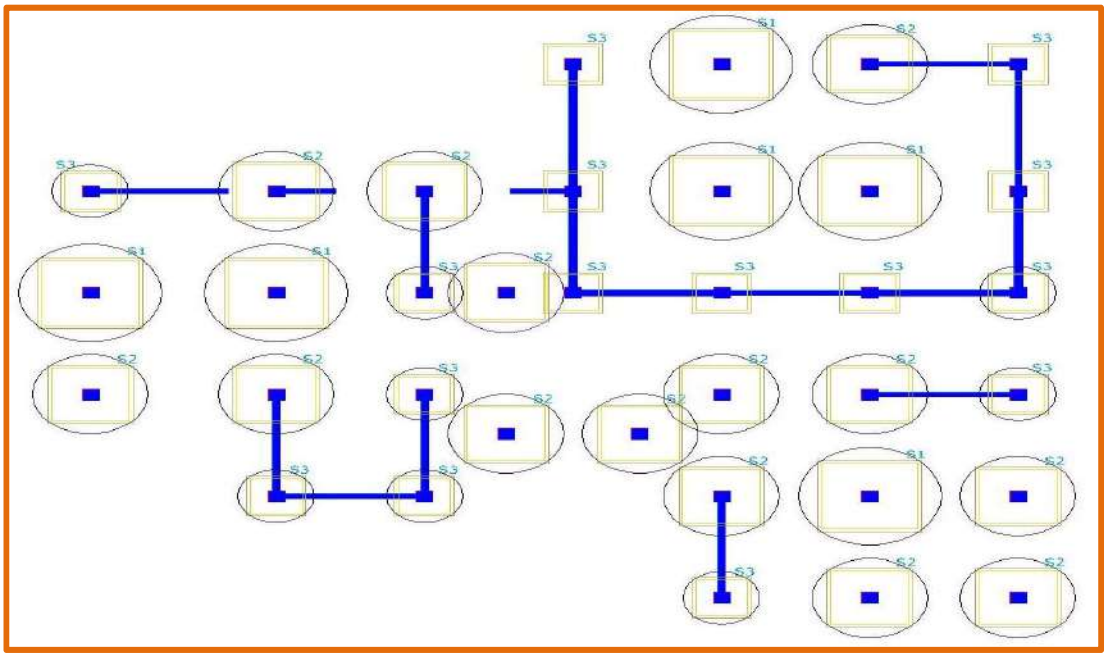


Figure VI.1 *Dessin des* bulles de pression

VI.4.2 Semelle filantes :

Tableau VI.2 Dimensionnement des semelles filantes (ELS).

élément	$N_{ser}max$	A (m)	B(m)	h(cm)
S.F.P 1	1127.30	4.00	1.80	40
S.F.P 2	867.11	4.50	1.80	30
S.F.V 1	1283.45	1.00	1.80	40
S.F.V 2	1216.82	1.00	1.80	40
S.F.V 3	1725.73	1.00	2.10	45

Tableau VI.3 Vérifications de chevauchements entre les semelles.

Elément	(1.5/2)B1	(1.5/2)B1+(1.5/2)B2	L	(1.5/2)B1+(1.5/2)B2<L
S.F.P 1	1.35	2.70	4.00	Verifier
S.F.V 1	1.35			
S.F.P 2	1.35	2.70	4.00	Verifier
S.F.V 2	1.35			
S.F.P 2	1.35	2.92	4.00	Verifier
S.F.V 3	1.57			

Commentaire :

