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 en RDC + 8 étages contreventé par des voiles en béton armé

Présenté par

BOUZIANE Ishak

LOUKRIF Menouar

Proposé et Dirigé par

Dr. SAFIDDINE Salim

Promotion Septembre 2020

REMERCIEMENTS

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné le courage et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribués à notre formation durant tous les cycles.

Nous remercions vivement, notre promoteur : Mr: SAFIDDINE Salim de nous avoir pris

en charges, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.

Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

Nous ne saurons oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vives et sincères reconnaissances.

Dédicaces

Je dédie ce projet :

A ma chère mère HADJIRA FETTOUMI

A mon cher père NACER-EDDIN

Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de ma soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

A mon frère WALID

Pour sa soutient morale tout au long de mes études.

A mon chère grand-mère FATIMA ZOHRA

Qui je souhaite une bonne santé.

A mon cher cousin REDOUANE SALMI

Qui m'a aidé et supporté dans les moments difficiles.

A mon cher binome ISHAK BOUZIANE

Pour son entente et sa sympathie.

A mon cher ami MOURAD BENAFERI

Qui m'a accompagné pendant ma carrière scolaire depuis le lycée.

Et je dédie a tous la famille et les gens qui me connus et m'aide dans ma vie

Menouar.

Dédicaces

C’est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU pour leurs sacrifices :

A ma chère maman et mon cher père Qui nous a quittés à jamais, Qui ont veillé à ce que je sois ce que je suis devenu maintenant.

A Mes sœurs.

A Mes frères

A toute la famille« BOUZIANE » sans exception.

Je remercie mon ami MENOUER LOUKRIF qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail

A Mes amies

A Tous mes collègues de 2émes année master génie civil

Promotion 2019/2020.

ISHAK.

ملخص:

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من(طابق أرضي + 8 طوابق) ذات إستعمال سكني و المقرر بناءها في ولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة ذات زلزال قوي (منطقة 3).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات والأعمدة +الجدران المسلحة.

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

-القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل(RPA 99 version 2003).

-قواعد الخرسانة المسلحة (CBA93).

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية بإستعمال تقنية حساب الهياكل بإستعمال برنامج«SAP2000 V20.2.0».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية وهذا بحساب الأساسات.

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

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé à usage d'habitation en RDC + 8 étages, qui sera implanté à la willaya d'Alger, classée comme une zone de forte sismicité (Zone III).

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

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur : les règles parasismiques algériennes (RPA99) version 2003 et les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93)

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basé sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 V20.2.0 »

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

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

Abstract

This project aims to study the reinforced concrete structure, which contains (ground floor + 8floors), of use for habitation. It will be built in the province of Algiers, which is classified as a seismic zone of a high level (ZONE III).

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a system of frame and Shear walls.

The calculation of the dimensions and the results of all resistant elements was done according to the Algerian regulations and standards:

- RPA version 2003 and (CBA 93).

The seismic study was done in the numerical method which is based on the finite element with the help of software «SAP2000 V20.2.0 »

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundation.

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

Liste des matières

1.Résumé……...1

2.Remerciements.....2

3.Dédicaces……....3

4.Liste des matières……....4

5.Liste des figures……..5

6.Liste des Tableaux……..6

7.Notion ……....7

Chapitre I : Presentation de l'ouvrage

I.1. Introduction 9

I.2. Destination et situation 9

I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage 9

I.3.1. Dimensions en plan 9

I.3.2. Dimensions en élévation 10

I.4. Conception de la structure 10

I.4.1. Ossature de l'ouvrage 10

I.4.2. Planchers 10

I.4.3. Maçonnerie 10

I.4.4. L'acrotère 10

I.4.5. Escalier 10

I.5. Caractéristique mécanique des matériaux 11

I.5.1. Béton 11

I.5.2. Ciment 11

I.5.3. Granulats 11

I.5.4. Béton armé 11
I.5.4.1. Résistance du béton 12
I.5.4.1.1. Résistance caractéristique à la compression 12
I.5.4.1.2. Résistance caractéristique à la traction 12
I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ) 12
I.5.4.3. Module de déformation longitudinale 13
I.5.5. Acier 13
I.6. Principe de calcul du CBA 93 13

