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 : Structures

Thème :
Etude d'un bâtiment (R+8 + sous-sol) a usage d'habitation

Présenté par

-BELLEMDJAHED LAKHDAR

Proposé et Dirigé par

-Mr KHELADI Mohamed

Promotion Juin 2019

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions le bon Dieu ALLAH, de nous accorder la connaissance de la science et de nous avoir aidés de réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à remercier ***DR. KHELADI MOHAMED*** *notre promoteur pour son soutien et ses conseils considérables et pour ses aides précieuses.*

Nous remercions également tous notre gratitude à l'ensemble des enseignants du département : Génie Civil et surtout Structure qui nous a guidés au cours de nos études.

J'ai remercié également tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.

Dédicace

Avant tout, je remercie ALLAH, qui nous a aidés à
Élaborer ce modeste travail
Je dédie ce modeste travail :
A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, ma vie et mon bonheur, Maman et papa.
A mes frères
A ma très chère sœur
A Tous mes amies : « Mohamed, ABDERREZEK »
Sans oublie toutes mes chères amies : le groupe Structure.
A tous les professeurs et enseignants qui ont collaboré
À ma formation depuis mon premier cycle d'étude
Jusqu'à la fin de mes études universitaires

SOMMAIRE

Introduction Générale

Résumé

Dédicace

Remerciement

Liste de Figure

Liste de Tableaux

Conclusion Générale

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE
I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE : 2
I.2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE 2
I.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE 2
I.3.1. Dimensions en plan du bâtiment : 2
I.3.2. Dimensions en élévation du bâtiment : 2
I.4. CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES : 2
I.4.1. Système de contreventement : 2
I.4.2. Planchers : 3
I.4.3. Maçonnerie 3
I.4.4. Revêtements 3
I.4.5. L'acrotère 3
I.4.6. Les escaliers 3
I.4.7. Infrastructure 4
I.5. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX : 4
I.5.1. Béton : 4
I.5.1.1. Caractéristique du béton : 4
I.5.1.2. Ciment 4
I.5.1.3. Granulat 4
I.5.1.4. Eau de gâchage 4
I.5.1.5. Adjuvant 5
I.5.1.6. La résistance de béton fc28 5
I.5.2. Les aciers 5
I.5.2.1. Types d'acier 5
I.5.2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier 6
I.5.2.3. Contraintes limites 6
I.5.2.3.1. Etat limite ultime (ELU) 6
I.5.2.4. Etat limite de service (ELS) 7
CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE
II.1. INTRODUCTION 8
II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS 8
II.2.1. Planchers corps creux 8
II.2.2. Plancher à dalle pleine 9
II.2.2.1. Résistance au feu 9
II.2.2.2. Isolation phonique 9
II.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES 10
II.3.1. Plancher terrasse inaccessible (corps creux) 10
II.3.1.1. Charges permanentes 10

II.3.1.2. Surcharge d'exploitation 10
II.3.2. Plancher courant (corps creux) 11
II.3.2.1. Charges permanentes 11
II.3.2.2. Surcharges d'exploitation 11
II.3.3. Planchers étages courants (dalle pleine) 12
II.3.3.1. Charges permanentes 12
II.3.3.2. Surcharges d'exploitation 12
II.3.4. Maçonneries 12
II.3.4.1. Murs intérieurs (simple cloison) 12
II.3.4.2. Murs extérieurs (double cloison) : 13
II.3.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES 13
II.3.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX : 14
II.3.6.1. Etapes de pré dimensionnement 14
II.3.6.1.1. Calcul de la capacité portante N : 16
II.3.6.1.2. Choix du poteau le plus sollicité : 17
II.3.6.1.3. Calcul de la surface reprise par le poteau 17
II.3.6.1.4. Descente des charges [DTR charge et surcharge B.C.22] 17
II.3.6.1.5. L'effort normal ultime Nu de chaque niveau 18
II.3.6.1.6. Vérification selon le RPA99 version2003 : 19
II.3.7. Pré dimensionnement des voiles RPA99 version 2003 Art [7.7.1] 20
CHAPITRE III : calcul des elements secondaires
III.1. Introduction 21
III.2. L'acrotère 21
III.2.1. Charges permanentes et d'exploitations 21
III.2.2. Calcul des efforts 21
III.2.3. Calcul du ferraillage l'acrotère 21
III.2.4. La vérification des contraintes à l'ELS 22
III.2.5. Vérification de l'acrotère au séisme 22
III.3. Les poutrelles 23
III.3.1. Avant coulage 23
III.3.2. Après coulage 24
III.3.3. Calcul du ferraillage et vérification des contraintes des poutrelles 24
III.3.3.1. Calcul du ferraillage de la poutrelle 24
III.3.3.1.1. Armatures longitudinales 24
III.3.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS 25
III.3.3.2.1. Armatures transversales 25
III.1. LES ESCALIERS 26
III.1.1. Dimensionnement 26
III.1.2. Détermination de l'épaisseur de l'escalier: 26
III.2. Evaluation des charges et surcharges 27
III.2.1. Charges permanentes 27
III.2.2. Charges d'exploitation 27
III.3. Détermination des sollicitations et les efforts 28
III.4. Ferraillage de l'escalier 28
III.5. LA POUTRE PALIERE 29
III.5.1. Pré dimensionnement 29
III.5.2. VERIFICATION DES PRESCRIPTIONS DU RPA 99 V 2003 29
III.5.3. Charges revenants à la poutre 29
III.5.4. Calcul des efforts 29
III.5.5. Ferraillage de la poutre palière 29

III.5.5.1. Armatures longitudinales 29
III.5.5.2. Vérifications 30
III.5.5.2.1. Vérification à ELS 30
III.5.5.2.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 30
III.5.5.3. Armature transversale 30
III.5.5.3.1. Diamètre des armature transversales Φt 30
III.5.5.3.2. Espacement St 30
III.5.5.4. Vérification de la flèche 31
III.4. DALLE PLEIN 31
III.5. Dimension géométrique 31
III.5.1. predimensionnement 31
III.5.2. Matériaux 31
III.5.3. Evaluation des charges : 31
III.5.3.1. Combinaison des charges : 31
III.5.4. Calcule des sollicitations a l'ELU 32
III.5.5. Calcule des armatures longitudinales 32
III.5.6. Vérification des contraintes normales a L'ELS CBA 93Art.A.4.5.3 32
III.5.7. Vérification des contraintes de cisaillement a l'ELU CBA93 Art.A.5.1.2.1.1 33
III.5.8. Vérification de la flèche a L'ELS CBA93 Art.B 6.5.3 33
CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE
IV.1. NTRODUCTION : 35
IV.2. CARACTERISTIQUESGEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE 35
IV.2.1. Centre de masse 35
IV.2.2. Centre de torsion 35
IV.2.3. Excentricité 37
IV.3. La structure Contreventée par des voiles 38
IV.3.1. Excentricité 39
IV.4. Choix de la méthode de calcul 41
IV.4.1. Introduction 41
IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale 42
IV.4.2.1. Principe 42
IV.4.2.2. Le spectre de réponse de calcul 42
IV.4.2.2.1. Coefficient d'accélération A 43
IV.4.2.2.2. Coefficient de comportement R 43
IV.4.2.2.3. Facteur de qualité Q 46
IV.5. Comportement modal. 48
IV.5.1. Vérification de la participation massique 49
IV.6. Analyse statique et dynamique 51
IV.6.1. Stabilité de la structure 51
IV.6.1.1. Vérification de la force sismique a la base 51
IV.6.1.2. Calcul de la force sismique totale V 51
IV.6.1.3. Vérification de la stabilité au renversement 52
IV.6.1.4. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment] 53
IV.6.1.5. Vérification des déplacements inter-étages 54
IV.6.1.6. Vérification de cisaillement des éléments 55
IV.6.1.6.2. Vérification du l'effort normal réduit 56
IV.6.1.7. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ 57
CHAPITRE V : calcule des ELEMENTS RESISTANTS
V.1. INTRODUCTION 59
V.1.1. Combinaisons données par le CBA93 59

V.1.2. Combinaisons données par le RPA99 version2003 59
V.2. Ferraillage des poutres 59
V.2.1. Introduction 59
V.2.2. Recommandation du RPA99 version 2003 59
V.2.2.1. Les armatures longitudinales 59
V.2.2.2. Les armatures transversales 60
V.2.3. Ferraillage longitudinale des poutres 60
V.2.3.1. Vérification des contraintes normales à l etat limite de service 61
V.2.3.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou à l'ACC 61
V.2.4. Ferraillage transversal des poutres 62
V.2.5. Vérification de la flèche à l'ELS 63
V.3. Ferraillage des poteaux 65
V.3.1. Introduction 65
V.3.2. Détermination des armatures longitudinales 65
V.3.2.1. Recommandations des règlements 65
V.3.2.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage 65
V.3.2.3. Vérification des contraintes à ELS 67
V.3.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement 69
V.3.3. Vérification des armatures transversales 69
V.3.3.1. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale 70
V.4. Ferraillage des voiles 72
V.4.1. Introduction 72
V.4.2. Les voiles pleins 72
V.4.2.1. Voiles avec files d'ouvertures 72
V.4.2.1.1. Les trumeaux 72
V.4.2.1.2. Les linteaux 72
V.4.3. Recommandations des règlements 73
V.4.3.1. Recommandation du 73
V.4.3.1.1. Armatures verticales 73
V.4.3.1.2. Armatures horizontales 73
V.4.3.1.3. Calcule et vérification de l'espacement 73
V.4.3.1.4. Armatures transversales 73
V.4.3.2. Recommandations du [CBA93] 73
V.4.3.2.1. Armatures verticales 73
V.4.3.2.2. Calcule et vérification de l'espacement 73
V.4.3.2.3. Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux 73
V.4.3.3. Recommandations pour les voiles et les trumeaux 73
V.4.4. Ferraillage des voiles pleins (trumeau) 74
V.4.4.1. Armatures verticales 74
V.4.4.2. Vérification des contraintes à l'ELS 75
V.4.4.3. Vérification des contraintes de cisaillements à l'ELU 75
V.4.4.4. Calcul des armatures horizontales 75
V.4.4.5. Calcul des armatures transversales 76

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE
VI.1. Introduction 77
VI.2. Reconnaissances du sol 77
VI.3. Ferraillage des longrines 77
VI.3.1. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime 78
VI.3.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service : 78

VI.3.3. Calcul des armatures transversales 78
VI.4. Murs de soutènement périphérique 78
VI.4.1. Ferraillage murs de soutènement périphérique 79
VI.4.2. Vérification des contraintes à l'ELS : 79
VI.4.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 79
VI.5. Choix du type des fondations 79
VI.5.1. Semelles isolées 79
VI.5.1.1. Vérification de chevauchement : 80
VI.5.2. Semelles filantes 80
VI.6. Semelle filante 01 81
VI.6.1. Dimensionnement des semelles filantes sous des poteaux 81
VI.6.1.1. Vérification des contraintes sous la semelle 81
VI.6.1.2. Vérification de poinçonnement 82
VI.6.2. Dimensionnement de la poutre de libage 82
VI.6.2.1. Vérification de poinçonnement 82
VI.6.2.2. Ferraillage de la poutre de libage 82
VI.6.2.2.1. Vérification des contraintes à l'ELS 83
VI.6.2.2.2. Les armatures de peau 83
VI.6.2.2.3. Vérification de cisaillement 83
VI.6.2.3. Ferraillage de la semelle filante sous des poteaux 84
VI.7. Semelle filante 02 85
VI.7.1. Dimensionnement des semelles filantes sous un voile 85
VI.7.1.1. Vérification des contraintes sous la semelle 85
VI.7.2. Vérification de poinçonnement 85
VI.7.3. Ferraillage de la semelle filante sous un voile 85
VI.8. Semelle filante 03 86
VI.8.1. Dimensionnement des semelles filantes sous un voile 86
VI.8.2. Vérification des contraintes sous la semelle 86
VI.8.3. Vérification de poinçonnement 86
VI.8.4. Ferraillage de la semelle filante sous un voile 87
VI.9. Vérification de chevauchement 87

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Diagramme contraintes-déformations 6
Figure II.1:Coupe du plancher à corps creux. 9
Figure II.2 :la surface reprise par le poteaux le plus sollicite 17
Figure III-1Ferraillage de l'acrotère 22
Figure III-2 :Schéma statique d'une volée d'escalier. 26
Figure IV-1 :Vue en plan SOUS-SOL. 40
Figure IV-2 :Vue en plan 1ere,2,3,4,5,6 eme étages. 40
Figure IV-3 :Vue en plan 7eme étages. 41
Figure IV-4 :Modalisation de structure en 3D. 42
Figure IV-5 :Disposition des voiles en 3D. 47
Figure IV-6 :Mode 1 : translation suivant X. 48
Figure IV-7 :Mode 2 : translation suivant Y. 49
Figure IV-8 :Mode 3 : rotation autour de Z. 49
Figure V.1 :ferraillage PP on appui. 63
Figure V.2 :ferraillage PP on travee 63
Figure V.3:ferraillage PS on appui. 64
Figure V.4:ferraillage PS on travee. 64
Figure V.5 :ferraillage de poteaux 45x45. 71
Figure V.6:ferraillage de poteaux 40x40. 71
Figure V.7:ferraillage de poteaux 35x35. 71
Figure V.8:ferraillage de poteaux 30x30**.** 71
Figure VI.1: Vérification de chevauchement……...80
Figure VI.2: Le choix finale des semelles……...81
Figure VI.3 :le chois finale de semelle……81

❖ *Majuscules romaines :*

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

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.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

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

N : Effort normal.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation

E : Charge sismique.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

R_a : réaction à gauche.

R_b: réaction à droite.

A : Section d'acier tendu.

❖ Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, 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.

l_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

❖ Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids

❖ Minuscules grecques :

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

ملخص

هذا المشروع هو دراسة مبنى مكون من طابق تحت ارضي + طابق ارضي+ثمانية طوابق والمقرر بناؤها في ولاية(الجزائر) المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIIحسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل (RPA99 version 2003)

- مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة العارضات، الأعمدة والجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.

- قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة للبناية تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (القواعد الجزائرية المضادة للزلازل و قانون الخرسانة المسلحة) - تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج ***(SAP2000 version20)***

- و في الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

Résumé

Ce projet est une étude et conception d'un bâtiment (un sous-sol+RDC+huite (8) étages), qui sera implanté à la wilaya de Alger, cette région est classée en zone ***III*** selon le ***(RPA99 version 2003).***

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

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

-L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel ***« SAP2000 version20 »***.

-En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract

This project is a study and design of a structure (one basement +ground floor+8 floors), will implanted in alger , this area is classified in area ***III*** according to ***(RPA99 version 2003).***

-The résistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed system of wind-bracing (frames + shells)

-The dimensioning and the calculation of reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian standards into force *(CBA93, RPA99 v 2003).*

-The dynamic study was undertaken according to the numerical method based on the finite element méthode with the help of the software ***"SAP2000 version20"***.

-Lastly, we studied the infrastructure by calculating the foundations.

I.1. INTRODUCTION GENERALE

La conception d'une structure aux normes parasismique est nécessaire et obligatoire vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté 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 sismique 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 bloc en ***un sous-sol+RDC+8*** implanté dans une zone de forte sismicité ***(zone III),*** le bloc est constituée 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 pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- ✓ La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et la table de compression).
- ✓ La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales). L'étude de notre Project sera menée par l'analyse un modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ***SAP2000 V20.2***
- ✓ La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres ; longrines ; poteaux ; voiles), par le programme ***ROBOT EXPET.***
- ✓ La sixième étape sera le calcul des fondations ***(type ; dimensions et ferraillages).***
- ✓ La dernière étape consiste à faire un devis quantitative et estimative du projet.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

L'étude du projet est le calcul d'un bâtiment en béton armé de huit niveaux (RDC + huit étages + sous-sol) à usage habitation avec parking.

Cet ouvrage, implanté dans la commune d'ALGER (wilaya d'ALGER), région classée par le RPA 99 version 2003 comme une zone de forte sismicité (zone III).

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- ✓ Le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003. [1]
- ✓ Le règlement de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93. [2]
- ✓ Le règlement dont charges permanentes et charges d'exploitations selon DTR B.C.2.2. [3]
- ✓ Règle de calcul des fondations [DTR-BC 2.331]

I.2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Le bâtiment est de forme rectangulaire, comportant huit niveaux sur (Sous sol+RDC+huite étages), le sous-sol est à usage de parking.

I.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE

I.3.1. Dimensions en plan du bâtiment :

Longueur totale du bâtiment : 25.71 m.

Largeur totale du bâtiment : 14.96 m.

I.3.2. Dimensions en élévation du bâtiment :

Hauteur du RDC est de 3.24 m

Hauteur de l'étage courant 3.24 m

Hauteur de sous- sol 3.24 m

Hauteur total du bâtiment 29.16 m. sans acrotère

I.4. CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES :

I.4.1. Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte huit niveaux y compris et le sous-sols qui font une hauteur de 29.16m, le RPA99 Version 2003 limite les structures en portiques auto stables 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.4.2. Planchers :

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

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

Planchers à cops creux.

Planchers dalle pleine en console

I.4.3. Maçonnerie

Le remplissage en maçonnerie du bâtiment sera assuré par la brique creuse à savoir :

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

I.4.4. Revêtements

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- ✓ Carrelage de 2 cm pour tout l'étage et les escaliers;
- ✓ Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau;
- ✓ Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs;
- ✓ Mortier de ciment pour les façades extérieures.

I.4.5. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire fabriqué en béton armé, il entoure le dernier plancher (terrasse) d'une hauteur 60 cm et de 10 cm d'épaisseur, son rôle principal est d'empêcher le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, ainsi que la protection du bâtiment contre toute infiltration de ces eaux,

I.4.6. Les escaliers

Les escaliers sont aussi considérés comme des éléments secondaires fabriqués en béton armé, ils assurent la circulation verticale entre les étages du bâtiment, dans notre cas on a utilisé des escaliers droits à deux volets.

I.4.7. Infrastructure

Les fondations sont les éléments enterrés dans le sol, elles assurent la transmission des charges de la structure vers le sol d'assise c'est la partie d'interaction structure-sol, elles forment un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le sol. Il existe trois types de fondation (profondes, semi profondes et superficielles), le choix des fondations dépend des caractéristiques du sol, la hauteur du bâtiment et de la sismicité.

I.5. 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.5.1. Béton :

Le béton est une pierre artificielle obtenue en mélangeant en proportions convenables selon une composition adéquate du ciment, granulats (gravier, sables) et de l'eau de gâchage.

I.5.1.1. Caractéristique du béton :

- ✓ Facile à la fabrique et à la mettre en œuvre.
- ✓ Bonne résistance à la compression.
- ✓ Bonne résistance aux actions climatiques.
- ✓ Faible résistance à la traction.

I.5.1.2. Ciment

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

Résistance mécanique.

Imperméabilité à l'eau.

I.5.1.3. Granulat

Le béton est constitué de deux types de granulats (d/D) :

- ✓ Sable de dimension 0/5 (afin d'assurer une bonne compacité du béton).
- ✓ Gravier de dimension (3/8, 8/15, 15/25) (afin d'assurer un bonne résistance)

I.5.1.4. Eau de gâchage

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

I.5.1.5. Adjuvant

L'adjuvant est un produit incorporé au moment de malaxage du béton à un dosage approprié en masse du béton, pour modifier les propriétés du mélange à l'état frais et ou à l'état durci.

I.5.1.6. La résistance de béton fc28

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

I.5.2. Les aciers

I.5.2.1. Types d'acier

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa nuance et sa forme géométrique; les aciers du béton armé sont sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable par rapport à son diamètre, il existe des aciers à surface externe lisse et d'autres a surface rugueuse. Les caractéristiques techniques et géométriques sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I-1 :Caractéristiques de matériaux.