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

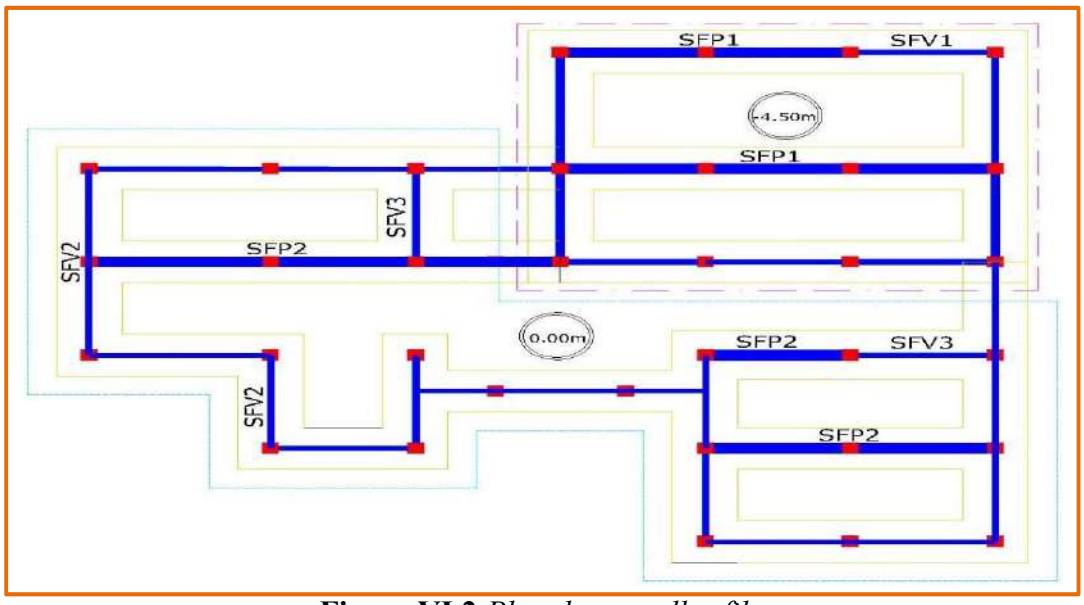


Figure VI.2 *Plan des semelles filant*

VI.4.2.2 Ferraillage de la semelle filante sous poteaux :

Tableau V1.4 Vérification de l'excentricité

semelle	e_o	B/6 (m)	Diagramme	Méthode
S.F.P 1	-0.03	0.30	trapézoïdale	Bielles
S.F.P 2	-0.1	0.30	trapézoïdale	Bielles

Suivant B :

Tableau V1.5 Ferraillage parallèle

Semelle	Nu (KN)	Ab (cm²)	Ab choisi (cm²)	St (cm)
S.F.P 1	1547.22	23.07	26HA12=29.41	15
S.F.P 2	1189.72	26.06	30HA12=33.93	15

Tableau V1.6 Parallèlement à l'axe de longitudinal

Semelle	A_{rep} (cm²/ml)	Ab choisi (cm²/ml)	St (cm)
S.F.P 1	3.56	8HA12=9.05	15
S.F.P 2	3.55	8HA12=9.05	15

VI.4.2.3 Poutre de libage :

Tableau V1.7 Dimensionnement de poutre de libage

Poutre	L_{max} (m)	K (Mpa)	E (Mpa)	B (cm)	Hpl (cm)	Hpl choisi (cm)
P.S.F.P 1	12.00	4	32164.20	45	54.20	75
P.S.F.P 2	14.40	4	32164.20	45	63.41	80

Tableau V1.8 Vérification des contraint

Poutre	Nt (KN)	б (Mpa)	бsol (Mpa)	б ≤ бsol
P.S.F.P 1	1547.22	0.18	0.2	vérifier
P.S.F.P 2	1189.72	0.17	0.2	vérifier

Tableau V1.9 Calcule de ferraillage

N °	Sollicitation			Section d'armature				
	B (cm)	H (cm)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Travée		appui	
					As1	As2	A's1	A's2
P.S.F.P 1	45	75	414.31	-512.31	10.68	/	/	20.11
P.S.F.P 1	45	80	484.62	-669.36	10,68	/	/	18.47

Tableau V1.10 Dimensionnement de poutre de libage

Poutre	As1 (cm²)	As2 (cm²)	A's1 (cm²)	A's2 (cm²)	Amin RPA (cm²)	Amin CBA (cm²)
P.S.F.P 1	5HA16 +1$_{CH}$HA16=12.06	5HA16=10.05	5HA16=10.05	5HA16 +5$_{CH}$HA16=20.11	16.87	3.37
P.S.F.P 2	5HA16 +1$_{CH}$HA16=12.06	5HA16=10.05	5HA16=10.05	5HA16 +5$_{CH}$HA16=20.11	18.00	3.60

Tableau V1.11 Vérification des contraints à l'ELS

	Sollicitation a L'ELS		contraint						Contraint admissible		Ϭb ≤$\overline{6b}$
	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	traves			appui					
			Ϭb	Ϭs	Ϭs'	Ϭb	Ϭs	Ϭs'	$\overline{6b}$	$\overline{6s}$	
P.S.F.P 1	314.46	-388.83	2.87	123,65	36.11	4.05	126.95	52.92	15	201.63	vérifier
P.S.F.P 2	347.43	-480.83	2.87	123.65	36.11	4.05	126.95	52.98	15	201.63	vérifier

Tableau V1.12 Vérification des contraints de cisaillement

	Solicitation				vérification	S (cm)	
	At(cm²)	T(KN)	τ_u	$\overline{\tau}_u$		Zn	Zc
P.S.F.P 1	4HA10=3.14	774.91	2.39	2.50	vérifier	10	15
P.S.F.P 2	4HA10=3.14	850.25	2.45	2.50	vérifier	10	15

Armatures de peau :

Puisque les poutre de libage ont une hauteur de 75 et 80 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap=3x1.2 = 3.6cm², donc on adopte 4HA12=4.52cm².