Chapitre II : Prédimensionnement

II.1. Introduction 15
II.2. Pré dimensionnement 15
II.2.1. Prédimensionnement des plancher 15
II.2.1.1. Planchers à corps creux 15
II.2.1.2. Les dalles pleines 16
II.2.2. Prédimensionnement des poutres 17
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations 18
II.3.1. Plancher corps creux 18
II.3.1.1. Plancher terrasse 18
II.3.1.2. Plancher courant 18
II.3.2. Maçonnerie 19
II.3.2.1. Murs intérieurs (simple cloison) 19
II.3.2.2. Murs extérieurs (double-cloison) 19
II.3.3. Charges d'exploitation 19
II.4. Prédimensionnement des poteaux 19
II.4.1. Les dimensions des poteaux 20

II.4.2. Etapes de prédimensionnement 20
II.4.2.1. Choix du poteau le plus sollicité 21
II.4.2.2. Calcul de La surface reprise par le poteau 22
II.4.2.3. Détermination des charges permanente (Descente des charges) 22
II.4.2.4. Détermination de sur charges d'exploitation 22
II.4.2.5. Calcul de la capacité portante N 23
II.4.2.6. Vérification de la capacité portante 24
II.4.2.7. Vérification aux zones nodales (RPA 99 (version 2003) Art.7.5) 25
II.5. Prédimensionnement des voiles 25

Chapitre III : Calcul des elements secondaires

III.1. Acrotère 28
III.2. Plancher à corps creux 29
III.2.1. Les poutrelles 29
III.2.1.1. Avant coulage 29
III.2.1.2. Après coulage 29
III.2.1.2.1. Calcul du ferraillage 31
III.2.1.2.2. Vérification à ELS 32
III.2.1.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement à ELU 32
III.2.1.2.4. calcul de la flèche 33
III.2.2. Dalle de compression 33
III.3. Dalle pleine 34
III.3.1. Pour une dalle encastrée à deux cotés (Figure III.11) 35
III.3.2. Pour une dalle encastrée sur ses quatre côtés 36
III.3.3. Pour une dalle encastrée sur ses trois côtés 38
III.4. Escaliers 39
III.4.1. Prédimensionnement 39
III.4.2. Evaluation des charges et surcharges 39

III.4.3. Ferraillage des escaliers à l'ELU 42
III.4.4. Vérification à l'ELS 43
III.4.5. Calcul de la flèche 43
III.4.6. Calcul de la poutre palière 43
III.4.6.1. Prédimensionnement 44
III.4.6.2. Evaluation des charges 44
III.4.6.3. calcul des efforts internes 44
III.4.6.4. Ferraillage de la poutre palière 45
III.4.6.5. Vérification à l'ELS 45
III.4.6.6. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU 45
III.4.6.7.Calcul e la flèche 45

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction 46
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 46
IV.2.1. Centre de masse : 46
IV.2.2. Centre de rigidité : 46
IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants 47
IV.2.3.1. Les poteaux 47
IV.2.3.2. Les refends pleins (voiles plaines) 47
IV.2.4. Excentricité statique (théorique) 48
IV.2.5. Excentricité accidentelle 48
IV.3. Modélisation de la structure 48
IV.3.1. Introduction 48
IV.3.2. Modélisation 48
IV.3.3. Analyse de notre structure 49
IV.3.3.1. Détermination centre de masse et centre de gravité 50
IV.3.3.2. Excentricité 50
IV.4. Choix de la méthode de calcul 51
IV.4.1. Introduction 51
IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 ») 51