Type d'acier	Nuances	Limite d'élasticité (MPa)	Utilisations
Rond lisse	F_eE220	215	Cadres, étiers des poteaux et des poutres, pièces préfabriqués
	F_eE240	235	
Acier HA Type 1	F_eE400	400	Tous les travaux en béton armé
	F_eE500	500	
Acier HA Type 2	F_eE400	400	Emplois sous forme de barres directes ou sous forme de treille
	F_eE500	500	
Treillis soudés	$TLE520$	520	Emplois courant pour : Radier, Voile, Planchers, Dallage
	$TLE500$	500	

I.5.2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit le type et la nuance de l'acier utilisé, il est de l'ordre de $E_s = 2.10^5$ MPa ►►CBA93 Art [A.2.2.1] ◄◄

I.5.2.3. Contraintes limites

I.5.2.3.1. Etat limite ultime (ELU)

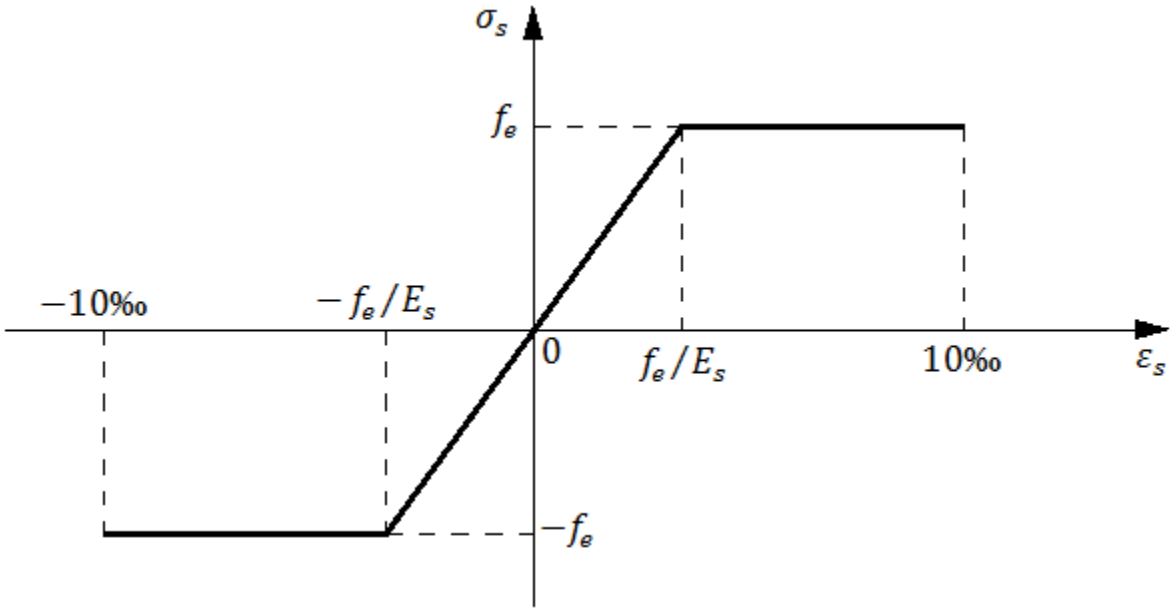


Figure I-1 : Diagramme contraintes-déformations

Avec :

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

σs : Contrainte de l'acier

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

γs : Coefficient de sécurité

γs= 1.15 (Situation durable)

γs=1 (situation accidentelle)

I.5.2.4. Etat limite de service (ELS)

Il s'agit de la limite d'ouverture des fissures, ces dernières se présentent en trois cas engendrant des contraintes différentes :

Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer

Fissuration préjudiciable : $\sigma s = min\left\{\frac{2fe}{3}; 110\sqrt{\eta ftj}\right\}$ MPa

Fissuration très préjudiciable : $\sigma s = \min\left\{\frac{1fe}{2}; 90\sqrt{\eta ftj}\right\}$ MPa

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

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

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE

II.1. INTRODUCTION

Le Pré dimensionnement est un calcul préliminaire, il a pour but d'estimer approximativement les dimensions des éléments constituants la structure et de déterminer les différentes charges agissantes sur ces éléments, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage selon les règlements RPA99 version 2003 et le CBA93 mettant au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

Les éléments résistants de la structure du projet à savoir : (Les planchers, Les poutres Les poteaux. 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.

Dans notre projet, deux types de planchers ont utilisé :

- ✓ Plancher à corps creux.
- ✓ Plancher en dalle pleine.

II.2.1. Planchers corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

Table II-1 :Préddimensionnement du plancher corps creux.

Plancher corps creux			
Lmax	Lmax /25 (cm) ≤	ep (cm)	≤ Lmax /20 (cm)
395 cm	15.80	20	19.70

Avec :

L : longueur maximale de la poutrelle

ep : l'épaisseur de plancher

Donc, on adopte pour un plancher à corps creux : h= (16+4) cm

Telle que : $h_t = (d + e)$.

d=16cm (hauteur de corps creux).

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

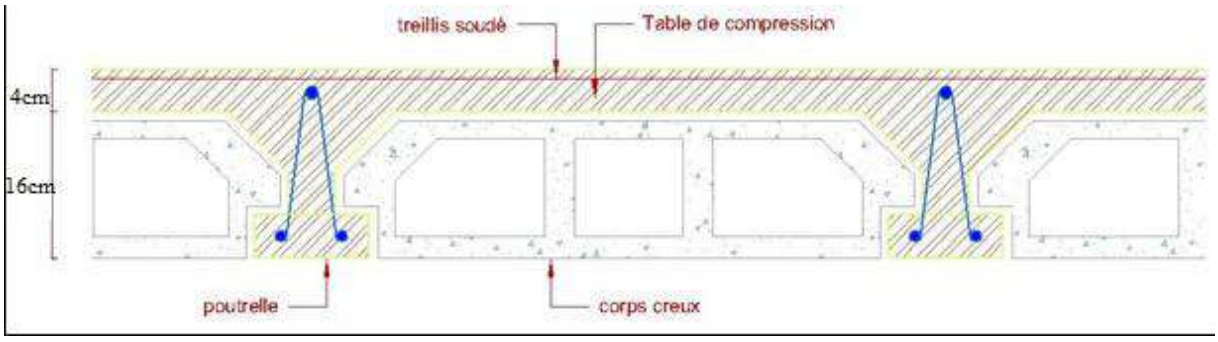


Figure II.1:Coupe du plancher à corps creux.

II.2.2. Plancher à dalle pleine

Le pré-dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines, doit vérifier les critères de résistance donnée en fonction de la nature des appuis sur les quels elles reposent.

Critère de résistance :

dalle reposant sur deux appuis :

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

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

e : épaisseur de la dalle.

Table II-2Pré dimensionnement des planchers dalle pleine.

planchers dalle pleine			
L_{max} (cm)	$L_{max}/45$(cm)≤	ep (cm)	≤$L_{max}/40$(cm)
395	11.28	15	13.16

II.2.2.1. Résistance au feu

e =7 cm pour une heure de coup de feu.

e =11 cm pour deux heures de coup de feu.

e =17,5 cm pour quatre heures de coup de feu

On adopte : e =15 cm.

II.2.2.2. Isolation phonique

Selon les règles techniques en vigueur « CBA93 », en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour avoir une bonne isolation acoustique.

Conclusion

Pour le plancher à corps creux on a adopté une épaisseur 20 cm, dont la dalle de compression et de 4cm, tandis que pour la dalle pleine on a adopté d'épaisseur de 15 cm.

II.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

II.3.1. Plancher terrasse inaccessible (corps creux)

II.3.1.1. Charges permanentes

Tableau II-1 :Charge permanente du plancher terrasse.

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Article de référence*
1	***Gravillon roulé 8/15***	0.04	20	0.8	DTR B.C.2.2 C.5-TOITURES
2	***Etanchéité multicouche***	0 .02	6	0.12	DTR B.C.2.2 C.5-TOITURES
3	***Papier Kraft***	/	/	0.05	DTR B.C.2.2 C.5-TOITURES
4	***Forme de pente***	0.10	22	2.2	DTR B.C.2.2 C.5-TOITURES
5	***Film polyane***	/	/	0.01	DTR B.C.2.2 C.5-TOITURES
6	***Plaque de liège***	0.04	4	0.16	DTR B.C.2.2 B-POIDS VOL
7	***Pare vapeur***	0.01	6	0 .06	DTR B.C.2.2 C.5-TOITURES
8	***Plancher corps creux (16+4)***	0.20	/	2.80	DTR B.C.2.2 C.3-PLANCHES
9	***Enduit en plâtre***	0.02	10	0.20	DTR B.C.2.2 C.2-ENDUITS
TOTAL				**6.40**	

II.3.1.2. Surcharge d'exploitation

Terrasse inaccessible Q=1 kN/m.

II.3.2. Plancher courant (corps creux)

II.3.2.1. Charges permanentes

Tableau II-2 :Evaluation des charges permanentes des planchers courants (corps creux).

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Article de référence*
1	***Carrelage***	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 Art C.4
2	***Mortier de pose***	0.02	20	0.40	DTR B.C.2.2 ANEXES VI-A
3	***Lit de sable***	0.03	18	0.54	DTR B.C. 2.2 Art C.4
4	***Plancher corps creux (16+4)***	0.20	/	2.80	DTR B.C 2.2 Art C.3
5	***Enduit en plâtre***	0.02	10	0.2	DTR B.C. 2.2 Art C.2
6	***Cloison simple***	0.10	/	1.3	DTR B.C.2.2 Art C.1
TOTAL				**5.64**	

II.3.2.2. Surcharges d'exploitation

Usage habitation Q=1.5 kN/m2

II.3.3. Planchers étages courants (dalle pleine)

II.3.3.1. Charges permanentes

Tableau II-3 :Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine).

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Article de référence*
1	***Carrelage***	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 Art C.4
2	***Mortier de pose***	0.02	/	0.40	DTR B.C.2.2 ANEXES VI-A
3	***Lit de sable***	0.03	18	0.54	DTR B.C. 2.2 Art C.4
4	***Dall plein***	0.15	25	3.75	DTR B.C 2.2 Art C.3
5	***Enduit en plâtre***	0.02	10	0.20	DTR B.C. 2.2 Art C.2
TOTAL				**5.29**	

II.3.3.2. Surcharges d'exploitation

Balcon (Dalle pleine) : Q=1.5 kN/m2

II.3.4. Maçonneries

II.3.4.1. Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II-4 :Charge permanente du mur intérieur.

N	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Article de référence*
1	***Enduit en plâtre***	0.02	0.10	0.20	DTR B.C. 2.2 Art C.2
2	***Brique creuse***	0.10	9	0.90	DTR B.C. 2.2 Art C.1
3	***Enduit en plâtre***	0.02	0.10	0.20	DTR B.C. 2.2 Art C.2
TOTAL				**1.30**	

II.3.4.2. Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II-5 :Charge permanente du mur extérieur.

/	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Article de référence*
1	***Enduit en plâtre***	0.02	10	0.20	DTR B.C.2.2 Art C.2
2	***Brique creuse***	0.10	90	0.90	DTR B.C.2.2 Art C.1
3	***Lame d'air***	0.05	/	/	/
4	***Brique creuse***	0.10	90	0.90	DTR B.C. 2.2 Art C.1
5	***Enduit en ciment***	0.02	18	0.36	DTR B.C.2.2 Art C.2
TOTAL				**2.36**	

II.3.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Les poutres sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

D'après la formule empirique, les dimensions des poutres doivent respecter la condition suivante :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

$$0.27.h \leq b \leq 0.36.h$$

b: largeur de la base de la poutre.

h: hauteur totale de la poutre.

L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis

Tableau II-6 :Pré dimensionnement des poutres.

	poutres principales	poutres secondaires
Conditions de résistance	L_{max}= 3.65 m ⇒ 24.33cm ≤ h ≤ 36.5cm On adopte h = 40 cm ⇒10.8 cm ≤ b ≤ 14.4 cm on adopte b = 30 cm	L_{max} = 2.89m ⇒ 19.26cm ≤ h ≤ 28.9cm On adopte h = 35 cm ⇒ 9.45 cm ≤ b ≤ 12.6 cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=40cm≥30 cm b=30cm≥20 cm h/b=1.33 ≤ 4	h=35cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.5≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.109) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifier)	(h/L=0.121) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifier)
Conclusion	h =40 cm ; b = 30 cm	h = 35 cm ; b = 30 cm

Conclusion

Toutes les vérifications de R.P.A 99 sont satisfaisantes.

Toutes les conditions sont vérifiées on adopte les sections :

- ✓ Poutres principales (Sens porteur) : (bxh) = (30x40) cm^2
- ✓ Poutres secondaires (Sens non porteur) : (bxh) = (30x35) cm^2

II.3.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

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

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitations à l'état limite ultime (Nu = 1.35 G+1.5 Q), selon le CBA93 Art [B.8.4.1].

II.3.6.1. 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 :

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

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.

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

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad . \quad l_f = 0.7 l_0 \qquad i = \sqrt{I/b^2}$$

λ : l'élancement mécanique; i : rayon de giration; l_0 : longueur du poteau ;

l_f: longueur de flambement.

Dans notre projet, l_0=3.24m pour tous les étages. Sauf Sous-sol 2,

I : moment d'inertie du poteau ;

b : largeur du poteau.

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

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

II.3.6.1.1. Calcul de la capacité portante $\bar{N}$:

Tableau II-7L'effort normal ultime de chaque nivea

	a (cm)	Lf (m)	i=b/(√12) (m)	λ	B(cm2)	Br(cm2)	AS(cm2)	α	NU¯(kN)
8	30	2.268	0.087	26.19	900	784	0.9	0.7644061	1133.7336
7	30	2.268	0.087	26.19	900	784	0.9	0.7644061	1133.7336
6	30	2.268	0.087	26.19	900	784	0.9	0.7644061	1133.7336
5	35	2.268	0.101	22.45	1225	1089	1.225	0.7853885	1617.3312
4	35	2.268	0.101	22.45	1225	1089	1.225	0.7853885	1617.3312
3	35	2.268	0.101	22.45	1225	1089	1.225	0.7853885	1617.3312
2	40	2.27	0.115	19.64	1600	1444	1.6	0.7996345	2182.7834
1	40	2.268	0.115	19.64	1600	1444	1.6	0.7996345	2182.7834
RDC	45	2.268	0.130	17.46	2025	1849	2.025	0.8097039	2829.5176
s-sol	45	2.268	0.130	17.46	2025	1849	2.025	0.8097039	2829.5176

etage	L0 (m)	b pp	h pp	b ps	h ps	sp(m2)	st(m2)	lx (m) pp	ly (m) ps
8	3.24	30	40	30	35	9.418	11.035	3.6	2.62
7	3.24	30	40	30	35	9.418	11.035	3.6	2.62
6	3.24	30	40	30	35	9.418	11.035	3.6	2.62
5	3.24	30	40	30	35	9.418	11.035	3.6	2.62
4	3.24	30	40	30	35	9.418	11.035	3.6	2.62
3	3.24	30	40	30	35	9.418	11.035	3.6	2.62
2	3.24	30	40	30	35	9.418	11.035	3.6	2.62
1	3.24	30	40	30	35	9.418	11.035	3.6	2.62
rdc	3.24	30	40	30	35	9.418	11.035	3.6	2.62
s-sol	3.24	30	40	30	35	9.418	11.035	3.6	2.62

II.3.6.1.2. Choix du poteau le plus sollicité :

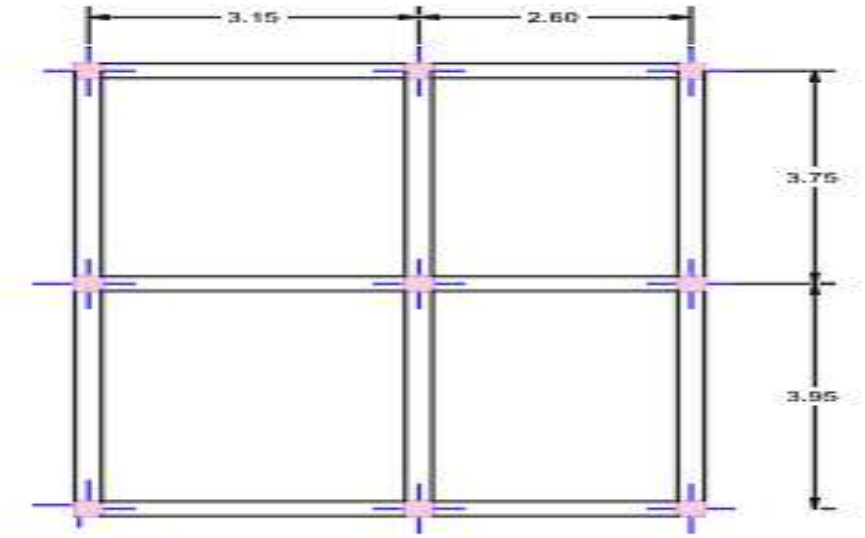


Figure II.2 :la surface reprise par le poteaux le plus sollicite

II.3.6.1.3. Calcul de la surface reprise par le poteau

Tableau II-8 :La surface reprise par le poteaux le plus sollicité.

La surface partielle	**Sp = (1.45+1.17) x (1.745+1.85)**	**S_p = 9.418 m^2**
La surface totale	St=(1.575+0.25+1.295)x(1.87+0.25+1.975)	St = 11.035 m^2

II.3.6.1.4. Descente des charges [DTR charge et surcharge B.C.22]

a) Charge d'exploitation:

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

Q_0+3+n2n (Q_1+Q_2+……+Q_n).

Avec :

n : nombre d'étage en démarre de haut en bas.

Q0 : la charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q2….Q_n : les charges d'exploitation des planchers respectifs.

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

étage		Q(KN)	n	3+n/2n	Qcum (kN)
8	Q0	11.035	0	1	11.035
7	Q1	16.5525	1	1	27.5875
6	Q2	16.5525	2	0.95	42.48475
5	Q3	16.5525	3	0.9	55.72675
4	Q4	16.5525	4	0.85	67.3135
3	Q5	16.5525	5	0.8	77.245
2	Q6	16.5525	6	0.75	85.52125
1	Q7	16.5525	7	0.7142857	93.798
RDC	Q8	16.5525	8	0.6875	102.074
s-sol	Q9	16.5525	9	0.6666667	110.350

b) 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-10 : *Charges permanentes cumulées des surfaces reprises*

	Gplancher(KN)	G pot(KN)	Gpp(KN)	Gps(KN)	G(KN)	Gcum(KN)
8	58.8625	7.29	10.800	6.8775	83.83	83.83
7	58.8625	7.29	10.800	6.8775	83.83	167.66
6	58.8625	7.29	10.800	6.8775	83.83	251.49
5	58.8625	9.9225	10.800	6.8775	86.4625	337.9525
4	58.8625	9.9225	10.800	6.8775	86.4625	424.415
3	58.8625	9.9225	10.800	6.8775	86.4625	510.8775
2	58.8625	12.96	10.800	6.8775	89.5	600.3775
1	58.8625	12.96	10.800	6.8775	89.5	689.8775
RDC	58.8625	16.4025	10.800	6.8775	92.9425	782.82
s-sol	58.8625	16.4025	10.800	6.8775	92.9425	875.7625

II.3.6.1.5. L'effort normal ultime N_u de chaque niveau

$N_u = 1.35G + 1.5Q$

Nu* = $N_u + 10\%N_u = 1.1N_u$

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

étage	Gcum(KN)	Qcum (kN)	NU	1,1*NU	NU-(kN)	vérification
8	83.83	11.035	129.723	142.6953	1133.7336	cv
7	167.66	27.588	267.72225	294.49448	1133.7336	cv
6	251.49	42.485	403.23863	443.56249	1133.7336	cv
5	337.9525	55.727	539.826	593.8086	1617.3312	cv
4	424.415	67.314	673.9305	741.32355	1617.3312	cv
3	510.8775	77.245	805.55213	886.10734	1617.3312	cv
2	600.3775	85.521	938.7915	1032.6707	2182.7834	cv
1	689.8775	93.798	1072.0309	1179.234	2182.7834	cv
RDC	782.82	102.074	1209.9176	1330.9094	2182.7834	cv
s-sol	875.7625	110.350	1347.8044	1482.5848	2182.7834	cv

II.3.6.1.6. Vérification selon le RPA99 version2003 :

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

Tableau II-12 :Vérification des sections selon le RPA99 version2003.

Condition 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 = (340-0.40) /20 = 15cm 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-13 :Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003.

Niveau	$b_{max}(cm)$	$h_1(cm)$	$b_1(cm)$	$b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$	$d\ (cm)$	$Max(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$	$d \leq Max\ (\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$
6émé,5éme,4éme.	30	45	45	CV	7.5	22.5	CV
3éme, 2éme, 1ier.	30	40	40	CV	5	20	CV
RDC, SS1, SS2.	30	35	35	CV	2.5	17.5	CV

Conclusion

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

II.3.7. Pré dimensionnement des voiles RPA99 version 2003 Art [7.7.1]

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.

Vue en plan et vue en 3D du voile

$$a \geq Max\left[15cm, \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}\right] \quad \Rightarrow \quad a \geq Max\left[15cm, \frac{h_e}{22}\right]$$

Avec :

he : la hauteur libre

h : la hauteur d'étage

h_s ; la hauteur de la poutre

Tableau II-14 : Pré dimensionnement des voiles.

Les voiles	$h_e = h - h_{ps}$ (cm)	$a \geq he/22$	$a_{adoptée}$ (cm)
Etage courant	324-35=289	13.13	20
Sous-sol	324-35=289	13.13	25

Conclusion :

On peut adopter une épaisseur de 20cm a étage curant et 25cm a sous-sol pour des raisons de calcul (zone III, bâtiment en dix (10) niveaux).

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. INTRODUCTION

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement de la structure.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme tels ; dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ses efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. L'ACROTERE

Son calcul est en flexion composée.

III.2.1. Charges permanentes et d'exploitations

Table III-1 :Les charges.

Charge permanente G [KN/ml]	$[(0.6*0.1)+(0.07*0.12)+(0.03*(0.12/2))]$ $*25*1 = 1.775$
charge d'exploitation Q [KN/ml]	1

III.2.2. Calcul des efforts

Table III-2 :Les efforts à l'ELU et l'ELS.