VI.4.2.4 Ferraillage de la semelle filante sous voile :

Tableau V1.13 Vérification de l'excentricité

semelle	e_0	B/6 (m)	Diagramme	Méthode
S.F.V 1	-0.04	0.30	trapézoïdale	Bielles
S.F.V 2	0.12	0.30	trapézoïdale	Moment
S.F.V 3	0.13	0.35	trapézoïdale	Moment

Suivant B :

Tableau V1.14 Ferraillage parallèle

Semelle	Nu (KN)	Ab (cm²)	Ab choisi (cm²)	St (cm)
S.F.V 1	1757.71	24.21	22HA12=24.88	15
S.F.V 2	1574.34	26.10	24HA12=27.14	15
S.F.V 3	2360.14	40.25	36HA12=40.72	10

Tableau V1.15 Parallèlement à l'axe de longitudinal

Semelle	Arep (cm²/ml)	Ab choisi (cm²/ml)	St (cm)
S.F.V 1	3.56	8HA12=9.05	20
S.F.V 2	3.56	10HA12=11.32	15
S.F.V 3	5.94	10HA12=9.05	20

VI.5. Calcule des longrines :

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

VI.5.1. pré dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie (S_2) les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 x 30) cm.

On adopte: (bxh) = (30 x 30) cm²

VI.5.2. Sollicitation :

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

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \ kN$$

Dans notre cas : **α = 12 (**zone III**;** SiteS2).

VI.5.3. Ferraillage

VI.5.3.1. Armature longitudinal :

- **A L'ELU :**

Tableau V1.16 Ferraillage longitudinal des longrines

B (cm^2)	Nu (KN)	F (KN)	A calcul (cm^2)	A choisi (cm^2)	Amin CBA (cm^2)	Amin RPA (cm^2)	Vérification
30	1547.22	128.93	3.70	6HA12=6.79	4.5	5.4	vérifier

Section minimale donnée par le RPA 99 :

$A_r \geq 0.6\,\%\,B$

Alors : $A_r \geq 0.6\%\ (30x30) \Rightarrow A_r = 5.4\ cm^2$

Condition de non fragilité :

$$B \geq \frac{A\, f_{t28}}{f_e} \qquad \text{Alors : } A \geq (30x30)x2.1/400 \Rightarrow A \geq 4.72\ cm^2$$

On adopte : **A =6 HA 12 = 6.79 cm²**

VI.5.4. Vérification des contraint à L'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ti}}\right] = 202MPa \quad \text{Donc ; } \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \text{ (condition vérifier).}$$

Tableau.V.17 Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F (KN)	A Adopte (cm^2)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma}_s$ (Mpa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
30x30	1547.22	128.94	6.79	189.90	201.63	vérifier

VI.5.4. Vérification des contraint de cisaillement :

Tableau.V.18 Vérification de contrainte de cisaillement

b (cm)	h (cm)	$A_{tchoisi}$ (cm^2)	T (KN)	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau}_u$ (Mpa)	vérification	Zn	Zc
30	30	3HA8=1.51	14.68	0.17	2.50	vérifier	15	15

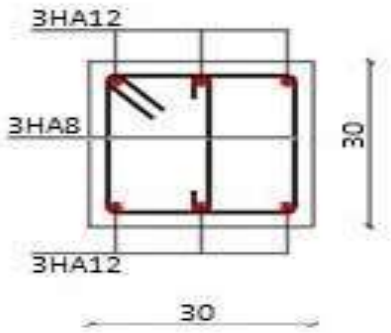


Figure VI.4. Ferraillage des longrines

VI.6 Calcul de voile périphérique :

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumise à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs.

Selon le RPA2003, l'épaisseur minimale des voiles est : e $\geq$ 15 cm, dans notre cas on adoptera une épaisseur de 25 cm.

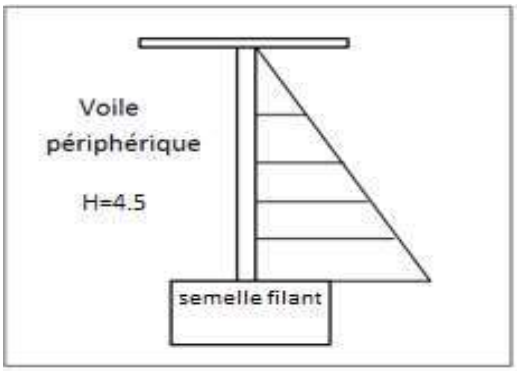


Figure VI.3 *Schéma statique du voile périphérique.*

VI.6.1 Calcul de la poussée des terres :

$$P = \rho_{remblai} * K_p * h$$

Avec :

$K_p = tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$\rho_{remblai} = 18.2\ kN \quad , \quad h = 4.5\ m \quad , \quad \varphi = 25° \quad \Rightarrow \quad K_p = 0.8$