IV.4.2.1. Principe de la méthode 51
IV.4.2.2. Modélisation 52
IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul 52
IV.4.2.3.1. Coefficient d'accélération A (RPA2003 « Tab 4.1 ») 52
IV.4.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement η 52
IV.4.2.3.3. Coefficient de comportement R 52
IV.4.2.3.4. Facteur de qualité Q 53
IV.4.3. Résultats de l'analyse dynamique 53
IV.4.3.1. Analyse modale 53
IV.4.3.1.1. Comportement modal 53
IV.4.3.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie) 54
IV.4.3.2. Analyse statique et dynamique 55
IV.4.3.2.1. Stabilité de la structure 55
a) Vérification de la résultante des forces sismiques 55
b) Vérification de la stabilité au renversement : 56
c) Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 ») 58
d) Vérification de l'effet P-Δ. RPA2003 « Art 5.9 »). 59
IV.4.3.2.2. Résistance des éléments .....
60 a) Vérification de cisaillement des éléments
..... 60
b) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux. 62

Chapitre V : Ferraillage de elements structuraux

V.1. Introduction 64
V.2. Ferraillage des poutres 64
V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres 64
V.2.1.1. Poutre porteuse 64
V.2.1.2. Poutre non porteuse 64
V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS 65
V.2.2.1. Poutres porteuses 65
V.2.2.2. Poutres non porteuse 65
V.2.3. Vérification de la flèche 66

V.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 66
V.2.5. Ferraillage transversal des poutres 66
V.3. Ferraillage des poteaux 68
V.3.1. Armatures longitudinales 68
V.3.1.1. Recommandations selon les règlements 68
V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage : 68
V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS 69
V.3.2. Armatures transversales 70
V.4. Ferraillage des voiles 72
V.4.1. Ferraillage des trumeaux 72
V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales 72
V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS 73
V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 74
V.4.1.4. Armatures horizontales 74
V.4.1.5. Armatures transversales 74
V.4.2. Ferraillage des linteaux 75
V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau b \leq 0.06 fc28$) 75
V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux 75
V.4.2.1.2. Aciers transversaux 75
V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression 76

Chapitre VI : Calcul des fondations

VI.1. Introduction 77
VI.2. Types de fondations 77
VI.3. Caractéristiques du sol 77
VI.4. Choix du type de fondations 78
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau 78
VI.4.1.1. Répartition trapézoidale 78

VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression : 79

VI.4.2. Semelle filante (continue) 80

VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles 80

VI.4.2.2. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS : 81

VI.4.2.3. Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5 82

VI.4.2.4. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes 82

VI.4.2.5. Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux .....

82 VI.4.2.6. Calcul de Ferraillage .....

84

VI.4.2.6.1. Sous un voile 84

VI.4.2.6.2. Sous plusieurs poteaux 84

a) Armatures principales 85

b) Armature de repartitions 85

c) Calcul des armatures longitudinales 86

d) Vérification des contraintes à l'ELS 86

e) Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2 86

f) Armatures transversales .....
86

g) Armatures de peau selon CBA93 A.7.3 87

VI.4.3. Ferrailage des longrines Art 10.1.1 RPA 99 V 2003 .....

87

VI.4.3.1. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime 88

VI.4.3.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service CBA 93 Art.A.4.5.3 88

VI.4.3.3. Calcul des armatures transversales 88

Liste des figures

Chapitre I : Presentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié. 9

Chapitre II : Prédimensionnement

Figure II.1: Coupe du plancher à corps creux. 16
Figure II.2 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité. 21
Figure II.3 : Dimensions à respecter par les poutres. 25
Figure II.4 : Vue en plan et vue en 3D du voile. 26

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1: Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent…… ….28
Figure III.2: Ferraillage de l'acrotère. 28
Figure III.3 : Schéma statique équivalent des poutrelles. 30
Figure III.4 : Diagrammes des moments à l'ELU 30
Figure III.5 : Diagrammes des moments à ELS.....30
Figure III.6 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU. 29
Figure III.7 : Diagrammes des moments à l'ELU.....31
Figure III.8: Diagrammes des moments à ELS…….. 31
Figure III.9 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU…….31
Figure III.10 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles.....32
Figure III.11 : Ferraillage des poutrelles en travée (à gauche) et aux appuis (à droite).....33
Figure III.12 : Disposition des armatures de la dalle de compression. 34
Figure III.13 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine. 35
Figure III.14 : Les lignes de rupture. 36
Figure III.15 : Les lignes de rupture. 38
FigureIII.16 : Dimensions de l'escalier. 36
Figure III.17 :Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier.....41
Figure III.18 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU 41
Figure III.19: Diagrammes des moments à ELS…….42
Figure III.20 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU. 42
Figure III.21. : schéma statique de la poutre palière…….....44
Figure III.22.: Efforts internes dans la poutre palière à l'ELU……...44
Figure III.23.: Efforts internes dans la poutre palière à l'ELS…….44