G = 1.775 kN/ml	**ELU**
Effort normal	Nu= 1.35G = 1.35x1.775= 2.369 kN
Moment	Mu = 1.5xQxh=1.5x1x0.6=0.9 kN
Effort tranchant	Tu = 1.5Q = 1.5x1 = 1.5 kN
Q = 1 kN/ml	**ELS**
Effort normal	Nser= G= 1.775 kN
Moment	Mser =Qxh=1x0.6=0.6 kN
Effort tranchant	Tser= Q = 1 kN

III.2.3. Calcul du ferraillage l'acrotère

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Table III-3 :La section d'armature et les données.

f_{c28}=40Mpa	ftj=201 Mpa	Fe=400 Mpa	σ_{badm}=14.2 Mpa	σ_{sadm}=348 Mpa
b=100 cm	c=c'=2.5 d=7.5 h=10 cm			/
A= 0.302 cm2	Achoisie=4HA8= 2.01 cm^2			St= 15 cm
Arep = 1.00 cm^2	Arep choisie= 3HA8 = 1.50 cm^2			St= 25 cm

III.2.4. La vérification des contraintes à l'ELS

Table III-4 :Vérification des contraintes.

Vérification des contraintes à L'ELS			Vérification au cisaillement
σ_b=0.967 Mpa	σ_{badm}=15 Mpa	Vérifiée	$F = Tu - \frac{Mu}{0.9d} = -11.83\ MPa$ F<0, Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction, Donc pas de vérification à faire.
σ_s=39.61 Mpa	σ_{adm}=201.633 Mpa	Vérifiée	

III.2.5. Vérification de l'acrotère au séisme

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

- $F_p = 4.A.C_p.W_p$. (Art.6.2.3)

- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage, zone III)
- C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A tab 6.1)
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
- A=0.25 ; Cp=0.80 ; Wp= 2.255 KN.

F_p =4 x 0.25 x 0.8 x 1.755=1.404 KN

F_p= 1.404 KN < T=1.5 KN condition vérifier

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

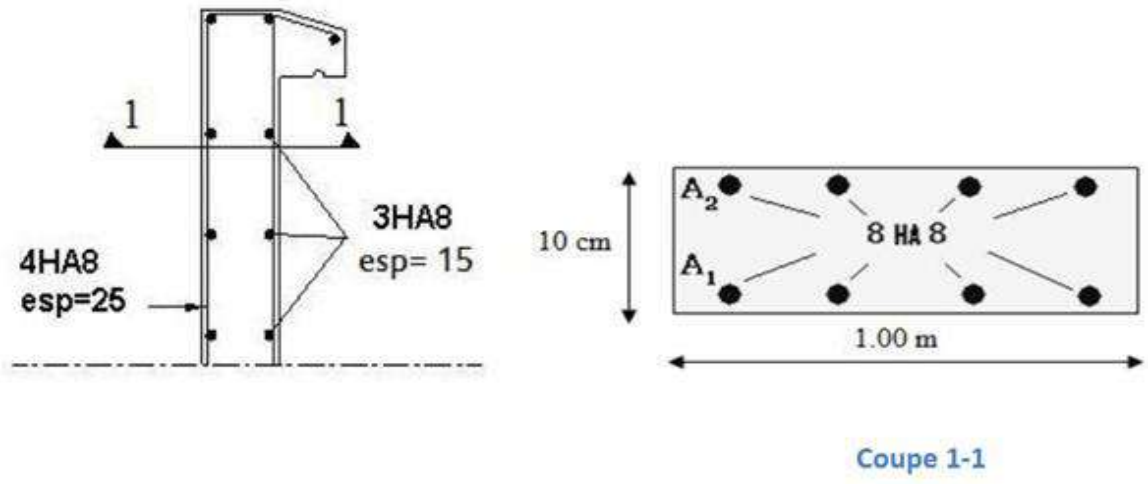


Figure III-1Ferraillage de l'acrotère

III.3. LES POUTRELLES

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q) a la flexion simple, 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.3.1. Avant coulage

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

Son poids propre.

Le poids de corps creux (entrevous).

Une charge concentrée {son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

Table III-5 :les charges est les moments des poutrelles avant coulage.

N° Etais	L poutrelle	G (kn/ml)	Q (kn)	MG	MQ	MU	μ	μmax	Vérifier
0	2.9	0.72	1.45	0.76	1.05	2.60	3.81	0.372	cnv
1	1.45	0.72	1	0.19	0.36	0.80	1.17	0.372	cnv
2	0.966666667	0.72	1	0.08	0.24	0.48	0.70	0.372	cnv
3	0.725	0.72	1	0.05	0.18	0.34	0.49	0.372	cnv
4	0.58	0.72	1	0.03	0.15	0.26	0.38	0.372	cnv

Table III-6 : Détermination du nombre d'étaiements.

étaiement	G (kn/ml)	Q (kn)	fc28	E MPA	L mm	I mm4	Fmax mm	Fbarr mm	F<F bar
0	0.77	1.45	25	32000	2900	640000	70.599312	5.8	cnv
1	0.77	1	25	32000	1450	640000	5.2652930	2.9	cnv
2	0.77	1	25	32000	966.6667	640000	1.3463513	1.93333	cv
3	0.77	1	25	32000	725	640000	0.5229071	1.45	cv
4	0.77	1	25	32000	580	640000	0.2538784	1.16	cv

Il faut prévoir deux étais le long de la travée espacés de 0.95 m pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage de la dalle de compression.

III.3.2. Après coulage

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

Poutrelle à (2 ; 3 ; 4 ; 9) travées (Plancher à usage d'habitation).

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

D'après le calcul, les sollicitations maximales en travée et en appuis sont représentées dans le tableau suivant :

Table III-7 :Les sollicitations max en travée et aux appuis.

	ELU				ELS		
	Mt (kN.m)	Ma (kN.m)	T (kN)	M0 (kN.m)	Mtser (kN.m)	Maser (kN.m)	M0 (kN.m)
Plancher terrasse	5.28	4.16	10.3	7.54	3.85	3.03	5.50
Plancher EC ET S-SOL	5.23	4.04	10.02	7.34	3.71	2.93	5.31

Table III-8 :Dimensionnement des poutrelles.

b m	b0 m	h m	h0 m	ϭs	ϭb	d	fe	ϑs	ES	εs	εL
0.6	0.08	0.2	0.04	348	14.2	0.18	400	1.15	210000	2	3.5

III.3.3. Calcul du ferraillage et vérification des contraintes des poutrelles

III.3.3.1. Calcul du ferraillage de la poutrelle

III.3.3.1.1. Armatures longitudinales

Table III-9 :La section d'armatures.

f_{c28} = 25Mpa	ftj= 2.1 Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{badm}= 14.2 Mpa	σ_{sadm}=348 Mpa
En travée	A=0.85 cm2	$A_{choisir}$= 2HA10 = 1.57 cm_2		
En appui	A= 0.75 cm2	$A_{choisie}$=1HA10+1ch Ha10 = 1.57 cm_2		

Le moment les plus grand on trouve a Terrace donc ferrailler et généraliser sur toute la structure

III.3.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS

Table III-10 :Vérification des contraintes et cisaillement.

Vérification des contraintes à LELS				Vérification au cisaillement		
En travée	σb=2.25 Mpa	σbadm=15 Mpa	Vérifiée	τ= 0.71 Mpa	τadm=3.33 Mpa	Vérifiée
En appui	σb=7.75 Mpa	σbadm=15 Mpa	Vérifiée			

III.3.3.2.1. Armatures transversales

$$\phi t = min\left(\frac{h}{35}; \emptyset l; \frac{b0}{10}\right)$$

Table III-11 :les armatures transversales dans les poutrelles.

Øt≤	5.714285714
Øt choisir	4
at= π*Ø^2/4	
at mm²	12.56
at cm²	0.1256
At=nt*at cm²	0.2512

a) Espacement St:

St ≤ min (0.9d ; 40 cm)

Table III-12 :Calcule l'Espacement.

d	18
40cm	40cm
St cm ≤	16.2
St choiser	15

III.1. LES ESCALIERS

Un escalier est une suite de plans horizontaux, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre aisément.

III.1.1. Dimensionnement

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

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

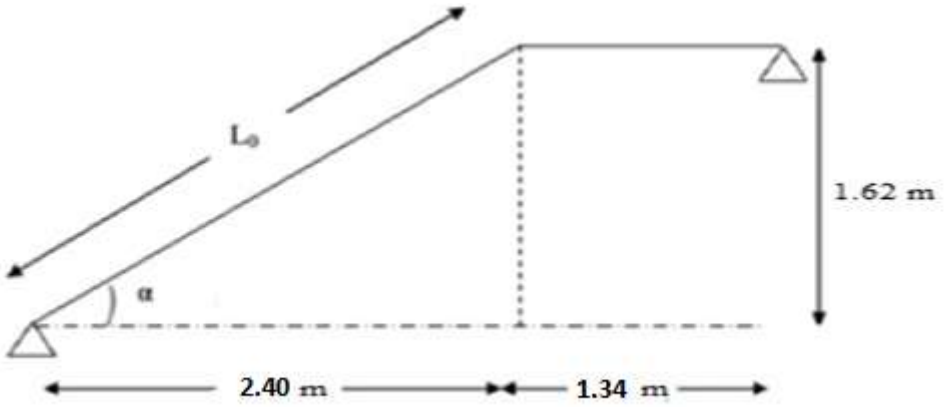


Figure III-2 :Schéma statique d'une volée d'escalier.

III.1.2. Détermination de l'épaisseur de l'escalier:

tg α = H / L = 1.62/2.24 = 0.0126 Donc : α =34.02 °

$L_0 = \sqrt{1.62^2 + 2.4^2} = 2.89\ m$

Donc l = 2.89 + 1.34 = 4.23 m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtés, on a :

$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow \quad 12.10cm \leq e \leq 14.10cm$. On adopte: e = **15** cm

Table III-13 :Dimensions de l'escalier.

L_{max} (cm)	n contremarche	n-1marche	h (cm)	g (cm)	ep (cm)
4.23	10	9	18	30	15

III.2. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

III.2.1. Charges permanentes

Table III-14 :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***	0.15/cosα	25	4.36	Art. B
6	***Enduit en ciment***	0.02	18	0.36	Art.C.2
TOTAL				8.19	

Table III-15 :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***	0.15	25	3.75	Art. B
5	***Enduit en ciment***	0.02	18	0.36	Art. C
TOTAL				5.45	

III.2.2. Charges d'exploitation

-Pour la paillasse : Q= 2.5 KN/m2

-Pour le palier de repos : Q= 2.5 KN/m2

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

III.3. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS ET LES EFFORTS

Table III-16 :Détermination des sollicitations et les efforts.

Détermination des sollicitations	Combinaisons des charges dans l'escalier	/			G (kn/ml)	Q (kn/ml)	P_U (kn/ml)	P_S (kn/ml)
		Paillasse		/	6.44.	2.5	12.44	8.94
		Palier		/	5.45	2.5	11.10	7.95
Détermination des efforts	Sollicitations max d'escalier en travée et en appuis	**E.LU**	V max	R_a (kn)	R_b (kn)	Ma (kn.m)	Mt (kn.m)	Mx (kn.m)
			26.07	26.07	24.84	13.64	23.18	27.28
		E.L.S	V max	R_a (kn)	R_b (kn)	Ma (kn.m)	Mt (kn.m)	Mx (kn.m)
			/	18.72	17.81	9.79	16.64	19.58
		/	/	/	/	/	/	/

III.4. FERRAILLAGE DE L'ESCALIER

Table III-17 :La section d'armatures.

fc28 = 25Mpa	ftj= 2.1 Mpa	Fe= 400 Mpa	σbadm= 14.2 Mpa	σsadm=348 Mpa
En travée	A=5.64 cm2	A choisie= 5HA12= 5.65 cm2		St = 20 cm
En appui	A= 3.23 cm2	A choisie=5HA10 = 3.92 cm2		St = 20 cm
Arep = 1.41 cm2		Arep choisie = 4HA8 = 2.01 cm2		St = 25 cm

Table III-18 :Vérification des contraintes.

Vérification des contrainte à LELS					
En travée	σb= 7.74 Mpa	σbadm=15 Mpa	vérifie	σs=262.55 Mpa	/
En appui	σb=5.21 Mpa	σbadm= 15 Mpa	vérifie	σs= 219.07 Mpa	/
Vérification au cisaillement		τ= 0.20 Mpa	τadm= 3.33 Mpa		vérifier
Vérification de la flèche		f = 6.26 mm	fadm = 8.47 mm		vérifier

III.5. LA POUTRE PALIERE

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

III.5.1. Pré dimensionnement

La longueur de la poutre: L =2.39 m

L/15 ≤ h ≤ L/10 ; 0,6h ≤ b ≤ h

Soit: (b x h) = (30 x 35) cm2

III.5.2. VERIFICATION DES PRESCRIPTIONS DU RPA 99 V 2003

b = 30 cm ≥ 20 cm. Condition vérifiée

h = 35 cm ≥ 30 cm. Condition vérifiée

h / b = 1.16 < 4 condition vérifiée

III.5.3. Charges revenants à la poutre

Table III-19 :Les réactions d'appuis de l'escalier et le poids propre de la poutre.

Ru kn/ml	Rs kn/ml	Gpoutre KN/ml	Pu	PS	L
24.84	17.81	2.25	27.87	20.06	2.39

III.5.4. Calcul des efforts

Table III-20 :calcul des réactions et les moments.

	Ra=Rb	**Ma=Mb**	**Mt**
ELU	33.31	13.26	6.63
ELS	23.97	9.54	4.77

III.5.5. Ferraillage de la poutre palière

III.5.5.1. Armatures longitudinales

Le calcul des armatures longitudinales a été effectué en flexion simple à l'état limite ultime.

Table III-21 :Dimensionnement et ferraillage de la poutre palière.

b cm	h cm	d cm	c cm	fe	fc28	ϑ s	ϑ b	σs	σb	ft28
30	35	32.5	2.5	400	25	1.15	1.5	348	14.2	2.1

Table III-22 : Dimensionnement et ferraillage de la poutre palière.

	M	u	ß tableau	A (cm2)	A choix (cm2)
travée	6.634	0.014	0.993	0.591	2HA12=2.26
appui	13.269	0.029	0.9855	1.19	2HA12=2.26

III.5.5.2. Vérifications

III.5.5.2.1. Vérification à ELS

Table III-23 :Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS.

	A(cm²)	$M_{ser}(kN.m)$	Y (cm)	I(cm^4)	k (N/mm³)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	2.26	16.64	7.5144	25406.19571	18.79	1.41	15	CV
En appuis	2.26	9.79	7.5144	180215.4597	5.298	0.398	15	CV

III.5.5.2.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Table III-24 :vérification des contraintes.

Section	T(kN)	$\tau(kN)$	$\bar{\tau}(kN)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
30X30	33.31	0.34	3.33	CV

III.5.5.3. Armature transversale

III.5.5.3.1. Diamètre des armature transversales Φt

Φt ≤ min (h/35 =10 ; Φl=12 ; b/30 =30)=12.00mm

Donc en adopte Φt=8mm

at= π*Ø^2/4 ; at=0.502cm²

At = at*nt, (nt = 2). At = 1.0048cm²

III.5.5.3.2. Espacement St

St≤ Min [0,9d; 40cm] = 29.75 cm

St ≤ Min [h/4;1.5$Ø_l$; 30 cm] = 8.75 cm en zone nodale

St≤ h/2 = 17.5 cm en zone courante

On adopte les valeurs suivantes:

St = 5cm (zone nodale)

St = 15cm (zone courante)

Vérification vis-à-vis (Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003)

III.5.5.4. Vérification de la flèche

f = 0.04 mm < fadm = 4.78 mm vérifier

III.4. DALLE PLEIN

Comprendre le calcule de ferraillage des dalles pleines

III.5. DIMENSION GEOMETRIQUE

Lx= 1.20 m

Ly=3.14 m

On doit calculée le rapport

$$\frac{Lx}{Ly} = 0.38 < 0.4$$

Alors la dalle travailler dans une direction

III.5.1. Redimensionnement

$\frac{l}{45} \leq e \leq \frac{l}{40}$ l= max {$l_{i\,min}$…….l_i}

$2.6 \leq e \leq 3$ On prend e= 15 cm

III.5.2. Matériaux

Béton F_{C28} = 25 Mpa

Acier F_e = 400 Mpa

III.5.3. Evaluation des charges :

G = 7.35 [KN/m^2]

Q = 1 [KN/m^2]

III.5.3.1. Combinaison des charges :

1.35G+1.5Q=11.42 [KN/m^2]

G+Q =8.35 [KN/m^2]

III.5.4. Calcule des sollicitations a l'ELU

Table III-25 :Les moments fléchissant.

Moments fléchissant		
M_{tx}	8.22	[KN/m]

III.5.5. Calcule des armatures longitudinales

Table III-26 :Calcule de ferraillages a l'ELU.

Dalle		Sollicitations	Sections d'armatures
b	e	M travée	As1
[cm]	[cm]	[kN.m]	[cm²]
100	15	8.22	1.9

Table III-27: Armature longitudinales choisis en travées.

dalle			Sections d'armature longitudinale choisies
b	e	Amin	As1 choisie
[cm]	[cm]	[cm²]	Ø+Nbre [cm²]
100	15	1.5	7HA8=3.52 ; St=15

Amin $_{CBA93}$ = 0.1% (bxh)

III.5.6. Vérification des contraintes normales a L'ELS CBA 93Art.A.4.5.3

Table III-28 :Les moments fléchissant.

Moments fléchissant		
M_{tx}	6.02	[KN/m]

Table III-29:Vérification des contraintes à l'ELS.

Sollicitations	Contraintes en travée			contraintes adm	
M travée	σb	σs	σ's	[σb]	[σs]
[kN.m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
108.18	T.F : prdj			/	/
	1.6	14.8	0	15	201.63

III.5.7. Vérification des contraintes de cisaillement a l'ELU CBA93 Art.A.5.1.2.1.1

Table III-30:Vérification de la contrainte de cisaillement.

dalle		Vérification			
b	e	Tu max	τu	[τ] adm	vérification
[cm]	[cm]	[kN]	[MPa]	[MPa]	oui / non
100	15	13.70	0.10	1.16	oui

III.5.8. Vérification de la flèche a L'ELS CBA93 Art.B 6.5.3

$[f]adm = \frac{L}{500}$ Si $L \leq 5\ m$ $[f]adm = 0.5\ cm + \frac{L}{1000}$ Si $> 5\ m$

Table III-31:Vérification Les conditions de la flèche.

dalle			Sollicitations	Armatures principales	Flèche		vérif.
b	e	l	M t	As1	f	[f]	
[m]	[cm]	[cm]	[kN.m]	[cm²]	[mm]	[mm]	
100	15	120	6.02	3.52	0.2	2.4	oui

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. NTRODUCTION :

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

IV.2. CARACTERISTIQUESGEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE

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

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

IV.2.1. Centre de masse

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

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

Avec :

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

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

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

IV.2.2. Centre de torsion

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

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec 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.

Le bâtiment considérée auto stable

Table IV-1 :Centre de masse et centre de torsion.

Diaphragme N°	Niveau (m)	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)	∑ Kx (m4)	∑ Ky (m4)	XR (m)	YR (m)
J_ DIAPH_ 3.24	3.24	8201.749	13.593	9.091	8.00E+03	8.90E+03	20.582	- 4.752
I_ DIAPH_ 6.48	6.48	5285.224	13.102	8.296	8.00E+03	8.90E+03	15.19	0.884
H_ DIAPH_ 9.72	9.72	5146.813	13.112	8.301	8.00E+03	8.90E+03	15.193	1.201
G_DIAPH_12.96	12.96	5024.685	13.122	8.306	8.00E+03	8.90E+03	15.212	1.271
F_ DIAPH_16.20	16.2	4902.557	13.132	8.311	8.00E+03	8.90E+03	15.243	1.361
E_DIAPH_19.44	19.44	4902.557	13.132	8.311	8.00E+03	8.90E+03	15.268	1.383
D_DIAPH_22.68	22.68	4796.714	13.141	8.315	8.00E+03	8.90E+03	15.287	1.379
C_DIAPH_25.92	25.92	4690.87	13.15	8.32	8.00E+03	8.90E+03	15.311	1.428
B_ DIAPH 29.16	29.16	4675.373	13.15	8.317	8.00E+03	8.90E+03	15.331	1.424
A_ DIAPH 32.40	32.4	3700.671	13.336	8.362	8.00E+03	8.90E+03	15.35	1.383

On remarque une certaine excentricité entre les deux centres

IV.2.3. Excentricité

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

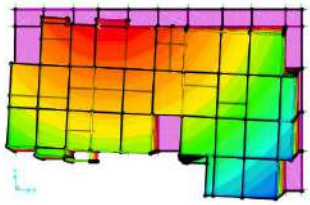
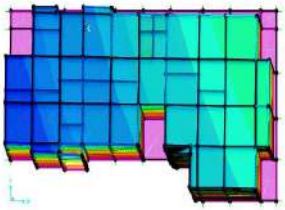
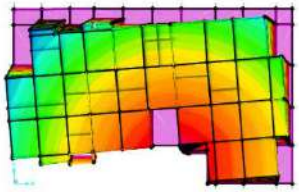
$$E_X = |X_G - X_R| \quad , \quad E_Y = |Y_G - Y_R|$$

Table IV-2 :Calcul de l'excentricité théorique.