$P = 18.2 * 0.8 * 4.5 = 65.52\ kN$

Le voile est donc soumis à une charge triangulaire qu'on assimilera en charge uniformément repartie, le calcul se fera par la méthode forfaitaire pour une bande de 1m.

$$P_u = 1.35 * P = 71.77\ kN \quad , \quad P_{ser} = P = 65.52\ kN$$

Le voile périphérique le plus sollicité a comme largeur $l_y = 5.00\ m$ et comme hauteur $l_x = 4.50\ m$; ceci revient à dimensionner une dalle sur 4 appuis (les appuis sont les poteaux et les poutres).

$$\rho = \frac{l_{ix}}{l_{iy}} = \frac{4.5}{5} = 0.9$$

Tant que le rapport $0.4 \leq \rho \leq 1$ donc, la dalle travaille suivant les deux directions.

$$M_x = \mu_x * q * l_x^2 \quad , \quad M_y = \mu_y * M_x$$

$$M_{t\,x} = 0.85 * M_x \quad , \quad M_{t\,y} = 0.75 * M_y$$

$$M_{s\,x} = 0.3 * M_x \ , \qquad M_{n\,x} = 0.5 * M_x \quad , \quad M_{e\,y} = M_{w\,y} = 0.5 * M_y$$

Tableau IV.19 *La section d'armatures du voile périphérique.*

		Armatures en travées				*Armatures aux appuis*			
	μ	M_t $(kN.m)$	$A_{t\,cal}$ (cm^2)	$A_{t\,ch}$ (cm^2)	S_t (cm)	M_a $(kN.m)$	$A_{a\,cal}$ (cm^2)	$A_{a\,ch}$ (cm^2)	S_t (cm)
Suivant X	0.045	33.16	7.70	10HA10=7.85	10	33.04	4.40	7HA10=5.50	15
Suivant Y	0.794	44.63	6.00	10HA10=7.85	10	26.25	3.50	7HA10=5.50	15

VI.6.2Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\overline{\sigma_b} = 15MPa \quad , \quad \overline{\sigma_s} = 201.63MPa$$

Tableau IV.20 *Vérification des contraintes à l'ELS.*

		Contraintes en travées					*Contraintes aux appuis*				
	μ	M_t $(kN.m)$	A_{ch} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma \leq \overline{\sigma}$	M_a $(kN.m)$	$A_{a\,cal}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$^{\circ}\sigma_s$ (MPa)	$\sigma \leq \overline{\sigma}$
Suivant X	0.045	56.16	7.85	8.60	201.6	Vérifiée	33.04	5.50	5.7	201.6	Vérifiée
Suivant Y	0.794	44.63	7.85	6.80	201.6	Vérifiée	26.25	5.5	4.5	201.6	Vérifiée

VI.6.3Vérification au cisaillement à l'ELU :

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = Min\left[\frac{0.07 f_{c2}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right]$$

$$T_{max} = \frac{P_u * l_x * l_y}{(2 * l_y) + l_x}$$

$$\tau_{max} = \frac{111.37 * 10^3}{(1000 * 220)} = 0.506\ MPa \leq \bar{\tau}_{adm} = 1.167\ MPa$$ Condition vérifée.

CONCLUSION GENERALE

Le parcours Génie civil, spécialité structures de notre université nous a permis d'acquérir les connaissances scientifiques, techniques, et économiques nécessaires pour qu'on puisse prendre en charge et diriger les études de conception, dimensionnement, et d'exécution des divers ouvrages de type cité en s'appuyant sur les nouvelles réglementations techniques.

Ce projet constitue une synthèse d'un ensemble de connaissances acquises durant les cinq années de formation, il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur civil pour le choix du modèle de calcul à considérer.

Le projet nous a permis aussi de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, et cela est dû à la forme irrégulière en plan du bâtiment.

Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions ont étés essayées, mais elles donnaient des résultats non conformes aux recommandations du RPA, la variante retenue a donné des résultats acceptables en terme de période, déplacements et efforts.

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

REFERANCES BIBLIOGRAPHIQUES

DOCUMENTS TECHNIQUES REGLEMENTAIRES:

- [1] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) : D.T.R-B.C.2.41
- [2] Règlements Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) : D.T.R-B.C.2.48
- [3] Charges permanentes et charges d'exploitation : D.T.R-B.C.2.2
- [4] Règle de conception de calcul des parois et murs en béton banche D.T.R.-B.C.-2.42

MANUELS TECHNIQUES :

- [5] Béton armé aux états limites **BAEL 91**
- [6] Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI

LOGICIELS :

- SAP2000 version 20
- Robot EXPERT 2010
- AutoCAD 2019
- Microsoft office 2016