Figure III.24 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU…….45

Chapitre IV : Etude dynamique

FigureIV.1:disposition des voiles(vue en 3D)…….…...49

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

Figure V.1 : Dessin de ferraillage des poutres porteuse. 67
Figure V.2 : Dessin de ferraillage des poutres non porteuse 67
Figure V.3 : Dessin de ferraillage des Poteaux. 71

Chapitre VI : Calcul des fondations

Figure VI.1: Les bulles de pression sous la semelle. 79
Figure VI.2 **:** chevauchement des bulles de pression sous la semelle.....88
Figure VI.3 : Les dimensions final des semelles filantes.....83
Figure VI.4: Le ferraillage des semelles filantes sous poteau.....87
Figure VI.5 : Ferraillage de la longrine. 88

Liste des tableaux

Chapitre I : Presentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances. 13

Chapitre II : Prédimensionnement

Tableau II.1: Pré dimensionnement des poutres. 17
Tableau II.2 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux). 18
Tableau II.3 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux)..... 18
Tableau II.4 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison. 19
Tableau II.5 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison. 19
Tableau II.6 : Prédimensionnement des poteaux**.** 20
Tableau II.7 : Vérification du coffrage des poteaux**.** 20
Tableau II.8 : les charges permanents. 22
Tableau II.9 : les sur charges d'exploitation. 23
Tableau II.10 : Capacité portante N pour chaque section de poteau**.** 24
Tableau II.11 : Vérifications du 1,1Nultime et NU. 24
Tableau II.12 : Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003. 25

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté. 28
Tableau III.2 : Les moments maximums aux appuis et en travées. 31
Tableau III.3 : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée. 32
Tableau III.4 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS. 32
Tableau III.5 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU. 33
Tableau III.6 : Calcul de la flèche 33
Tableau III.7 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine. 35
Tableau III.8 : ferraillage à l'ELU. 35
Tableau III.9 : Vérification des contraintes à l'ELS. 35
Tableau III.10 : Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. 36
Tableau III.11 : Calcul de la flèche 36

Tableau III.12 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine. 36
Tableau III.13 : Ferraillage à l'ELU. 37
Tableau III.14 : Vérification des contraintes à l'ELS. 37
Tableau III.15 : Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. 37
Tableau III.16 : Calcul de la flèche ……..37
Tableau III.17 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine. 38
Tableau III.18 : Ferraillage à l'ELU. 38
Tableau III.19 : Vérification des contraintes à l'ELS. 38
Tableau III.20 : Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. 38
Tableau III.21 : Calcul de la flèche ……..39
Tableau III.22 : Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier. 40
Tableau III.23 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier. 40
Tableau III.24 : Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier.....41
Tableau III.25 :ollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier. 41
Tableau III.26 : Calcul des sections d'acier de l'escalier. 42
Tableau III.27 : Vérification de la contrainte tangentielle.....43
Tableau III.28: Vérification à l'E.L.S. 43
Tableau III.29 : Vérification de la flèche de l'escalier. 43
Tableau III.30 : Prédimensionnement de la poutre palière……..……44
Tableau III.31: Calcul de ferraillage de la poutre palière…….45
Tableau III.32 : Vérification des contraintes normales…….45
Tableau III.33 : Vérification des contraintes de cisaillement…….45
Tableau III.34 : calcul de la flèche…….45

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.1 : Centre de masse et centre de torsion. 50
Tableau IV.2 : Excentricité suivant les deux directions. 51
Tableau IV.3 : Surface revenant aux voiles. 53
Tableau IV.4 : détermination du facteur de qualité Q de la structure. 53
Tableau IV.5 : Le comportement des trois premiers modes. 54
Tableau IV.6 : Comportement des modes retenus 54
Tableau IV.7 : Les valeurs de la force sismique. 56
Tableau IV.8 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. 56