Diaphragme N°	Niveau (m)	$E_X = \|X_G - X_R\|$	$E_Y = \|Y_G - Y_R\|$	Vérification
J_ DIAPH_ 3.24	3.24	6.989	9.843	Non
I_ DIAPH_ 6.48	6.48	2.088	7.412	Non
H_ DIAPH_ 9.72	9.72	2.081	7.100	Non
G_DIAPH_12.96	12.96	2.090	7.035	Non
F_ DIAPH_16.20	16.2	2.111	6.950	Non
E_DIAPH_19.44	19.44	2.136	6.928	Non
D_DIAPH_22.68	22.68	2.146	6.936	Non
C_DIAPH_25.92	25.92	2.161	6.892	Non
B_ DIAPH 29.16	29.16	2.181	6.893	Non
A_ DIAPH 32.40	32.4	2.014	6.979	Non

- On remarque que l'excentricité est importante dans le sens y

Table IV-3 :le comportement des trois premiers modes.

		
Mode 1	Mode 2	Mode 3
35.95 %	9.00%	26.53 %
7.66 %	61.49 %	1.81%
27.90 %	0.68 %	40.87 %
Comportment		
translation suivant l'axe x avec rotation au toure de laxe z	translation suivant l'axe y	rotation autour de l'axe z avec translation suivant de laxe x

D'après ces résultats, on déduit que la structure est souple

1. Remarque

Les résultats dans le cas auto stable, montrent que la Structure est souple (la valeur de la période et le comportement modal).

IV.3. LA STRUCTURE CONTREVENTEE PAR DES VOILES

Calcul centre de mass et centre de Rigidité [Art 3.5.1-a RPA99v2003]

- Dimensions du bâtiment

Longueur du bâtiment = 25.45 m

Largeur du bâtiment = 15.25 m

- **Excentricité admissible**

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 3.82 m

Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 2.29 m

Table IV-4 :Calcul centre de mass et centre de torsion.

Diaphragme N°	Niveau (m)	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)	∑ Kx (m4)	∑ Ky (m4)	XR (m)	YR (m)
K_ DIAPH_ 0.00	0	38.828	14.175	14.7	5.17E+4	5.24E+04	29.187	77.131
J_ DIAPH_ 3.24	3.24	7464.747	12.945	8.35	5.17E+04	5.24E+04	16.492	9.002
I_ DIAPH_ 6.48	6.48	6016.714	13.076	8.277	5.17E+04	5.24E+04	15.028	8.653
H_ DIAPH_ 9.72	9.72	5910.623	13.089	8.279	5.17E+04	5.24E+04	14.794	8.662
G_DIAPH_12.96	12.96	5811.002	13.098	8.279	5.17E+04	5.24E+04	14.715	8.724
F_ DIAPH_16.20	16.2	5717.392	13.111	8.281	5.17E+04	5.24E+04	14.688	8.806
E_ DIAPH_19.44	19.44	5717.392	13.111	8.281	5.17E+04	5.24E+04	14.687	8.895
D_DIAPH_22.68	22.68	5631.054	13.119	8.281	5.17E+04	5.24E+04	14.701	8.985
C_DIAPH_25.92	25.92	5549.926	13.13	8.283	5.17E+04	5.24E+04	14.725	9.074
B_DIAPH_29.16	29.16	5518.577	13.127	8.262	5.17E+04	5.24E+04	14.755	9.16
A_DIAPH_32.40	32.4	4270.149	13.32	8.302	5.17E+04	5.24E+04	14.785	9.242

On remarque que le centre de masse et le centre de rigidité sont presque confondus.

IV.3.1. Excentricité

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

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

Table IV-5 :Calcul de l'excentricité théorique.

Diaphragme N°	Niveau (m)	$E_X = \lvert X_G - X_R \rvert$	$E_Y = \lvert Y_G - Y_R \rvert$	Vérification
J_ DIAPH_ 3.24	3.24	3.547	0.652	Ok
I_ DIAPH_ 6.48	6.48	1.952	0.376	Ok
H_ DIAPH_ 9.72	9.72	1.705	0.383	Ok
G_DIAPH_12.96	12.96	1.617	0.445	Ok
F_ DIAPH_16.20	16.2	1.577	0.525	Ok
E_DIAPH_19.44	19.44	1.576	0.614	Ok
D_DIAPH_22.68	22.68	1.582	0.704	Ok
C_DIAPH_25.92	25.92	1595	0.791	Ok
B_ DIAPH 29.16	29.16	1.628	0.898	Ok
A_ DIAPH 32.40	32.4	1.465	0.940	Ok

- On constate que le système de contreventement a minimisé l'excentricité

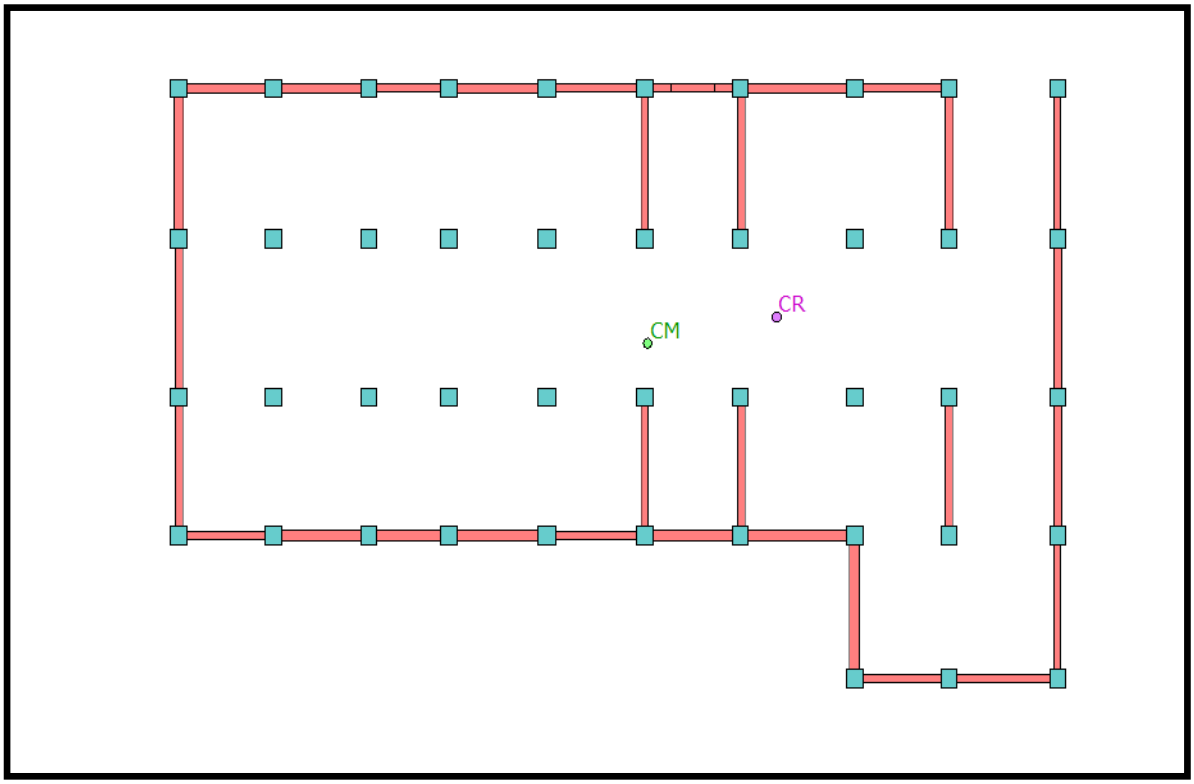


Figure IV-1 :Vue en plan SOUS-SOL.

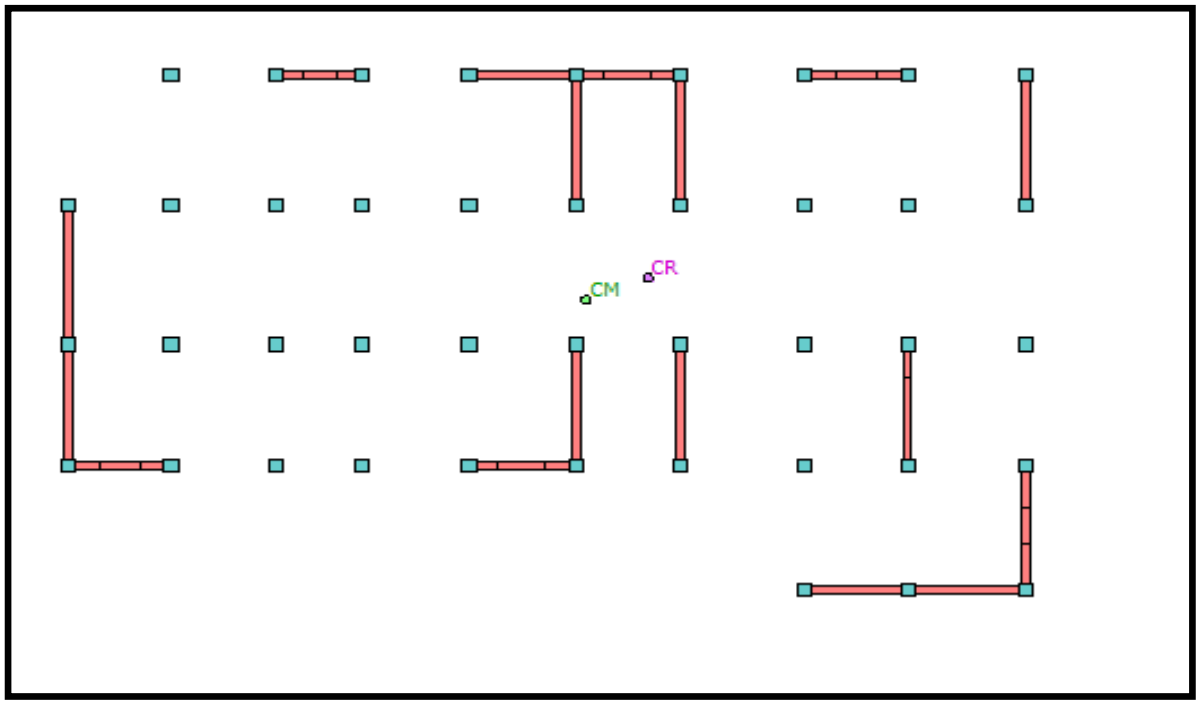


Figure IV-2 :Vue en plan 1ere,2,3,4,5,6 eme étages.

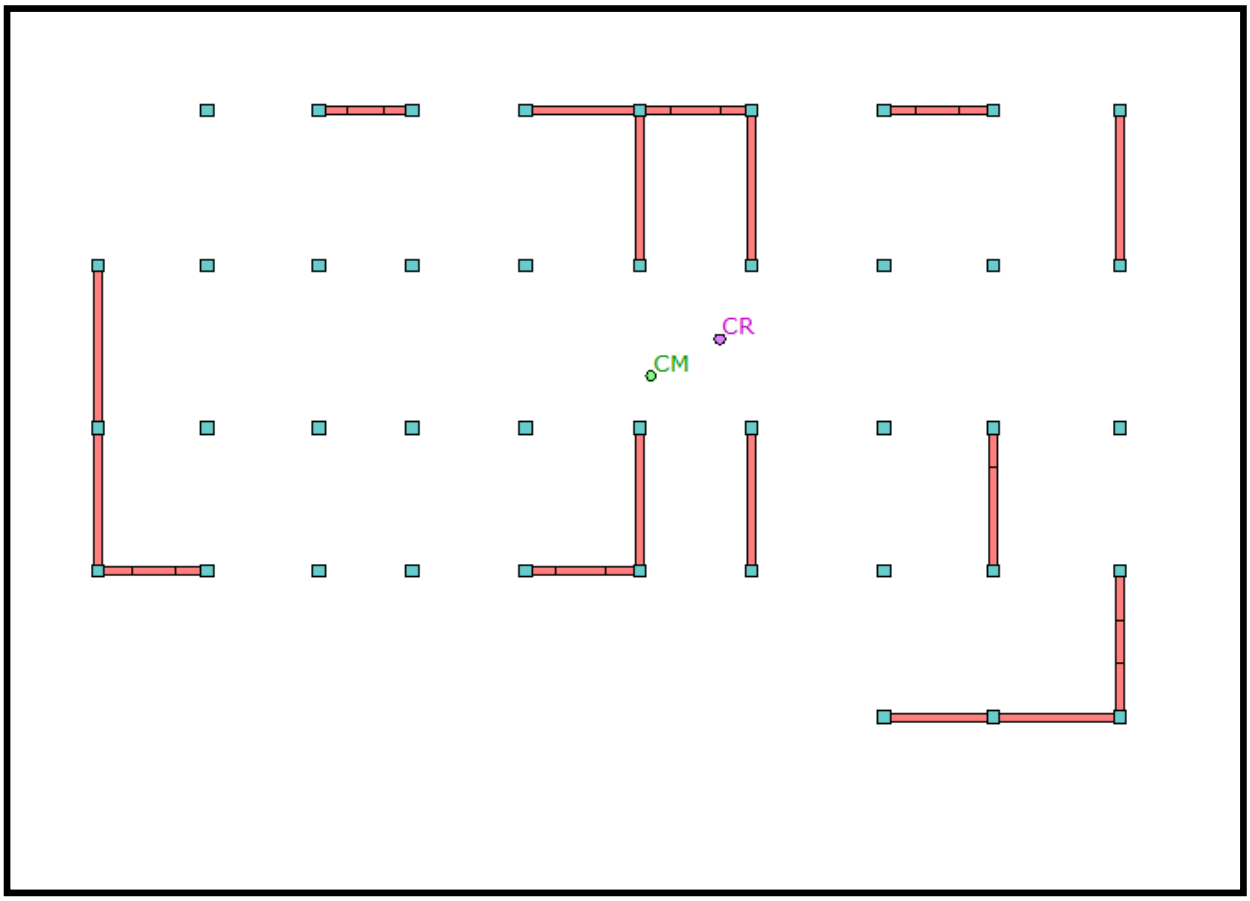


Figure IV-3 :Vue en plan 7eme étages.

IV.4. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

IV.4.1. Introduction

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

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographes

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 dynamique modale spectrale.

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v 20 ».

IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale

IV.4.2.1. Principe

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

Modélisation

Notre structure comporte des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical). Le calcul se fait par le logiciel d'analyse "SAP2000.v20"

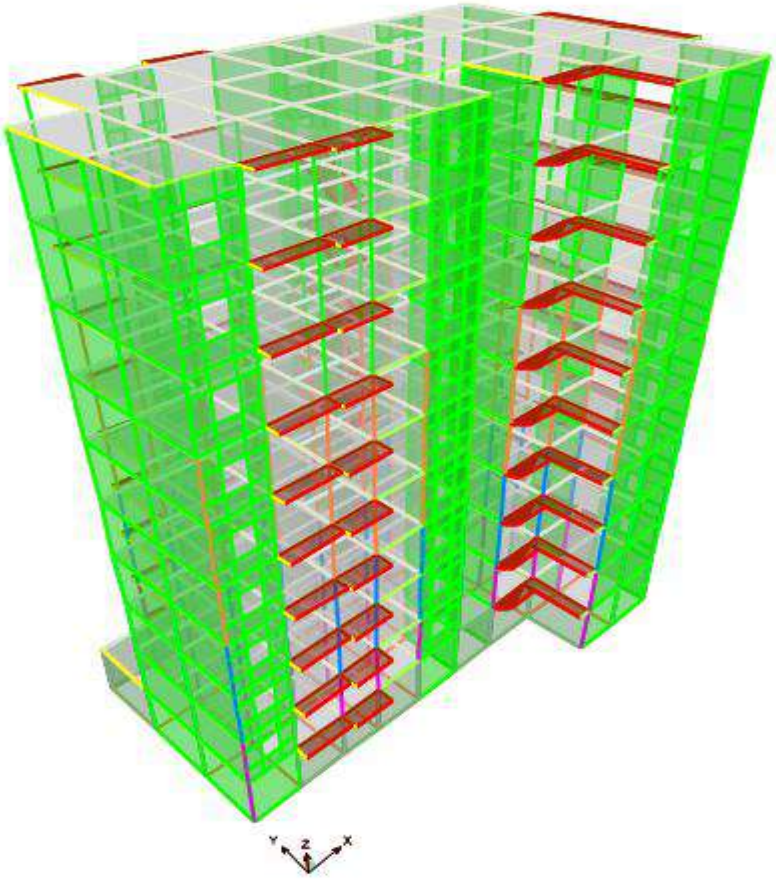


Figure IV-4 :Modalisation de structure en 3D.

IV.4.2.2. Le spectre de réponse de calcul

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

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

IV.4.2.2.1. Coefficient d'accélération A [TAB.4.1 RPA99V2003]

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

Facteur de correction d'amortissement η

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

IV.4.2.2.2. Coefficient de comportement R [Art 3.4 RPA99 v2003]

Le système de contreventement est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles donc R=3.5

Suivant X :

Table IV-6 :Justification du coefficient de comportement R suivant X.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
A_ DIAPH_ 32.40	2331.961	1494.871	837.090	853.774	0.000	853.774
B_ DIAPH_ 29.16	5094.076	3439.223	1654.853	1692.979	0.000	1692.979
C_ DIAPH_ 25.92	7562.266	5454.469	2107.797	1606.895	0.000	1606.895
D_ DIAPH_ 22.68	11163.442	8137.206	3026.236	2760.228	0.000	2760.228
E_ DIAPH_ 19.44	13675.422	10423.634	3251.788	2137.745	0.000	2137.745
F_ DIAPH_ 16.20	17264.524	12826.633	4437.891	3518.309	0.000	3518.309
G_ DIAPH_ 12.96	21188.033	16358.710	4829.323	3818.895	0.000	3818.895
H_ DIAPH_ 9.72	24583.571	19158.776	5424.795	4035.315	0.000	4035.315
I_ DIAPH_ 6.48	29139.899	23387.405	5752.494	4318.550	0.000	4318.550
J_ DIAPH_ 3.24	31281.520	19317.581	11963.939	5051.428	0.000	5051.428

Table IV-7 : Justification du coefficient de comportement R suivant X en pourcentage.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
A_ DIAPH_ 32.40	100	64.104	35.896	100	0.000	100.000
B_ DIAPH_ 29.16	100	67.514	32.486	100	0.000	100.000
C_ DIAPH_ 25.92	100	72.127	27.873	100	0.000	100.000
D_ DIAPH_ 22.68	100	72.892	27.108	100	0.000	100.000
E_ DIAPH_ 19.44	100	76.222	23.778	100	0.000	100.000
F_ DIAPH_ 16.20	100	74.295	25.705	100	0.000	100.000
G_ DIAPH_ 12.96	100	77.207	22.793	100	0.000	100.000
H_ DIAPH_ 9.72	100	77.933	22.067	100	0.000	100.000
I_ DIAPH_ 6.48	100	80.259	19.741	100	0.000	100.000
J_ DIAPH_ 3.24	100	61.754	38.246	100	0.000	100.000

Suivant Y :

Table IV-8 :Justification du coefficient de comportement R suivant Y.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
A_DIAPH_ 32.40	3136.279	1494.871	1641.408	906.742	0.000	906.742
B_DIAPH_ 29.16	6738.081	3439.223	3298.858	1709.253	0.000	1709.253
C_DIAPH_ 25.92	9744.286	5454.469	4289.817	2127.492	0.000	2127.492
D_DIAPH_ 22.68	14443.802	8137.206	6306.596	2778.209	0.000	2778.209
E_ DIAPH_19.44	17220.582	10423.634	6796.948	2946.690	0.000	2946.690
F_ DIAPH_16.20	22204.364	12826.633	9377.731	3483.350	0.000	3483.350
G_ DIAPH_12.96	26578.781	16358.710	10220.071	3743.736	0.000	3743.736
H_ DIAPH_ 9.72	30695.931	19158.776	11537.155	3933.838	0.000	3933.838
I_ DIAPH_ 6.48	35277.610	23387.405	11890.205	4131.952	0.000	4131.952
J_ DIAPH_ 3.24	35715.172	19317.581	16397.591	4037.377	0.000	4037.377

Table IV-9 :Justification du coefficient de comportement R suivant Y en pourcentage.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
A_ DIAPH_ 32.40	100	47.664	52.336	100	0.000	100.000
B_ DIAPH_ 29.16	100	51.042	48.958	100	0.000	100.000
C_ DIAPH_ 25.92	100	55.976	44.024	100	0.000	100.000
D_ DIAPH_ 22.68	100	56.337	43.663	100	0.000	100.000
E_ DIAPH_ 19.44	100	60.530	39.470	100	0.000	100.000
F_ DIAPH_ 16.20	100	57.766	42.234	100	0.000	100.000
G_DIAPH_ 12.96	100	61.548	38.452	100	0.000	100.000
H_ DIAPH_ 9.72	100	62.415	37.585	100	0.000	100.000
I_ DIAPH_ 6.48	100	66.295	33.705	100	0.000	100.000
J_ DIAPH_ 3.24	100	54.088	45.912	100	0.000	100.000

D’après les résultats obtenus, on constate que les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, mais reprennent la totalité de

l'effort tranchant dues aux charges horizontales, donc le système choisi impose un coefficient de comportement R=3.5.

IV.4.2.2.3. Facteur de qualité Q [Tab.4.4 RPA99V2003]

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

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Table IV-10 :Valeurs des pénalités Pq.

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	Oui	0.05	Oui	0.05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0.1		0.1	
Q	1.1		1.1	

En récapitulant les résultats on trouve : $Q_x = 1.10$ et $Q_y = 1.10$

Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T1, T2

$T_1 = 0.15$ s ; $T_2 = 0.4$ s pour un site S2

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 force sismique a la base

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

2-1-3 Vérification du déplacement en tête du bâtiment

2-1-4 Vérification des déplacements inter-étage.

2-1-5 Vérification 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.

Vérification de comportement modal de la structure

- Disposition des voiles

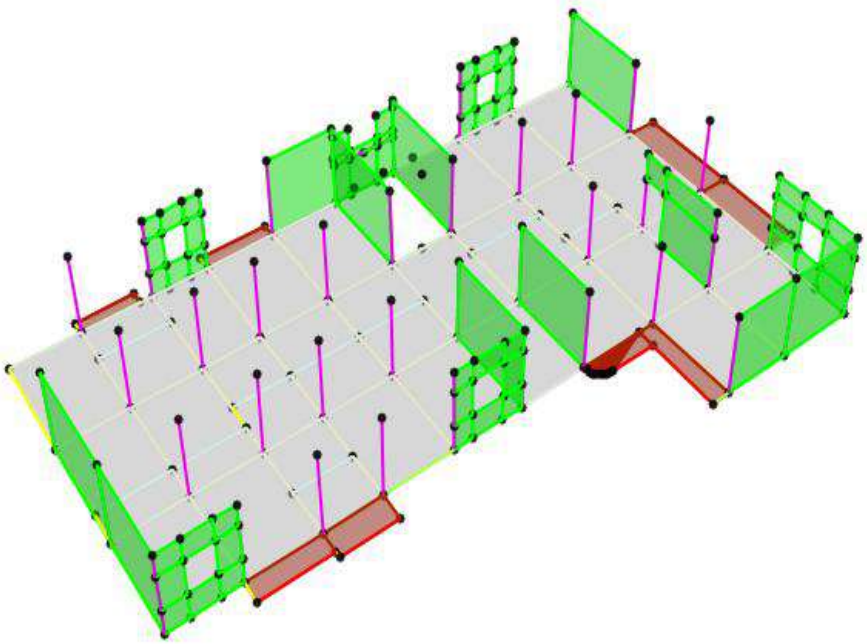


Figure IV-5 :Disposition des voiles en 3D.

IV.5. COMPORTEMENT MODAL.

Table IV-11 :Le comportement dans les trois premiers modes.

Mode	Période (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	Cas
mode 1	0.74793	60.52 %	0.93 %	0.27 %	Translation suivant X
mode 2	0.64606	0.81 %	59.30 %	1.92 %	Translation suivant Y
mode 3	0.46934	0.37 %	1.62 %	58.38 %	Rotations autour de Z

- Le 1^{ere} mode donnée une translation suivant l'axe X ($\sum k_x < \sum K_y$) sens de faible rigidité
- Le 2eme mode donnée une translation suivant l'axe Y ($\sum K_y > \sum K_x$) sens de forte rigidité
- Le 3eme mode donnée une rotation autour de l'axe Z due à la rigidité des éléments verticale au moment de torsion

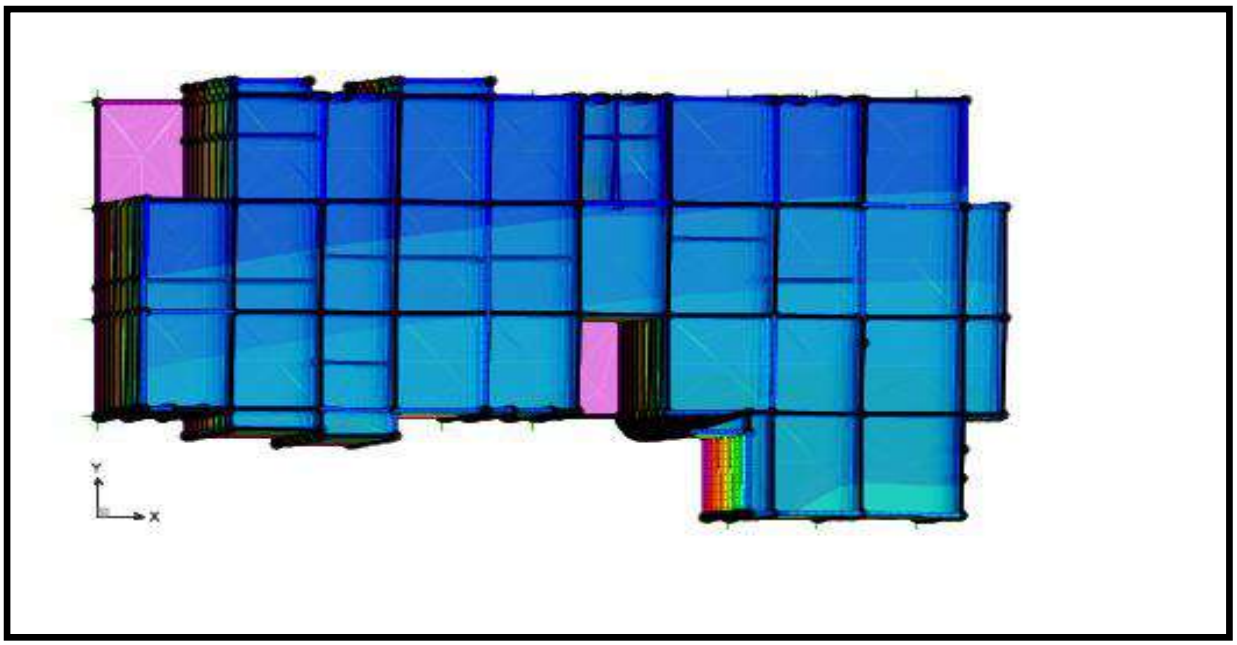


Figure IV-6 :Mode 1 : translation suivant X.

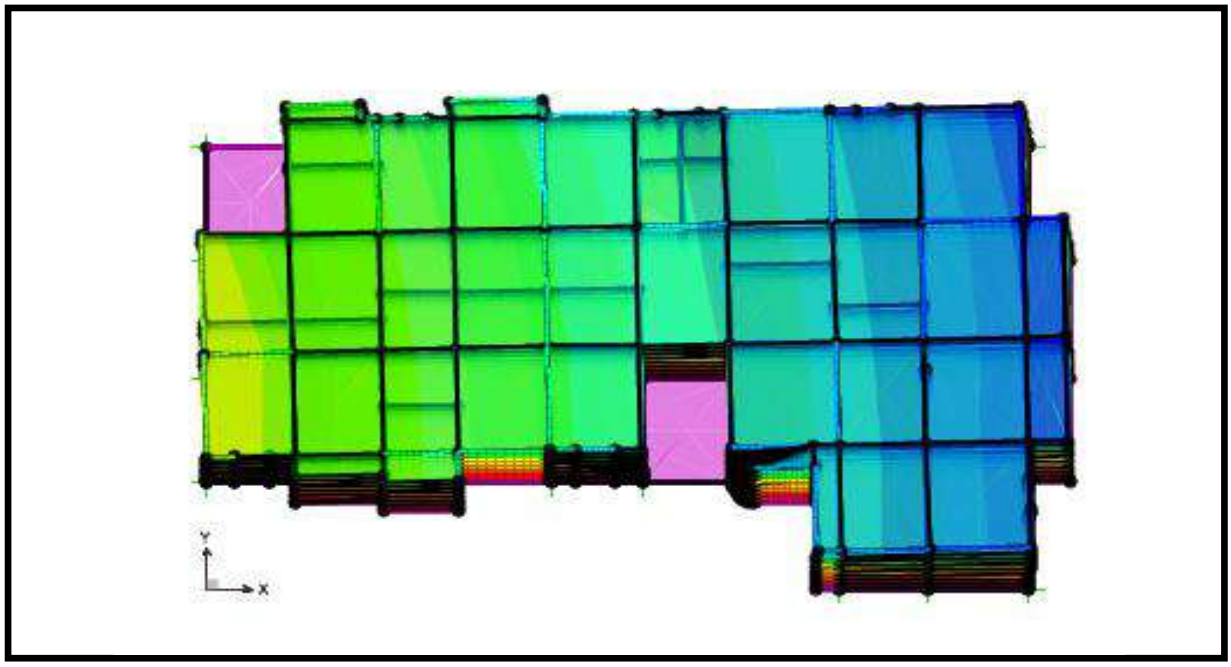


Figure IV-7 :Mode 2 : translation suivant Y.

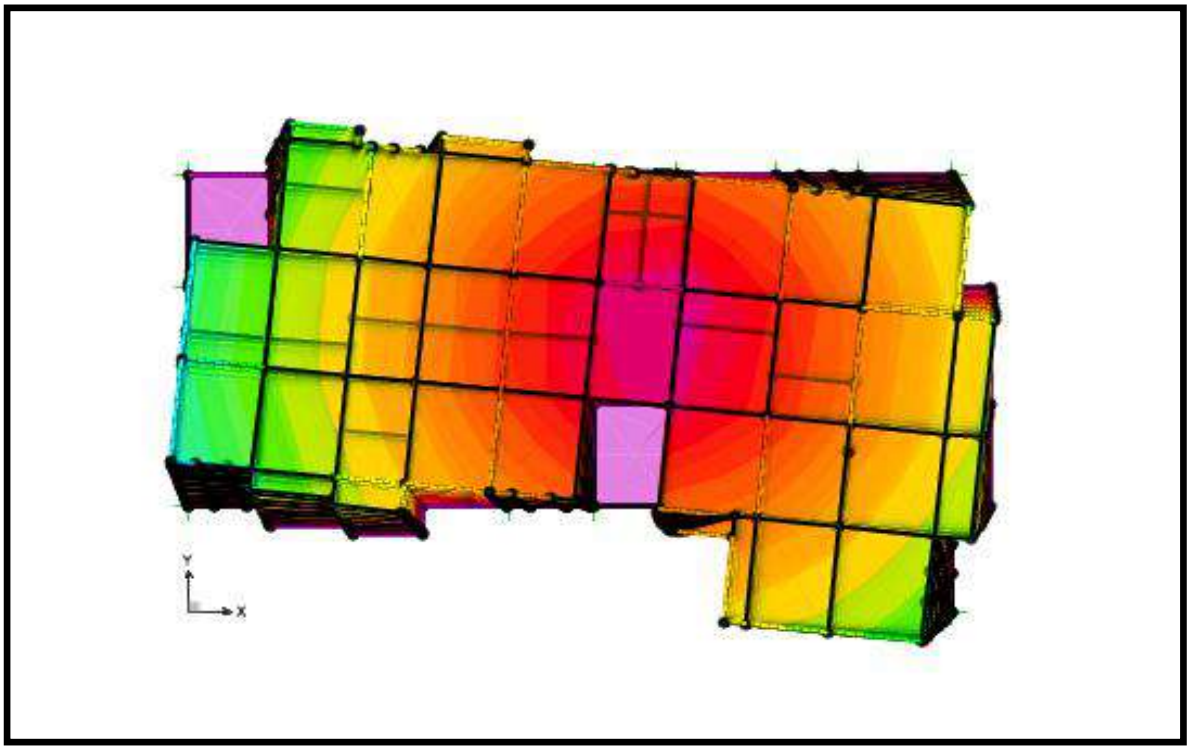


Figure IV-8 :Mode 3 : rotation autour de Z.

IV.5.1. Vérification de la participation massique

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

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- ✓ Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

Table IV-12 :Vérification de participation massique.

Mode	Période	TX	TY	RZ	CumTX	CumTY	CumRZ
1	0.746045	**60.550%**	0.920%	0.250%	60.550%	0.920%	0.250%
2	0.645501	0.800%	**59.340%**	1.920%	61.350%	60.260%	2.170%
3	0.469071	0.350%	1.620%	**58.420%**	61.700%	61.880%	60.590%
36	0.05193	1.330%	0.140%	1.720%	**90.140%**	88.990%	87.890%
65	0.042961	0.000%	3.100%	0.250%	90.200%	**92.130%**	88.380%
153	0.034751	0.000%	0.150%	0.540%	92.490%	93.340%	**90.310%**

La somme des masses modales effectives est atteinte plus 90% de la masse totale de la structure, au 36^{eme} mode suivant l'axe (X).

La somme des masses modales effectives est atteinte plus 90% de la masse totale de la structure, au 65^{eme} mode suivant l'axe (Y).

La somme des masses modales effectives est atteinte plus 90% de la masse totale de la structure, au 153^{eme} mode autour de l'axe (Z).

Le nombre des modes totale = 2563 modes

Le temps des modes totales = 24.05 s

Le nombre des modes retenus = 153 modes

Le temps des modes retenus = 9.12 s

IV.6. ANALYSE STATIQUE ET DYNAMIQUE

IV.6.1. Stabilité de la structure

IV.6.1.1. Vérification de la force sismique a la base (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 :

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

IV.6.1.2. Calcul de la force sismique totale V (RPA2003« Art4.2.3 »)

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

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

Avec :

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

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

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

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

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{Lx}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0.09 * 29.16}{\sqrt{25.45}} = 0.52$$

$T = C_T h_n^{3/4}$ ⇒ $T = 0.05 \times 29.16^{3/4} = 0.62$

$$\Rightarrow D_x = 1.850 \quad , \quad D_y = 1.633$$

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

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad , \quad W_i = W_{G\,i} + \beta W_{Q\,i} \quad , \quad \beta = 0.2 \quad \Rightarrow \quad W = 44799.034\ kN$$

Table IV-13 :Les valeurs de la force sismique.

A	$\boldsymbol{D_x}$	$\boldsymbol{D_y}$	$\boldsymbol{Q_x}$	$\boldsymbol{Q_y}$	*R*	$\boldsymbol{W(kN)}$	$\boldsymbol{V_x(kN)}$	$\boldsymbol{V_y(kN)}$
0.25	1.850	1.633	1.1	1.1	3.5	44799.034	6513.54	5748.67

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

$$Edx = 5211.86\ kN \quad , \quad Edy = 4596.914\ kN$$

Table IV-14 :Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

/	Charge dynamique (KN)	Charge statique (KN)	Ed/V	Vérification
Suivant x	5211.86	6513.54	0.800	Vérifier
Suivant y	4596.914	5748.67	0.800	Vérifier

La force dynamique représente plus de 80% de la force sismique dans les deux direction X ,Y

IV.6.1.3. Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003

Le moment de renversement qui peut être cause par l'action sismique doit être calcule par rapport au niveau de contact sol-fondation

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 stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalant au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai

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.

Table IV-15 :Calcul du moment de renversement.

Mrx =	99954.26	[kN.m]
Mry =	112669.57	[kN.m]

Table IV-16 :calcul du moment stabilisant.

Msx =	375998.40	[kN.m]
Msy =	589527.48	[kN.m]

Table IV-17 : Vérification de la stabilité

Rapport:	**/**	**/**	**vérif.**
Msx/Mrx	3.76	1.5	**oui**
Msy/Mry	5.23	1.5	**oui**

La structure est stable vis-à-vis le risque de renversement dans les deux directions X ,Y

IV.6.1.4. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment RPA v 2003[Art 5.8]

Déplacement réel = R* Déplacement théorique RPA v2003 [Art 4.43]

R=3.5

Table IV-18 :Déplacement suivant X sous la force Edx.

U1 (cm)	**δrx (cm)**	**H/250 (cm)**	**vérif.**
2.637	9.23	11.66	**oui**

Table IV-19 :Déplacement suivant x sous la force Edy.

U2 (cm)	δry (cm)	H/250 (cm)	vérif.
2.181	7.63	11.66	**oui**

Le s déplacement en tête sont inferieur au déplacement admissible dans les deux direction X, Y

IV.6.1.5. Vérification des déplacements inter-étages [Art 5.10 RPA99v2003]

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}

$\Delta_{adm} = 0.01h_e$ avec h_e : La hauteur d'étage k

Table IV-20:Vérification des déplacements inter-étage sous la force sismique Edx.

Diaphragme	Niveau (m)	hi (cm)	δx (cm)	δx.R (cm)	Δx (cm)	h/100 (cm)	vérif.
D_32.40 m	32.40	324	2.62	9.17	1.12	3.24	**oui**
D_29.16 m	29.16	324	2.30	8.05	1.16	3.24	**oui**
D_25.92 m	25.92	324	1.97	6.89	1.20	3.24	**oui**
D_22.68 m	22.68	324	1.63	5.69	1.20	3.24	**oui**
D_19.44 m	19.44	324	1.28	4.49	1.17	3.24	**oui**
D_16.20 m	16.20	324	0.95	3.32	1.09	3.24	**oui**
D_ 12.96 m	12.96	324	0.64	2.23	0.95	3.24	**oui**
D_9.72 m	9.72	324	0.37	1.28	0.75	3.24	**oui**
D_6.48 m	6.48	324	0.15	0.53	0.48	3.24	**oui**
D_3.24 m	3.24	324	0.02	0.05	0.05	3.24	**oui**

Table IV-21 :Vérification des déplacements inter-étage sous la force sismique Edy.

Diaphragme	Niveau (m)	hi (cm)	δy (cm)	δy.R (cm)	Δy (cm)	h/100 (cm)	vérif.
D_32.40 m	32.40	324	2.13	7.44	0.93	3.24	**oui**
D_29.16 m	29.16	324	1.86	6.51	0.96	3.24	**oui**
D_25.92 m	25.92	324	1.59	5.56	0.98	3.24	**oui**
D_22.68 m	22.68	324	1.31	4.58	0.97	3.24	**oui**
D_19.44 m	19.44	324	1.03	3.61	0.94	3.24	**oui**
D_16.20 m	16.20	324	0.76	2.66	0.87	3.24	**oui**
D_ 12.96 m	12.96	324	0.51	1.80	0.75	3.24	**oui**
D_9.72 m	9.72	324	0.30	1.04	0.59	3.24	**oui**
D_6.48 m	6.48	324	0.13	0.45	0.38	3.24	**oui**
D_3.24 m	3.24	324	0.02	0.08	0.08	3.24	**oui**

Les déplacement inter étage sont inferieur au déplacement admissible dans toutes les étages, et dans les deux directions

Résistance des éléments

IV.6.1.6. Vérification de cisaillement des éléments RPA v 2003 [Art 7.4.3.2]

Cette vérification ce fera selon le CBA dans le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

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

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

$\bar{\tau}$=Min [0.15 fc28γb, 4 MPa] Fissuration très préjudiciable ou préjudiciable.

$\bar{\tau}$=Min [0.2 fc28γb, 5 MPa] Fissuration Peu nuisible.

a) Les poutres

Table IV-22 :Vérification des contraint de cisaillement des poutres (les contraintes maximales).

N°	Section	b (cm)	h (cm)	L (m)	Combinaison	Tz (kN)	fiss.	τz (MPa)	[τ] (MPa)	vérif.
1025	PP	30	40	1.21	G+Q+Edy	168.25	n préj	1.50	4.35	**oui**
1947	PS	30	35	0.67	G+Q+Edx	180.19	préj	1.85	3.26	**oui**
2139	PPalière	30	35	0.72	G+Q+Edx	80.40	préj	0.82	3.26	**oui**
1313	CH	30	30	2.6	1.35G+1.5Q	42.84	n préj	0.52	3.33	**oui**
513	LONG	30	30	3.95	1.35G+1.5Q	5.21	préj	0.06	2.50	**oui**

Les sections des poutres sont justifiées suffisante pour équilibré les contraintes des cisaillements

b) Les poteaux

Pour les poteaux la vérification de cisaillement n'est pas nécessaire car le système de contreventement R=3.5.

IV.6.1.6.2. Vérification du l'effort normal réduit RPA v2003 [Art 7.4.3.1]

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 sont dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

υ : effort normal réduit.

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

Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique de béton.

Table IV-23 :Vérification de l'effort normal réduit à la base sens X.

N°	b (cm)	h (cm)	Bc (cm2)	Combinaison	Nd (kN)	v	[v]	vérif.
308	30	30	784	G+Q-Edx	323.44	0.17	**0.3**	**oui**
486	35	35	1089	G+Q-Edx	711.82	0.26	**0.3**	**oui**
484	40	40	1444	G+Q-Edx	1034.59	0.29	**0.3**	**oui**
323	45	45	1849	G+Q-Edx	1291.22	0.28	**0.3**	**oui**

Table IV-24 :Vérification de l'effort normal réduit à la base sens Y.

N°	b (cm)	h (cm)	Bc (m)	Combinaison	Nd (kN)	v	[v]	vérif.
298	30	30	784	G+Q-Edy	304.73	0.16	**0.3**	**oui**
486	35	35	1089	G+Q-Edy	681.94	0.25	**0.3**	**oui**
484	40	40	1444	G+Q-Edy	998.55	0.28	**0.3**	**oui**
230	45	45	1849	G+Q-Edy	1179.51	0.26	**0.3**	**oui**

Les sections des poteaux choisirez sont justifier suffisant pour éviter le risque de la rupture fragile sous la sollicitation due au séisme

IV.6.1.7. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ RPA v2003 [Art 5.9]

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 ".

Table IV-25 :Vérification de l'effet P-Δ.