Tableau IV.9 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement. 57
Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X. 58
Tableau IV.11 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y. 59
Tableau IV.12 : Vérification de l'effet P-Δ. 60
Tableau IV.13 : Vérification de cisaillement des poutres. 60
Tableau IV.14 : Vérification de cisaillement des Poteau. 61
Tableau IV.15 : Vérification de cisaillement des voiles. 62
Tableau IV.16 : Vérification de l'effort normal réduit. 62
Tableau IV.17: Vérification de l'effort normal réduit. 62
TableauIV.18:Dimensionsfinales des éléments…….. ….63

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V.1: La section calculée d'armatures des poutres porteuse. 64
Tableau V.2 : La section choisie d'armatures des poutres porteuse. 64
Tableau V.3 : La section calculée d'armatures des poutres non porteuse. 65
Tableau V.4 : La section choisie d'armatures des poutres. 65
Tableau V.5 : Vérification des contraintes des poutres porteuses à l'ELS. 65
Tableau V.6 : Vérification des contraintes des non poutres porteuses à l'ELS. 65
Tableau V.7 : Vérification de section d'armatures. 66
Tableau V.8 : Calcul de la flèche des poutres principales 1 66
Tableau V.9 : Calcul de la flèche des poutres principales 2 66
Tableau V.10 : Vérification des contraintes de cisaillement. 66
Tableau V.11 : La section d'armatures transversales. 67
Tableau V.12 : La section d'armatures des poteaux. 69
Tableau V.13 : Vérification des contraintes à l'ELS. 69
Tableau V.14 : La section d'armatures transversales des poteaux. 71
Tableau V.15 : La section calculée d'armatures verticales des voiles 72
Tableau V.16 : La section choisie d'armatures verticales des voiles 73
Tableau V.17 : Vérification des contraintes des voiles 73
Tableau V.18 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles 73
Tableau V.19 : La section d'armatures horizontales des voiles 73
Tableau V.20: Choix de la méthode de calcul. 76
Tableau V .21 : La section d'armatures des linteaux. 76

Tableau V .22 : La section choisie d’armatures des linteaux. 76

Chapitre VI : Calcul des fondations

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l’ELS..... 79
Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l’ELS..... 81
Tableau VI.3 : Vérification des contraintes sous la semelle filante à l’ELS. 81
Tableau VI.4 : Vérification de la stabilité au renversement. 82
Tableau VI.5 : Vérification du chevauchement entre les semelles filantes. 82
Tableau VI.6 : Dimensionnement de la poutre de libage. 83
Tableau VI.7 : Vérification l’excentricité des semelles filantes sous voiles. 84
Tableau VI.8 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile. 84
Tableau VI.9 : Vérification l’excentricité des semelles filantes sous un poteau. 85
Tableau VI.10 : Ferraillages des armatures principales de la semelle..... 85
Tableau VI.11: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage. 85
Tableau VI.12 : Détermination des sollicitations de la poutre de libage..... 85
Tableau VI.13 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU..... 86
Tableau VI.14 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à 86
Tableau VI.15 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage..... 86
Tableau VI.16 : Ferraillage longitudinal des longrines. 88
Tableau VI.17 : Vérification de contrainte à L'ELS des longrines..... 88
Tableau VI.18 : Calcul des armatures transversales des longrines..... 88

Notations

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

$A_{rép}$: armateur de réparation.

A_t : Section d'acier transversale.

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

L_{tot} : longueur total.

L_f : Longueur de flambement.

L_t : Largeur de la section tendue.

L_t : Largeur de la section comprimée.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_{ij}: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

K: Rigidité.

Z: bras de levier.

M : Moment fléchissant.

M_0 : Moment isostatique.

M_t: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u: Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser}: Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'E.L.S.

N_u : Effort normal ultime.

T_u , V_u: Effort tranchant ultime.

T_{ser} , V_{ser} : Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_b: Réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E,V : Charge sismique.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

e_0 : excentricité.

a : épaisseur du voile.

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

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement.