Niveau k	Niv	Pk (kN)	Vkx (kN)	Vky (kN)	Δkx (cm)	Δky (cm)	hk (cm)	θkx	θky	Vérific
A_ DIAPH_ 32.40	3240	4270.15	702.43	620.63	1.12	0.94	324	0.021	0.02	cv
B_ DIAPH_ 29.16	2916	5518.58	817.02	721.87	1.19	0.98	324	0.0248	0.0231	cv
C_ DIAPH_ 25.92	2592	5549.93	730.37	645.31	1.19	1.02	324	0.0279	0.0271	cv
D_ DIAPH_ 22.68	2268	5631.05	648.41	572.9	1.23	0.98	324	0.033	0.0297	cv
E_ DIAPH_ 19.44	1944	5717.39	564.3	498.58	1.19	0.98	324	0.0372	0.0347	cv
F_ DIAPH_ 16.20	1620	5717.39	470.25	415.49	1.08	0.87	324	0.0405	0.0369	cv
G_ DIAPH_ 12.96	1296	5811	382.36	337.83	0.98	0.77	324	0.046	0.0409	cv
H_ DIAPH_ 9.72	972	5910.62	291.69	257.72	0.77	0.63	324	0.0482	0.0446	cv
I_ DIAPH_ 6.48	648	6016.71	197.95	174.89	0.46	0.39	324	0.0432	0.0414	cv
J_ DIAPH_ 3.24	324	7464.75	122.79	108.49	0.07	0.07	324	0.0131	0.0149	cv

L'effet P-Δ elle est négligeable dans toutes les étages est chaque direction X, Y

Conclusion

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

Table IV-26 :Dimensions finales des éléments.

Eléments		*Section*
Poutres principales		30x40
Poutres secondaires		30x35
Poutre palier		30x35
Longrines		30x30
Poutre Chainage		30x30
Voiles périphérique		25
Voile de contreventement		20
Poteaux	***6émé, 7éme, 8éme étage***	30x30
	3éme, 4éme,5éme étage	35x35
	1^{ier}, 2^{eme} étage	40x40
	Sous-sol , RDC	45x45

CHAPITRE V : CALCULE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. INTRODUCTION

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 Version 2003 en utilisant leurs combinaisons.

V.1.1. Combinaisons données par le CBA93

- ✓ E.L.U : 1.35 G + 1.5 Q
- ✓ E.L.S : G + Q
- ✓ E.L.A : G + Q ± E

V.1.2. Combinaisons données par le RPA99 version2003

- ✓ G + Q ± E
- ✓ 0.8 G ± E

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES

V.2.1. Introduction

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations

Table V-1 : Les données de calcul.

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

V.2.2. Recommandation du RPA99 version 2003

V.2.2.1. Les armatures longitudinales [RPA] Art [7.5.2.1]

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ 4% en Zone courante.
- ✓ 6% en Zone nodale.

Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone III.

V.2.2.2. Les armatures transversales [RPA] Art [7.5.2.2]

La quantité d'armatures transversales est donnée par : A_t =0 ,003. S_t. b

b : largeur de la poutre.

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

- ✓ St ≤ h/2 en Zone courante.
- ✓ St ≤ min (h/4 ; 12ϕl) en zone nodale.

V.2.3. Ferraillage longitudinale des poutres

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumées dans les Tableaux ci- dessous:

Combinaison : G+Q+-Edx

Table V-2 :Calcule de feraillage a L ACC- CBA Art a.7.1.2.2.

Poutres PP				Sollicitations		Sections d'armatures			
N°	L	b	h	M travée	M appui	As1	As2	A's1	A's2
	[m]	[cm]	[cm]	[kN.m]	[kN.m]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]
1024	2.74	30	40	117.85		8.6	0.00		
1111	2.02				-157.86			0.00	11.9
Poutres PS				/					
984	2.7	30	35	/	-161.54	/	/	0.00	14.9

Table V-3 :Armature choisis en travées et en appui.

Poutres PP				Sections choisies PP			
b	h	Amin [cm²]		As1 choisie	As2 choisie	A's1 choisie	A's2 choisie
[cm]	[cm]	RPA	CBA	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]
30	40	6	1.2	3HA12+4chHA14 =9.55	3HA12 =3.39		
						3HA12=3.39	3HA12+6chHA14 =12.36
Poutres PS				Sections choisies PS			
30	35	5.25	1.05	3HA14=4.62	3HA14=4.62		
						3HA14+6chHA16 =4.52	3HA14+6chHA16 =4.52

Section minimale :

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

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

V.2.3.1. Vérification des contraintes normales à l etat limite de service CBA Art.A.4.5.3

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

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

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

σb_{adm} = 0,6 fc28=15 MPa.

et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \sigma_{badm} = 0.6\ f_{c28} = 15$ Mpa

- ✓ Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\sigma_s = \text{Min}\{2/3\ fe\ ;\ 110\sqrt{\eta . ftj}\} = 201.63$ MPa , et on doit vérifier que : $\sigma s \leq \sigma_s$

Dans les poutres intermédiaires, on considère que la fissuration est peu nuisible, donc il n' ya pas de vérification.

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants :

Combinaison : G+Q

Table V-4 :Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales.

pp	Sollicitations		Contraintes en appui			Contraintes en travee		
N°	M travée	M appui	σb	σs	σ's	σb	σs	σ's
	[kN.m]	[kN.m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1221		-61.98	TF: nn predj			6.8	147.7	85.8
1192	31.74		3.9	/	/	TF : predj		
vérification avec σadm			oui			oui		
PS								
1066		-43.28	3.8	/	/	TF : nn predj		
1248	37.08		TF: nn predj			6.8	/	/
vérification avec σadm			oui			oui		

V.2.3.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou à l'ACC CBA93 Art.A.5.1.2.1.1

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par la formule suivante/

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

Table V-5 :Calcul de la contrainte de cisaillement admissible τu

	Poutres de rive	Poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
Situation durable	τ= 2.5 Mpa	τ = 3..33 Mpa
Situation accidentelle	τ = 3.26 Mpa	τ = 4.34 Mpa

Table V-6 :Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.

Poutres et sollicitations				Vérification		
PP	h	b	T	τ	[τ]	vérification
	[cm]	[cm]	[kN]	[MPa]	[MPa]	oui / non
N° 1025	40	30	168.24	1.49	3.26	oui
PS						
N° 1947	35	30	180.19	1.84	3.26	oui

V.2.4. Ferraillage transversal des poutres

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

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

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

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

Table V-7 :Calcul des armatures transversales et leurs espacements de PP et PS.

Espacements et armatures			
ZN	ZC	Φ	At
St [cm]	St [cm]	[mm]	[cm²]
10	15	8	4HA8=2.01

V.2.5. Vérification de la flèche à l'ELS – CAB93 Art.B 6.5.3

$$[f]adm = \frac{L}{500}\ Si\ L \leq 5\ m$$

$$[f]adm = 0.5\ cm + \frac{L}{1000}\ Si\ > 5\ m$$

Table V-8 :Vérification Les conditions de la flèche des poutres.

PP				Sollicitations			Armatures principales		Flèche	
N°	L	b	h	Ma g	M t	Ma d	As1	As2	f	[f]
	[m]	[cm]	[cm]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[cm²]	[cm²]	[mm]	[mm]
1192	3.95	30	40	-28.64	29.27	-25.66	9.55	3.39	0.9	7.9
PS										
90	2.20	35	50	0.00	10.96	0.00	4.62	4.62	0.1	4.4

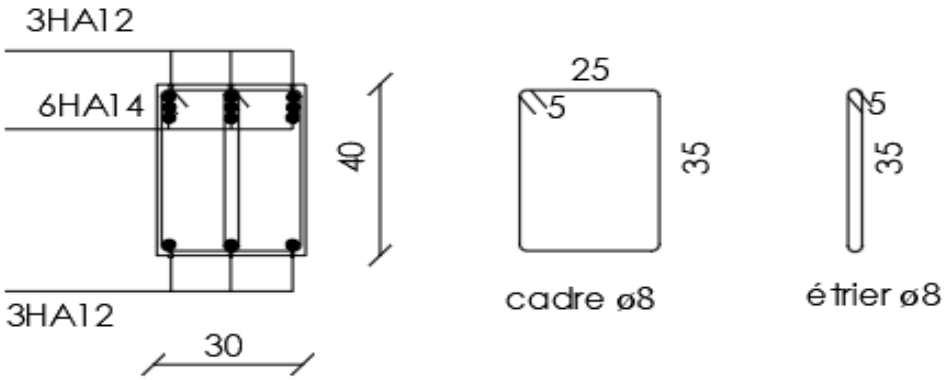


Figure V.1 :ferraillage PP on appui.

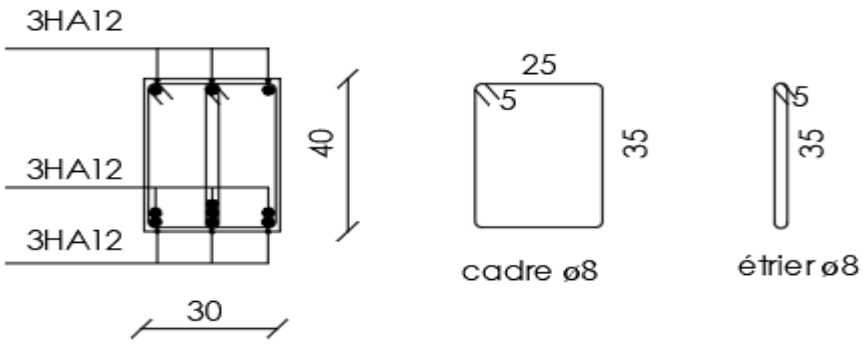


Figure V.2 :ferraillage PP on travee

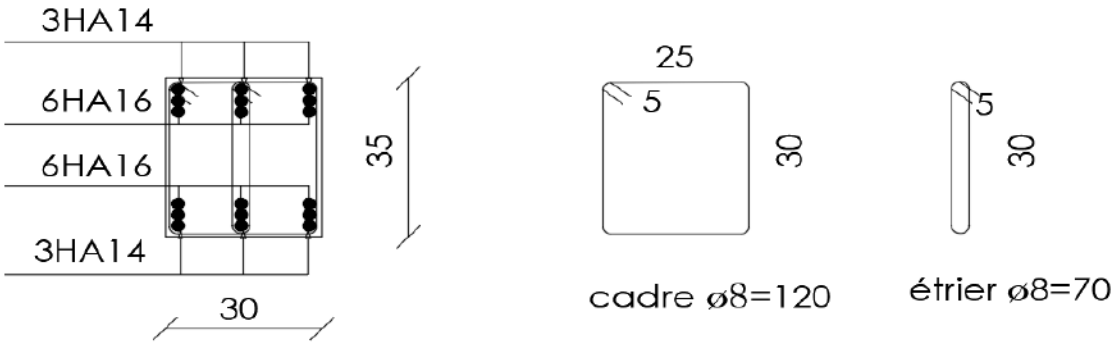


Figure V.3ferraillage PS on appui.

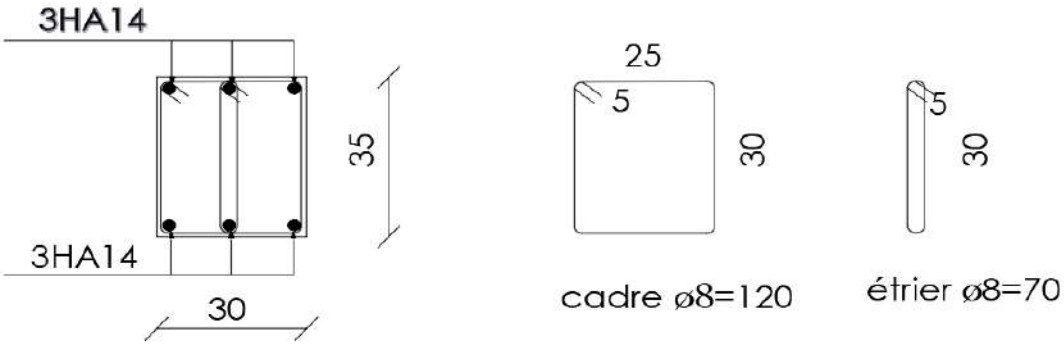


Figure V.4ferraillage PS on travee.

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX

V.3.1. Introduction

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.3.2. Détermination des armatures longitudinales

V.3.2.1. Recommandations des règlements

✓ **Selon le RPA 99 version 2003 [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 :

$0.9\% \leq \frac{Al}{b.h} \leq 4\%$ (Zone courante).

$0.9\% \leq \frac{Al}{b.h} \leq 6\%$ (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′.

V.3.2.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage

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

- **1er cas : Influence de l'effort normal :**

Le calcul en flexion composé ce fera avec N_{max} et son $M_{corres.}$

- **2eme cas : Influence du moment :**

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant M_{max} et son $N_{corres.}$

- **3eme cas : Effort normal minimum :**

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corr}

Table V-9 :Ferraillage longitudinale des poteaux.

Niveau	section	cas	combin	N(KN)	M2 (Kn.m)	M3 (Kn.m)	As 1 (cm^2)	As2 (cm^2)	Amin	A ch
8eme	30x30	1	A'ELU	118.4	11.42	-5.37	1.5	0.9	8.1	12HA12=13.57
		2	A'ELU	24.86	23.36	2.1	2.3	0.1		
		3	A'ELU	15.03	-3.44	0.61	1.8	0.6		
7eme	30x30	1	A'ELU	243.4	-9.86	4.55	1.5	0.9	8.1	12HA12=13.57
		2	A'ELU	108.1	-23.07	-3.21	2.2	0.2		
		3	A'ELU	18.35	-3.30	0.65	1.6	0.8		
6eme	30x30	1	A'ELU	377.6	-8.88	3.93	1.8	1.1	8.1	12HA12=13.57
		2	A'ELU	158.6	-21.56	-3.3	1.8	1.1		
		3	A'ELU	57.22	12.23	-0.23	2.4	0.4		
5eme	35x35	1	A'ELU	513.2	-14.05	5.83	1.8	1.1	11.025	12HA12=13.57
		2	A'ELU	242	-32.16	-4.99	1.8	1.1		
		3	A'ELU	98.3	18.75	-0.25	2.4	0.4		
4eme	35x35	1	A'ELU	648.8	14.21	0.19	1.8	1.1	11.025	12HA12=13.57
		2	A'ELU	308.3	-27.82	-5.36	1.8	1.1		
		3	A'ELU	127.4	16.13	-0.32	1.8	1.1		
3eme	35x35	1	A'ELU	793.9	11.81	-0.26	1.8	1.1	11.025	12HA12=13.57
		2	A'ELU	366.4	-25.04	-5.41	1.8	1.1		
		3	A'ELU	157	14.03	-0.23	1.8	1.1		
2ème	40x40	1	A'ELU	946.8	15.68	-0.90	2	1.2	14.4	4HA14+8HA12=15.21
		2	A'ELU	474.4	-32.50	-6.93	2	1.2		
		3	A'ELU	222.2	17.71	-0.30	2	1.2		
1ere	40x40	1	A'ELU	1104	12.01	-1.223	2	1.2	14.40	4HA14+8HA12=15.21
		2	A'ELU	550.5	-25.77	-7.97	2	1.2		
		3	A'ELU	267.9	13.25	-0.24	2	1.2		
RDC	45x45	1	A'ELU	1272	15.45	-2.22	2.3	1.3	18.23	12HA14=18.47
		2	A'ELU	669.5	-30.88	-9.40	2.3	1.3		
		3	A'ELU	337.4	13.80	0.30	2.3	1.3		
s- sol	45x45	1	A'ELU	1446	4.16	-0.96	2.2	1.3	18.23	12HA14=18.47
		2	A'ELU	185.6	-16.43	3.37	2.3	1.3		
		3	A'ELU	28.37	-4.20	3.32	2.3	1.3		

V.3.2.3. Vérification des contraintes à ELS

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations M_{ser}, N_{ser} selon les règles CBA93, concernant la flexion composée.

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq \sigma_b = 0.6\ f_{c28} = 15$ Mpa On doit vérifier que :

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

La fissuration est considérée :

- Peu nuisible (pour les poteaux intermédiaires) : pas de vérification à faire
- préjudiciable (pour les poteaux de rive) :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3} f_e\ ;\ 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = 201.63[\ MPa]$$

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants :

Table V-10 :Vérification des contraintes à ELS.

Niveau	poteaux	cas	combi	N(KN)	Mx(Kn.m)	My(Kn.m)	σb	σs	σs′	σb adm	σs adm
8eme	30x30	1	A'ELS	-86.85	8.3474	-3.9215	2.8	/	/	15	/
		2	A'ELS	-18.32	17.0665	1.5418	3.7	64.7	33.4	15	/
		3	A'ELS	10.908	-2.5023	0.4544	0.7	7.4	7.5	15	201.63
7eme	30x30	1	A'ELS	-178.1	-7.2111	3.3337	2.8	/	/	15	/
		2	A'ELS	-79.21	-16.856	-2.3602	4.1	45.8	49.0	15	/
		3	A'ELS	-13.59	-2.3987	0.4815	0.6	6.0	7.5	15	201.63
6eme	30x30	1	A'ELS	-276.3	-6.4765	2.8791	3.9	/	/	15	/
		2	A'ELS	-116.2	-15.753	-2.422	3.9	28.3	48.9	15	/
		3	A'ELS	-42.04	8.9343	-0.1722	1.9	21.8	19.8	15	201.63
5eme	35x35	1	A'ELS	-375.5	-10.246	4.2682	3.6	/	/	15	/
		2	A'ELS	-177.4	-23.493	-3.662	4.1	25.0	53.2	15	/
		3	A'ELS	-72.22	13.6939	-0.1849	2.1	21.5	23.3	15	201.63
4eme	35x35	1	A'ELS	-474.6	10.4272	0.1255	4.1	/	/	15	/
		2	A'ELS	-226	-20.321	-3.9395	3.8	7.5	50.6	15	201.63
		3	A'ELS	-93.64	11.7805	-0.2361	1.9	11.1	22.7	15	201.63
3eme	35x35	1	A'ELS	-580.7	8.6688	-0.2156	4.6	/	/	15	/
		2	A'ELS	-268.7	-18.296	-3.9698	3.7	0	50.6	15	/
		3	A'ELS	-115.4	10.2468	-0.1698	1.8	3.7	22.6	15	201.63
2ème	40x40	1	A'ELS	-692.6	11.5166	-0.6913	4.3	/	/	15	/
		2	A'ELS	-347.8	-23.746	-5.0912	3.5	0	48.8	15	/
		3	A'ELS	-163.3	12.9293	-0.2239	1.7	0	22.2	15	201.63
1er	40x40	1	A'ELS	-807.8	8.8272	-0.9167	4.7	/	/	15	/
		2	A'ELS	-403.7	-18.828	-5.8484	3.5	0	49.2	15	/
		3	A'ELS	-196.9	9.6755	-0.1815	1.7	0	22.2	15	201.63
RDC	45x45	1	A'ELS	-930.7	11.3734	-1.6535	4.3	/	/	15	/
		2	A'ELS	-491	-22.566	-6.9003	3.2	0	45.5	15	/
		3	A'ELS	-247.8	10.0285	0.2217	1.9	0	20.4	15	201.63
s- sol	45x45	1	A'ELS	1058	3.0638	-0.7148	4.4	/	/	15	/
		2	A'ELS	-136.1	-12.007	2.4752	1.2	0.1	16.5	15	/
		3	A'ELS	20.893	-3.086	2.4455	0.4	3.5	5.2	15	201.63

V.3.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement

La contrainte tangentielle τu dans les poteaux est conventionnellement prise égale à : $\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$

- ✓ **Selon le CBA93**

Min [0.15 f_{c28}/γ_b, 4 MPa] Fissuration très préjudiciable ou préjudiciable.

Min [0.2 f_{c28}/γ_b, 5 MPa] Fissuration Peu nuisible.

- ✓ **Selon le RPA99 version 2003**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$\tau_u = \rho_d \times f_{c28}$

$$\rho_d = \begin{cases} 2.50 \text{ si} : \lambda \geq 5 \\ 3.75 \text{ si} : \lambda < 5 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \qquad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Table V-11 :Vérification de cisaillement des poteaux a l'ELU.

Section	T.FISSUR	Tx	i=b/racin12	λ	ρd	[τu]RPA	[τu]CBA	τu ≤ [τu]	
30x30	preju	12.055	0.09	26.189	0.075	1.875	0.146	2.5	**cv**
35x35	nn preju	15.662	0.10	22.447	0.075	1.875	0.138	3.34	**cv**
40x40	preju	16.752	0.12	19.641	0.075	1.875	0.112	2.5	**cv**
45x45	preju	16.664	0.13	17.459	0.075	1.875	0.087	2.5	**cv**

V.3.3. Vérification des armatures transversales

- ✓ **selon le CBA93 [art A.5.1.2.2]**

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs ϕt et donnée par la relations : $\emptyset t = \min[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset l]$

At = nt x Øt avec n_t : est le nombre des barres transversales

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

St ≤ $\frac{0.9 .At .fe}{\Upsilon s.b0(\tau u - 0.3.ft28.k)}$ Dans les cas de flexion composée $k = 1 + 3\frac{Nu}{B.fc28}$

$S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm] et $\frac{At.fe}{b0*St} \geq 0.4\ MPa$

- ✓ **selon RPA99 version 2003 Art [7.4.2.2]**

$$St = \frac{\text{h . fe . At}}{\rho . \text{Vu}}$$

Avec : At = nt. Øt

Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

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

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

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

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 Φl minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (cheminée > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Table V-12 :Calcul des armatures transversales et leurs espacements.

section	Vu (KN)	At (cm^2)	λg	ρd	St cal *(cm)*	Zone	St RPA *(cm)*	St CBA *(cm)*	St finale *(cm)*	At Choix
30x30	12.055	2.01	7.56	2.5	80.03	Courante	12	21.82	15	4HA8
						Nodale	10		10	4HA8
35x35	15.662	2.01	6.48	2.5	71.85	Courante	12	18.57	15	4HA8
						Nodale	10		10	4HA8
40x40	16.752	2.01	5.67	2.5	76.78	Courante	14	15.85	15	4HA8
						Nodale	10		10	4HA8
45x45	16.664	2.01	5.04	2.5	86.83	Courante	16	13.67	15	4HA8
						Nodale	10		10	4HA8

V.3.3.1. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale [RPA99 v2003 Art 7.4.2.2]

Table V-13Vérification de la quantité d'armatures transversales

section	zone	At/st*b%	At/st*b>0.3%
30*30	courante	0.05	Vérifiée
	nodale	0.06	Vérifiée
35*35	courante	0.06	Vérifiée
	nodale	0.07	Vérifiée
40*40	courante	0.06	Vérifiée
	nodale	0.08	Vérifiée
45*45	courante	0.06	Vérifiée
	nodale	0.09	Vérifiée

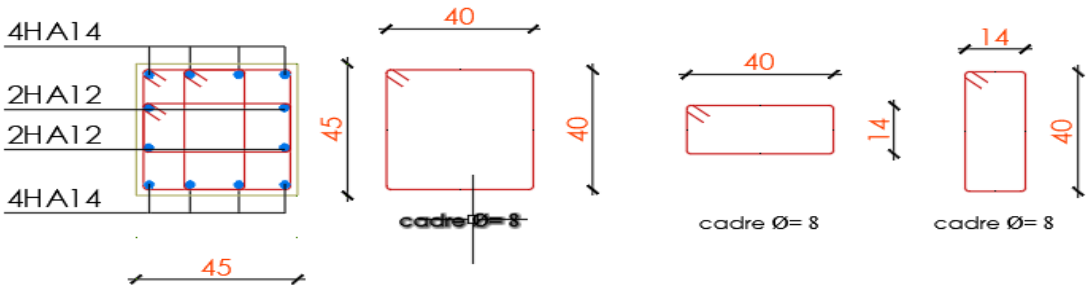


Figure V.5 :ferraillage de poteaux 45x45.

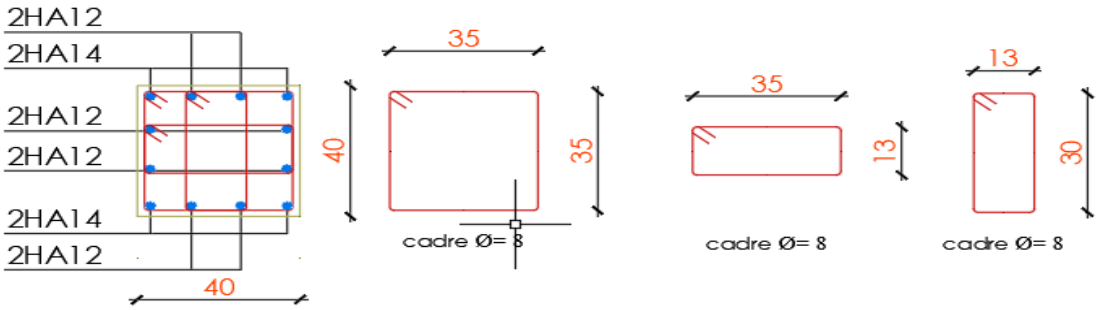


Figure V.6ferraillage de poteaux 40x40.

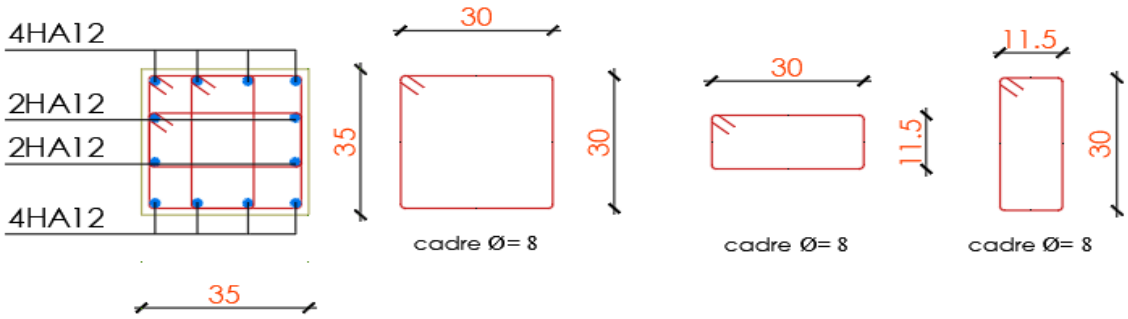


Figure V.7ferraillage de poteaux 35x35.

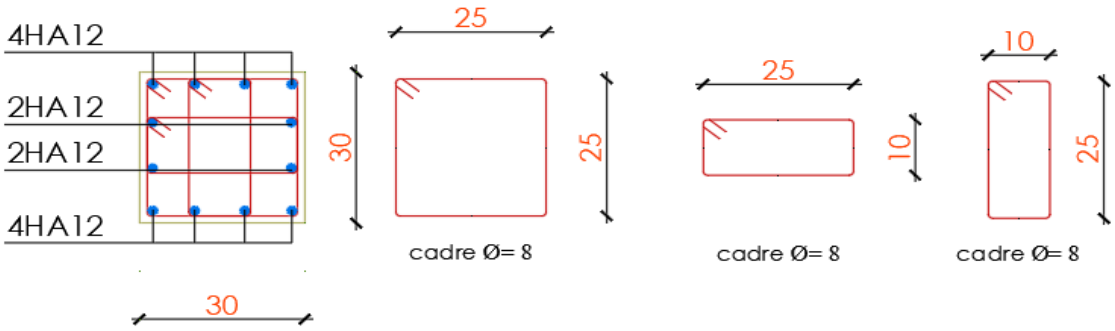


Figure V.8ferraillage de poteaux 30x30.

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES

V.4.1. Introduction

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

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

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

V.4.2. Les voiles pleins

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant, on devra disposer du ferraillage suivant :

- ✓ Les aciers verticaux.
- ✓ Les aciers longitudinaux.
- ✓ Les aciers transversaux.

V.4.2.1. Voiles avec files d'ouvertures

V.4.2.1.1. Les trumeaux

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

V.4.2.1.2. Les linteaux

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l".
- ✓ Des aciers transversaux " A_t".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau).
- ✓ Des aciers diagonaux Ad

V.4.3. Recommandations des règlements

V.4.3.1. Recommandation du [RPA99v2003

V.4.3.1.1. Armatures verticales [RPA99v2003 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.

V.4.3.1.2. Armatures horizontales

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

V.4.3.1.3. Calcule et vérification de l'espacement

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $Sh \leq \min [1.5a; 30cm]$

V.4.3.1.4. Armatures transversales

Ce sont des armatures rondes lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.3.2. Recommandations du [CBA93]

V.4.3.2.1. Armatures verticales

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

Avec :

a = l'épaisseur du voile

b= la largeur de la zone tendue

V.4.3.2.2. Calcule et vérification de l'espacement

St = min [0.9d ; 40cm] [**art A. 5. 1. 2. 2 CBA93**]

$\frac{AtxFe}{bxSt} \geq 0.4\ Mpa$ [**art A. 5. 1. 2. 2 CBA93**]

$\frac{At}{b0xSt} \geq \Upsilon s \frac{\tau u - 0.3.k.ft28}{0.9.fe.(cos\alpha + sin\alpha)}$ [**art A. 5. 1. 2. 3 CBA93**]

V.4.3.2.3. Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux

$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4\ V_{u\ calculé}$; $\bar{\tau} = 0.2\ f_{c28}$

V.4.3.3. Recommandations pour les voiles et les trumeaux

La longueur de recouvrement doit être égale :

- ✓ 40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- ✓ 20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- ✓ Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser
- ✓ Espacement des armatures verticales.

$S_V \leq$ Min [1.8a ; 30cm]

SV = SV (zone courante)

$S_V = \frac{Sv}{2}$ (zone d'extrémité) $\frac{L}{10}$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

Table V-14 :Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γb=1.5	γs=1.15	γb=1.15	γs=1.00
Fc_{28}=25 Mpa	FeE400	Fc_{28}= 25 Mpa	FeE400
σb=14.7 Mpa	σs=348 Mpa	σb=18.48Mpa	σs=400 Mpa

V.4.4. Ferraillage des voiles pleins (trumeau)

V.4.4.1. Armatures verticales

Table V-15 :Ferraillage verticales des voiles pleins, d'épaisseur 20cm.

Sens	Voile	L_t (m)	S (m²)	N (kN)	M (kN.m)	section	Situ	S_t (cm)	A_v (cm²)	$A_{v\,c}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
X	1	1.85	0.37	-1967.25	-2373.63	SPT	acc	10	62.14	0.00	2x (38HA16 =76.36)
Y	2	1.84	12.15	71.28	-31.14	SPC	acc	15	22.02	1.00	2x (26HA12 =29.39) +2HA12=2.26

V.4.4.2. Vérification des contraintes à l'ELS

A l'état limite de service (ELS), il suffit de vérifier la contrainte limite du béton ($\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$).

Table V-16 :Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	*voile*	L_t (m)	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	As1 (cm)	As2 (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	*Vérification*
sens X	*1*	1.85	0.37	1053.58	184.56	76.36	76.36	2.711	15	CV
sens Y	*2*	1.84	0.368	1528.31	301.51	29.39	29.39	2.681	15	CV

V.4.4.3. Vérification des contraintes de cisaillements à l'ELU

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

Table V-17 :Vérification des contraintes des cisaillements.

sens	*voile*	d *(cm)*	b_0 *(cm)*	T (MPa)	τ (MPa)	*Type de fissuration*	$\overline{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \overline{\tau}$
X	*RDC*	182.5	20	428.03	1.23	Préjudiciable	3.26	CV
Y	*1ier*	372.5	20	262.64	1.37	Peu préjudiciable	4.34	CV

V.4.4.4. Calcul des armatures horizontales

Table V-18 :Détermination des armatures horizontales.

Sens	*Voile*	*L (cm)*	$\tau(MPa)$	$S_{t\,ch}(cm)$	$A_{h\,ch}(cm^2)$
X	1	2.89	1.23	15	40HA16=80.38
Y	2	2.84	1.37	15	38HA12=42.96

V.4.4.5. Calcul des armatures transversales

- ✓ **Sens X**

$$At=0.01\%xLxhe$$

At=7.80 cm^2 ; nombre des barres = 7.80x4=32 barres

Donc At $_{choisir}$ = 32HA8=16.08 cm^2

- ✓ **Sens Y**

At=10.65cm^2 ; nombre des barres = 10.65x4=42 barres

Donc At $_{choisir}$ = 42HA8 =21.11 cm^2

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. INTRODUCTION

L'infrastructure est un ensemble des éléments structuraux interconnectés contactée au sol, permettant la transmission des efforts venant de la superstructure.

Le calcul des fondations se fait après la connaissance de la superstructure et les caractéristiques mécaniques et chimiques du sol.

L'infrastructure constituée par des organes de transmission rigides capable de remplir les fonctions suivants :

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

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

VI.2. RECONNAISSANCES DU SOL

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a pris les informations suivantes :

- ✓ La contrainte admissible du sol est 2.00 bars.
- ✓ L'ancrage des fondations est à 2.00 m.
- ✓ L'agressivité du sol contre le béton est nulle.
- ✓ Le site est considéré comme ferme (S2).

VI.3. FERRAILLAGE DES LONGRINES

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

Site S_2 : 25x30 cm^2

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

$\alpha = 12$ (zone III ; Site 2).

La section choisie : bxh = 30x30 cm^2

VI.3.1. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime

Table VI-1 :Ferraillage longitudinal des longrines.

Section (cm^2)	N_u (KN)	F(KN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{choisi} ($cm^{2)}$	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Vérification
30x30	1446.435	120.54	3.46	6HA12 = 6.79	0.90	5.4	CV

VI.3.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

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

Section (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_s(MPa)	$\overline{\sigma_s}$(MPa)	Vérification
30x30	1058.281	88.19	6.79	129.88	201.63	CV

VI.3.3. Calcul des armatures transversales

Table VI-3: Les armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

		CBA93		RPA99			$S_{t\,(adopté)}$ (cm)		
B (cm^2)	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courante)}$ (cm)	A_t (cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courante)}$ (cm)	$A_{tchoisi}$ (cm^2)
30x30	0.20	24.75	0.742	7.5	15	0.67	10	15	4HA8

VI.4. MURS DE SOUTENEMENT PERIPHERIQUE

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

Table VI-4: Calcul de la poussée des terres.

γ (KN/m^3)	$\varphi°$	K_γ	h (m)	P (KN/ml)
18.30	20	0.490	3.24	41.98

Table VI-5 : Sollicitation des murs de soutènement périphérique.

α	Direction	P_u (KN /ml)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
0.612	2 Direction	65.11	22.14	22.14

Table VI-6: Sollicitation des murs de soutènement périphérique.

Etats	Les moments	Aux appuis	En travées
ELU	M_x (KN.m)	11.07	18.81
	M_y (KN.m)	11.07	18.81
ELS	M_x (KN.m)	8.20	13.93
	M_y (KN.m)	8.20	13.93

VI.4.1. Ferraillage murs de soutènement périphérique

Table VI-7: La section d'armatures du voile périphérique.

	Suivant X et Y			
	M (KN. m)	A_{cal} (cm^2)	A_{ch} (cm^2)	S_t (cm)
Travées	18.81	2.7	6HA10=4.71	15
Appuis	11.07	2.7	6HA10=4.71	15

VI.4.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Table VI-8: Vérification des contraintes à l'ELS.

Contraintes en travées					Contraintes aux appuis				
M_t (KN.m)	A_{ch} (cm^2)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	$\sigma \leq \bar{\sigma}$	M_a (KN.m)	A_{ch} (cm^2)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	$\sigma \leq \bar{\sigma}$
18.81	4.71	1.2	14.5	CV	11.07	4.71	0.7	8.5	CV

VI.4.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = \text{Min}\left[\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right]$$

$$T_e = -\frac{P_u.l}{2} + \frac{M_{a\,w} - M_{a\,e}}{l} \quad , \quad T_w = \frac{P_u.l}{2} + \frac{M_{a\,w} - M_{a\,e}}{l}$$

$$\tau_{max} = 0.3\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{adm} = 1.16\ \text{MPa} \quad \text{CV}$$

VI.5. CHOIX DU TYPE DES FONDATIONS

VI.5.1. Semelles isolées

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

Table VI-9: Dimensionnement des semelles isolées (ELS).

Elément	N_{ser} (KN)	$M_{ser\ x}$ (KN.m)	$M_{ser\ y}$ (KN.m)	A (m)	B (m)
S1	333.38	-0.32	-1.91	1.4	1.4
S2	1058.28	3.09	-0.74	2.5	2.5
S3	580.17	1.2	0.36	1.9	1.9

VI.5.1.1. Vérification de chevauchement :

$$\frac{1.5}{2}.A + \frac{1.5}{2}A' < L$$

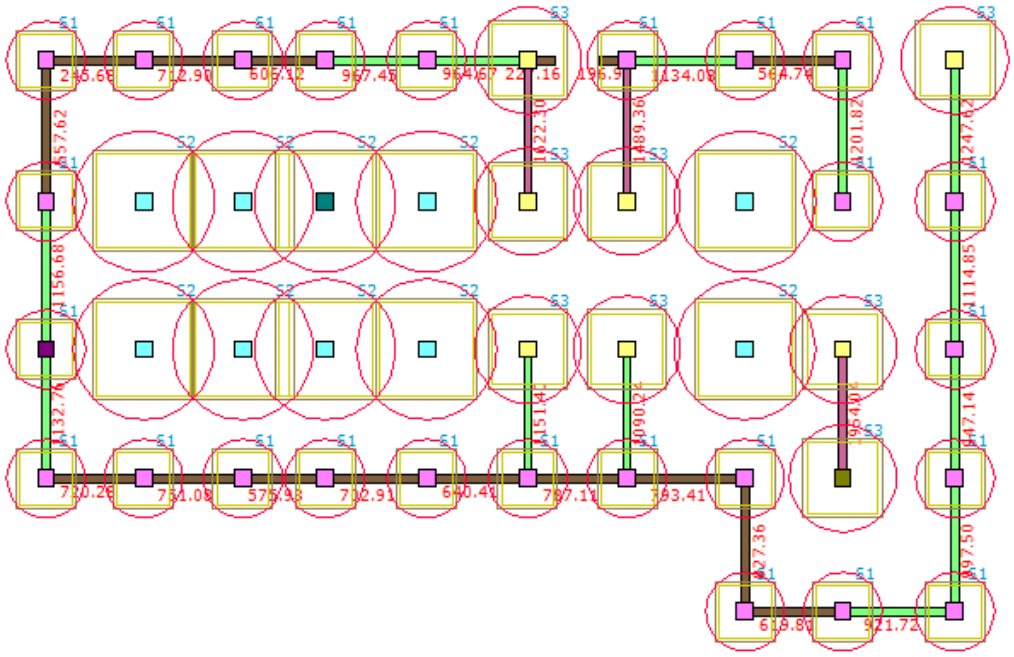


Figure VI.1: Vérification de chevauchement.

On remarque qu'il y a risque de chevauchement entre toutes les semelles.

VI.5.2. Semelles filantes

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 ou 3 éléments, en destines : la semelle et la poutre de libage.

- La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal trouvant du poteau.

- La poutre de libage travaille longitudinalement et supporte les efforts normaux trouvant du poteau, elle travaille comme poutre continue (renversée) en flexion simple.

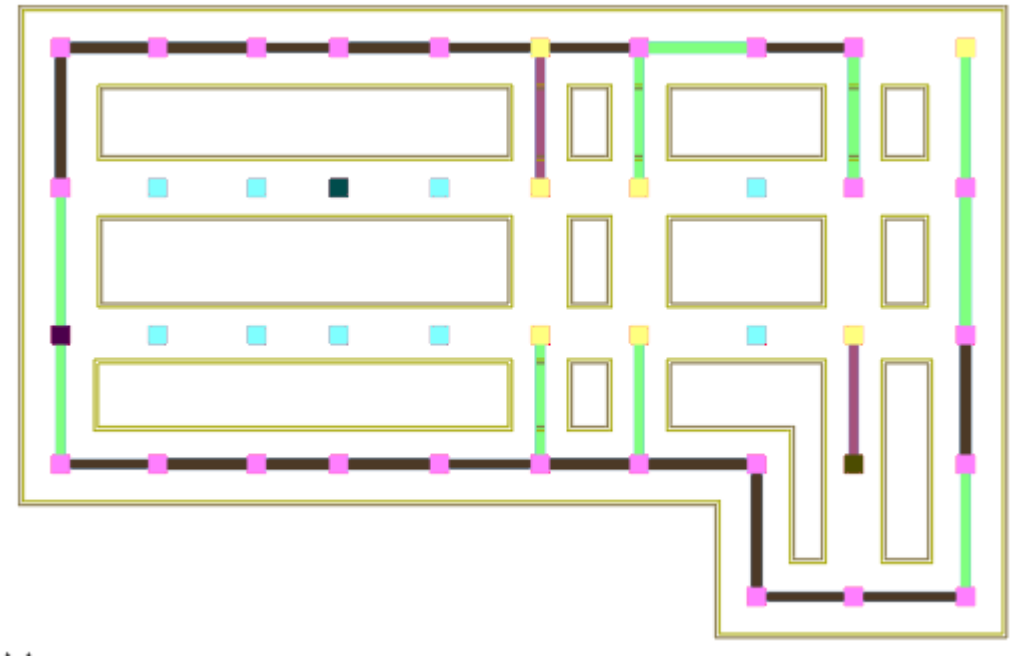


Figure VI.3 :le chois finale de semelle

VI.6. SEMELLE FILANTE 01

VI.6.1. Dimensionnement des semelles filantes sous des poteaux

$$B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L.\overline{\sigma}_{sol}}$$

Table VI-10 :Dimensionnement des semelles filantes sous des poteaux à l'ELS.

Semelle	L (m)	N (KN)	σ_{sol}(bar)	B_{cal}(m)	B_{adop}(m)	h_{cal}(cm)	h_{adop}(cm)
S.filante01	25.77	1058.28	2.00	1.16	1.5	28	35

VI.6.1.1. Vérification des contraintes sous la semelle

Figure VI.2: Le choix finale des semelles.

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{a.poteaux} + P_{remblai}}{B_{ch}.L} \leq \sigma_{sol}$$

Table VI-11: Vérification des contraintes sous la semelle.

Semelle filantes 1								
$N_{ser\ voile}$ (KN)	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	$P_{a.voile}$ (KN)	σ_{cal} (bar)	σ_{sol} (bar)	Vérification
0	5955.84	338.23	84.38	954.97	0	1.90	2.00	CV

VI.6.1.2. Vérification de poinçonnement

$$N_u \leq F_{limite} = \frac{0.045.h.U_c.f_{c28}}{\gamma_b}$$
$$U_c = [(a+b).2.h].2$$

$1446.44\ KN \leq 840.00\ KN \ldots\ldots CNV$ ⇨ Il y a un risque de poinçonnement.

VI.6.2. Dimensionnement de la poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5.k.L_{max}}{E}} \qquad \text{Avec : K (raideur du sol)} \qquad K = \begin{cases} 0.5 & \text{mauvais sol} \\ 4 & \text{sol moyen} \\ 12 & \text{bon sol} \end{cases}$$

$$L_{max} = \text{Max}\{L_i\ ;\ L_{i+1}\ ;\ \ldots\ldots;\ L_n\}$$

Table VI-12 : Dimensionnement de la poutre de libage.

L_{max} (m)	K(kg/cm^3)	E (MPa)	b (cm)	h (cm)	h_{choisi} (cm)
3.15	4	32164.20	45	39.41	65

VI.6.2.1. Vérification de poinçonnement

$$N_u \leq F_{limite} = \frac{0.045.h_p.U_c.f_{c28}}{\gamma_b}$$
$$U_c = [(a+b).2.h].2$$

$1446.44\ KN \leq 2242.5\ KN \ldots\ldots CV$ ⇨ Pas risque de poinçonnement.

VI.6.2.2. Ferraillage de la poutre de libage

On doit calcul les contraintes :

$$\sigma_u = \frac{\sum N_u + 1.35\,(P_{semelle} + P_{a.poteaux} + P_{remblai})}{B_{ch}.L}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{a.poteaux} + P_{remblai}}{B_{ch}.L}$$

Table VI-13: évaluation des charges de la poutre de libage.

$\sum N_u$ (KN)	$\sum N_{ser}$ (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	$P_{p.libage}$ (KN)	F_u (KN/ml)	F_{ser} (KN/ml)
8725.6	5955.84	456.61	79.73	1230.85	117.41	411.73	284.57

- **Les armatures longitudinales**

Table VI-14: calcul les armatures longitudinales de la poutre de libage.

	M_u (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Choix
Travée	2091.62	12.50	0	4HA16+4 Chp HA16=16.08cm^2
Appui	-255.03	0	14.4	4HA16+4 Chp HA16=16.08cm^2

VI.6.2.2.1. Vérification des contraintes à l'ELS

Type de fissuration : préjudiciable.

$$\overline{\sigma}_b = 15\ \text{MPa} \quad \text{et} \quad \overline{\sigma}_s = 201.63\ \text{MPa}$$

Table VI-15: Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s\,\overline{\sigma}_s'$ (MPa)
Travée	674.40	16.08	8.04	5.90	195.50	74.50	15	201.63
Appui	966.16	8.04	16.08	6.70	201.6	85.2	15	201.63

VI.6.2.2.2. Les armatures de peau

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 65 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'où moins 3 cm^2/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre A_p = 3x1.30 =3.9 cm^2, donc on adopte A_p =4HA12 = 4.52 cm^2.

VI.6.2.2.3. Vérification de cisaillement

Type de fissuration : préjudiciable. $f_{c28} = 25\ \text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = 2.418 \leq \overline{\tau} = \text{Min}\left\{\frac{0.15.f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5\ \text{MPa}\,;\,4\text{MPa}\right\} \ldots\ldots \text{CV}$$

- **Les armatures transversales**

$$S_t \leq \frac{0.9.A_t.{}^{f_e}/_{\gamma_s}(\cos\alpha + \sin\alpha)}{b_0(\tau_u - f_{t28}.K)} \quad \text{Avec} \quad K = 1 \ \text{en flexion simple}$$

Table VI-16: Les armatures transversale.

		CBA93		RPA99			$S_{t\ (adopté)}$ (cm)		
B (cm^2)	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courante)}$ (cm)	A_t (cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courante)}$ (cm)	$A_{tchoisi}$ (cm^2)
45x65	2.418	40	1.8	16.25	32.5	2.19	10	15	4HA10 =3.14

VI.6.2.3. Ferraillage de la semelle filante sous des poteaux

Le calcul de ferraillage pour une semelle filante se fait comme une semelle isolée par la méthode des bielles, mais avec l'effort normal max dans cette file avec :

La longueur de la semelle $A = \frac{L_i + L_{i+1}}{2}$.

La largeur B = la largeur de la semelle filante.

- **Les armatures principales**

Table VI-17: Ferraillage de la semelle filante sous des poteaux.

M_u (KN.m)	N_u (KN)	A (m)	B (m)	$A_{b\ calculée}$ (cm^2)	$A_{b\ choisi}$ (cm^2)	S_t (cm)
4.19	1446.44	2.5	1.5	19.04	24HA12 = 27.14	10

- **Les armatures de répartition**

$$A_{a\ rép} = \frac{A_b}{4}.B$$

Table VI-18: Les armatures de répartition.

$A_{b\ choisi}$ (cm^2)	$A_{a\ rép\ calculée}$ (cm^2)	$A_{a\ rép\ choisi}$ (cm^2)
24HA12 = 27.14	10.17	9HA12 = 10.18

VI.7. SEMELLE FILANTE 02

VI.7.1. Dimensionnement des semelles filantes sous un voile

$$B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L.\overline{\sigma}_{sol}}$$

Table VI-19: Dimensionnement des semelles filantes sous un voile à l'ELS.

Semelle	L (m)	N (KN)	σ_{sol}(bar)	B_{cal}(m)	B_{adop}(m)	h_{cal}(cm)	h_{adop}(cm)
S.filante02	16.20	1245.82	2.00	1.75	2	41.75	45

VI.7.1.1. Vérification des contraintes sous la semelle

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{N_{ser\ voile} + N_{ser} + P_{semelle} + P_{a.poteaux} + P_{remblai} + P_{a.voile}}{B_{ch}.L} \leq \sigma_{sol}$$

Table VI-20: Vérification des contraintes sous la semelle.

S.filante 02								
$N_{ser\ voile}$ (KN)	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	$P_{a.voile}$ (KN)	σ_{cal} (bar)	σ_{sol} (bar)	Vérification
4273.09	1387.35	385.50	0	0	0	1.86	2.00	CV

VI.7.2. Vérification de poinçonnement

$$N_u \leq F_{limite} = \frac{0.045.h.U_c.f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = [(a+b).2.h].2$$

$1697.00KN \leq 2970\ KN \ldots\ldots CV$ ⇨ pas risque de poinçonnement.

VI.7.3. Ferraillage de la semelle filante sous un voile

- **Les armatures principales**

Table VI-21: Ferraillage de la semelle filante sous plusieurs poteaux.

M_u (KN.m)	N_u (KN)	A (m)	B (m)	$A_{b\ calculée}$ (cm^2)	$A_{b\ choisi}$ (cm^2)	S_t (cm)
42.53	848.36	1	2	12.74	9HA14 =13.85	10

- **Les armatures de répartition**

$$A_{a\ rép} = \frac{A_b}{4}.B$$

Table VI-22: Les armatures de répartition.

$A_{b\ choisi}$ (cm^2)	$A_{a\ rép\ calculée}$ (cm^2)	$A_{a\ rép\ choisi}$ (cm^2)
9HA14 =13.85	3.46	6HA12 = 6.79

VI.8. SEMELLE FILANTE 03

VI.8.1. Dimensionnement des semelles filantes sous un voile

$$B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L.\overline{\sigma}_{sol}}$$

Table VI-23: Dimensionnement des semelles filantes sous un voile à l'ELS.

Semelle	L (m)	N (KN)	σ_{sol}(bar)	B_{cal}(m)	B_{adop}(m)	h_{cal}(cm)	h_{adop}(cm)
S.filante02	13.15	1622.3	2.00	1.02	1.50	29.25	35

VI.8.2. Vérification des contraintes sous la semelle

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{N_{ser\ voile} + N_{ser} + P_{semelle} + P_{a.poteaux} + P_{remblai} + P_{a.voile}}{B_{ch}.L} \leq \sigma_{sol}$$

Table VI-24: Vérification des contraintes sous la semelle.

S.filante 02								
$N_{ser\ voile}$ (KN)	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	$P_{a.voile}$ (KN)	σ_{cal} (bar)	σ_{sol} (bar)	Vérification
2773.4	728.63	172.59	0	0	0	1.86	2.00	CV

VI.8.3. Vérification de poinçonnement

$$N_u \leq F_{limite} = \frac{0.045.h.U_c.f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = [(a+b).2.h].2$$

$593.56KN \leq 2205.00\ KN \ldots\ldots CV$ ⇨ pas risque de poinçonnement.

VI.8.4. Ferraillage de la semelle filante sous un voile

Table VI-25: Ferraillage de la semelle filante sous plusieurs poteaux.

M_u (KN.m)	N_u (KN)	A (m)	B (m)	$A_{b\ calculée}$ (cm^2)	$A_{b\ choisi}$ (cm^2)	S_t (cm)
16.72	576.95	1	1.5	8.58	9HA12=10.18	10

- **Les armatures de répartition**

$$A_{a\ rép} = \frac{A_b}{4}.B$$

Table VI-26: Les armatures de répartition.

$A_{b\ choisi}$ (cm^2)	$A_{a\ rép\ calculée}$ (cm^2)	$A_{a\ rép\ choisi}$ (cm^2)
9HA12=10.18	3.81	7HA12 = 7.92

VI.9. VERIFICATION DE CHEVAUCHEMENT

$$\frac{B+B'}{2} < L \quad \Rightarrow \quad 1.75\ m < 3.45\ m \ldots\ldots CV$$

$$\frac{B+B'}{2} < L \quad \Rightarrow \quad 2\ m < 3.95\ m \ldots\ldots CV$$

$$\frac{B+B'}{2} < L \quad \Rightarrow \quad 1.75\ m < 3.75\ m \ldots\ldots CV$$

$$\frac{B+B'}{2} < L \quad \Rightarrow \quad 1.5\ m < 2.65\ m \ldots\ldots CV$$

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires ,de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

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

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

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

Références bibliographiques

Documents réglementaires

📖 [1] Règles parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

📖 [2] Règle de conception et de calcul de structures CBA93.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

📖 [3] Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Logiciels

- Logiciel d'analyse des structures « SAP2000 version 20.2.0 ».
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.
- Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2019.
- Logiciel de ferraillage SOCOTEC.

ANNEXE A

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHES

Pour les poutrelles (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

$$G = G_{P.corps\ creux} + G_{poutrelle}$$

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

Calcul de μ

$$\mu = \frac{M_u}{b\ {d_0}^2\ \sigma_b} \quad d'ou \quad M_u = 1{,}35M_G + 1{,}5M_Q \quad ; \quad \mu_l = 0{,}392$$

Pour les pouters et bandes de dalles

On peut admettre que I_f est défini par la relation :

$$I_f = 1{,}1\frac{I_0}{1 + (\lambda\,.\,\mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05\ f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$ Pour les déformations instantanées

$\lambda = \lambda_v = \frac{0{,}02\ f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée

$\mu = 1 - \frac{1{,}75\ f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ si la valeur de μ.résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

I_0: désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogéne calculé

f_{t28}: la résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa;

σ_s:la contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré;

ρ: le"pourcentage"ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure;

$$\rho \frac{A}{b_0 . d}$$

b_0: la largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondant a λ_i et λ_v et les modules de déformation longitudinale correspondants E_i et $E_v = \frac{1}{3} E_i$.

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i . I_{fi}} \text{ et } \frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v . I_{fv}}$$

M : étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches f_i et f_v sont égales à:

$$f_i = \frac{M.I^2}{10.E_i . I_{fi}} \text{ et } f_v = \frac{M.I^2}{10.E_v . I_{fv}}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i$$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{limite} = \bar{f}$

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \frac{L}{500} & \text{SI} \quad L \leq 5 \text{ m} \\ \bar{f} \leq \frac{L}{1000} + 0{,}5 \text{ cm} & \text{SI} \quad L \geq 5 \text{ m} \end{cases}$$

ANNEXE B

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER — شركة الحديد الجزائر

TPL

TREFAL تريفال

REGHAIA الرغاية

FICHE TECHNIQUE

POUTRELLE METALLIQUE LEGERE

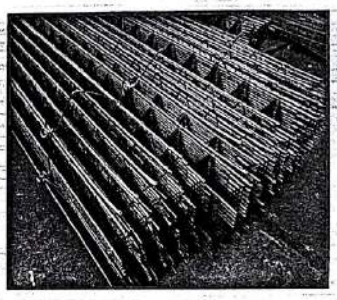
C'est une armature pour béton destinée à supporter des charges de construction, l'assemblage des éléments constitutifs est obtenu par soudage électrique sur machine automatique, de chaque point de liaison des treillis aux membrures.

POUTRELLE METALLIQUE STANDARD

Désignation	Pas (P) (mm)	Hauteur (H) (mm)	Membrure supérieur (M.S) (mm)	Membrure inférieur (M.I) (mm)	Zigzag (ZZ) (mm)	Largeur (LS) (mm)	Longueur (L) (mm)	Poids nominal M/L (Kg)
10 x 5 x 10	200	150	10	10	5	90	12	2,444

POUTRELLE METALLIQUE SPECIFIQUE

Types	Hauteur (cm)	Diamètre des fils constitutifs (mm)			Largeur (mm)	Longueur (m)
P	H	M.S	M.I	ZZ (Etrier)	LS	L
200	7 à 30	8 - 10	8 - 10	4 à 6	90	2 à 12

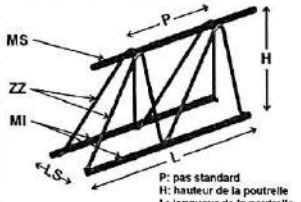


CARACTERISTIQUES MECANIQUES

Caractéristiques mécanique minimales garanties :

Résistance à la traction (N/mm²)	Limite d'elasticité (N/mm²)	Allongement (A%)
550	500	8

SCHEMA CARACTERISTIQUE



P: pas standard
H: hauteur de la poutrelle
L: longueur de la poutrelle
MS: membrure supérieur
MI: membrure inferieur
LS: largeur standard
ZZ: zigzag

TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm

± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil craneté :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm

± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

CONDITIONNEMENT

Les poutrelles sont livrées en fardeaux fermement retenues par trois ligatures en fil d'acier.
Chaque fardeau comporte une étiquette indiquant le nom de l'usine et les dimensions de la poutrelle.

MARQUAGE

Au moins un des constituants de la poutrelle métallique légère porte une empreinte T.A.L façonnée par galets de laminage *(TAL : Tréfilerie d'Alger)*

Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

ANNEXE C

CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

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

-Pour les Poutres

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Poutrelles

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Dalles Pleines

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec:

-$M_t = k \times M_0$

-k : Est un coefficient rédacteur ($0{,}75 \leq k \leq 0{,}85$).

ANNEXE D

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER — شركة القـــلـد الجـــزائـــر

TREFAL تريفال
REGHAIA الرغاية

FICHE TECHNIQUE

TREILLIS SOUDES

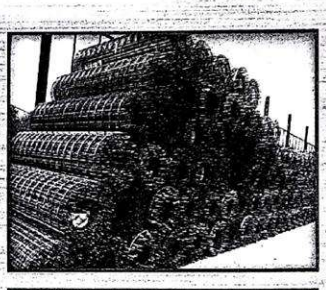
, C'est une armature fabriquée à partir de fil machine suivant la norme ISO 10544 en acier doux de 0.08% à 0.20% de carbone, soudé rigidement en mailles carrés ou rectangulaires par soudure électrique sur machines automatique.

TREILLIS SOUDES STANDARDS

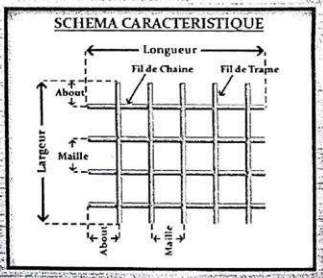
Types	Diamètre du fils (mm)		Espacement (mm)		Dimensions abouts compris (m)	Section d'acier	Poids du m²	Surface	Poids Total
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur	L&l	(mm²)	(Kg)	(m²)	(Kg)
Rouleaux	4,5	4,5	150	150	45 x 2,4	15,9	1,66	108	179,6
Panneaux	5	5	150	150	3,6 x 2,4	19,63	2,06	8,64	17,8

TREILLIS SOUDES SPECIFIQUES

Types	Diamètre du fils (mm)		Longueur du fils (m)		Espacement Maille (mm)	Dimensions abouts (mm)
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur		
Rouleaux	4 à 6	4 à 6	20 à 50	1,2 à 2,4	50 à 600	25 à 300
Panneaux	4 à 10	4 à 10	2 à 6	1,2 à 2,4	50 à 600	25 à 300
Tolérance			± 1%	± 1%	± 1%	± 1%



SCHEMA CARACTERISTIQUE



TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm
± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil cranté :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm
± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

CARACTERISTIQUES MECANIQUES

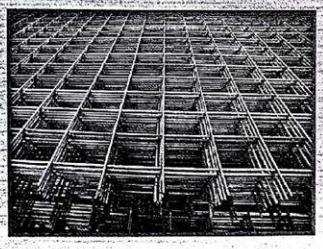
Caractéristiques mécanique minimales garanties sur tous les produits en rouleaux et panneaux (Suivant la norme NFA 35-016-2)

Résistance à la traction (N/mm²)	Limite d'Elasticité (N/mm²)	Allongement Total (S/charge max %)
525	500	2,5

APPLICATIONS

Le treillis soudé a des applications diverses et variées dans le bâtiment et les travaux publics, il est utilisé pour :

- *Dalles en béton armé.*
- *Planchers à corps creux.*
- *Murs porteurs.*
- *Semelles de fondation.*
- *Panneaux préfabriqués.*
- *Escaliers préfabriqués*
- *Cuves, silos et réservoirs.*
- *Voûtes en voles.*
- *Chaussés et trottoirs.*
- *Pistes d'aérodrome.*
- *Plaque de clôture et cloisons.*
- *Tunnels et abris souterrains.*



Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

ANNEXE E

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le Mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle.
Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent **lignes de rupture**.

Hypothèses de calcul

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

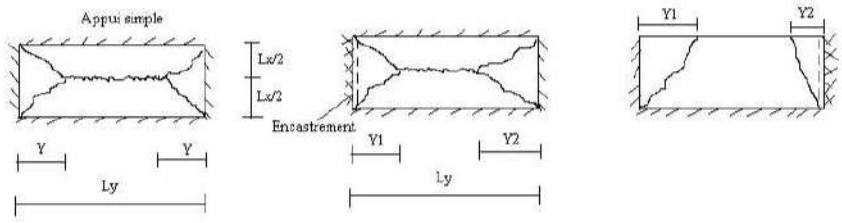
Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).
Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.
b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.
e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.
f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

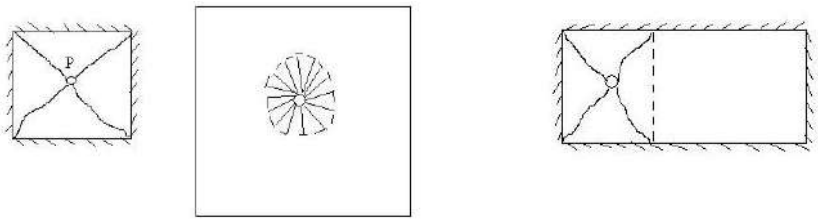
Conventionnellement on désignera :
-Un côté libre par un trait sans hachures
-Un appui simple par une hachure
-Un encastrement par une double hachure

Exemples de fissuration de dalle

a) **Cas des charges réparties**



b) **Cas des charges réparties concentrées**



Calcul des moments (principe du travail virtuel)

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

$$\sum \text{des Travaux Externes} - \sum \text{des Travaux Internes} = 0$$

a) Travail externes

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

$$T_{ext} = P.f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

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

b) Travail internes

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

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

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

ANNEXE F

RECONNAISSANCE DU SOL

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinages de la construction à édifier, en plus, il est surtout indispensable d'avoir des renseignements assez précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituant le terrain, afin de justifier le type de fondations correspondant.

Caractéristiques physiques et mécaniques du sol

D'après l'étude géologique, géotechnique et chimique, on peut dire qu'on a un sol:

-Argiles sableuses à inclusions graveleuses alluvionnaires

-Peu plastique

-Faible humidité

-Compacité moyenne

-Peu gonflant et de compressibilité moyenne.

Par ailleurs, si on veut récapituler les caractéristiques physiques et mécaniques du sol, elles seront :

-Teneur en eau naturelle : $\mathbf{W}$ = 13,25%

-Limite de liquidité : $\mathbf{W_L}$ = 37%

- Limite de plasticité : $\mathbf{W_P}$ = 19%

-Indice de plasticité : $\mathbf{I_P}$ = 18%

-Pression de consolidation : $\mathbf{P_c} = 0{,}569$ bars

-Coefficient de compressibilité : $\mathbf{C_c} = 0{,}141$ bars

-Coefficient gonflement : $\mathbf{C_g} = 0{,}021$ bars

-Angle de frottement interne : $\boldsymbol{\varphi}$ = 20°

-Cohésion : $\mathbf{C_u}$ = 0,50 bars

-Poids volumique total humide : $\boldsymbol{\gamma_h}$ =17,6 kN/m^3

-La variation de la résistance à la pénétration en fonction de la profondeur :

$$\mathbf{R_{pmin}} = 40 \text{ bars}$$

-Le taux de travail est calculé suivant le principe de Sanglerat :

$$\mathbf{Q_{adm}} = \frac{R_{pmin}}{25} = \frac{40}{25} = 1{,}6 \text{ bars}$$

-La contrainte admissible : $\boldsymbol{\sigma_{adm}} = 2{,}52$ bars