S_t, t : Espacement d'armature transversale.

S_{rep}: Espacement de répartition.

S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.

S_{Zc} : Espacement dans la courant.

ml : Métre linéaire.

Majuscules grecques

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

β : bras de levier réduit.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

u_c : périmètre du contour défini au niveau du feuillet moyen de la dalle.

ν : Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions.

σ : Contrainte normale.

σ_m: Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

ξ: Amortissement.

Autres notations

BA: Béton armé.

FeE : Nuance de l'acier.

HA : Haut adhérence.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-de-chaussée.

EC : Etage courant.

INTRODUCTION GENERALE

L'étude des structures de bâtiment est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette dernière vise à mettre en application les connaissances acquises durant le cursus de formation de Master.

Dans le cadre de la réalisation du projet de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude de la structure porteuse d'un bâtiment situé à Willaya d'Alger. Le bloc en question est à usage d'habitation constitué de Un rez-de-chaussée (RDC) + huit étages.

L'étude de ce projet sera menée selon le plan de travail suivant :

- ✓ Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions.
- ✓ Le deuxième chapitre traite le calcul de prédimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.
- ✓ Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.
- ✓ Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure par la méthode spectrale moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP2000 V20.2.0 ». en présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques et dynamiques de la structure qui interviennent dans la réponse sismique.
- ✓ Les résultats ainsi obtenus (efforts maximums) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles). Ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre.
- ✓ Finalement, le calcul de l'infrastructure (fondations) se fait au sixième chapitre conformément au rapport du sol et règlementation en vigueur.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction

Le but principal de l'étude d'une structure en béton armé ou en charpente métallique est la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis des charges statiques et dynamiques. En parallèle, l'étude devrait être économique, sans oublier l'aspect esthétique. Cela nécessite une connaissance de base touchant plusieurs disciplines en l'occurrence : le calcul des structures et la mécanique des sols. Mais, avant de commencer les calculs, on devrait bien connaitre notre ouvrage et les matériaux utilisés dans sa structure. A cet effet, on va consacrer ce chapitre pour faire une description générale de notre bâtiment et donner quelques définitions de base.

I.2. Destination et situation

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études techniques et architecturales GC PLUS, consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation . Ce bâtiment a une forme irrégulière, comportant : Un rez-de-chaussée (RDC) + huit étages. Il sera implanté à Alger, classée comme une zone de haute sismicité (zone III) selon le règlement parasismique algérien 1999 (RPA99) version 2003 [1]. Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) [2].

I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage

I.3.1. Dimensions en plan

La structure présente une forme irrégulière, dont les dimensions en plan sont représentées schématiquement sur la figure I.1 :

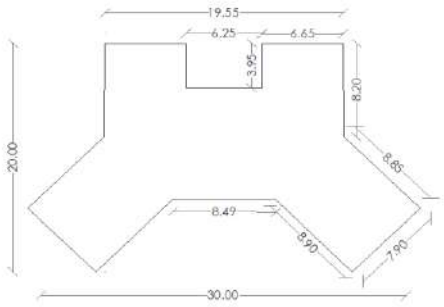


Figure I.1 : Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié.

I.3.2. Dimensions en élévation

Les dimensions du bâtiment en élévation sont les suivantes :

- Hauteur de RDC et des étages courants :.....**3,24 m**
- Hauteur totale du bâtiment :.....**29,16m**

I.4. Conception de la structure

I.4.1. Ossature de l'ouvrage

Notre bâtiment a une hauteur dépassant 08 m, alors le RPA99, préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.4.2. Planchers

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

I.4.3. Maçonnerie

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

I.4.4. L'acrotère

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

I.4.5. Escalier

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

I.5. Caractéristique mécanique des matériaux

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

I.5.1. Béton

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes : sable et gravier, appelés « granulats », avec du ciment et de l'eau propre, sans matières organiques. Il devrait être facile à la fabrication et à la mise en œuvre sur chantier. Il se caractérise par une bonne résistance à la compression et aux actions climatiques. Ainsi, une faible résistance à la traction. Il doit tenir compte des exigences de résistance et durabilité.

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

I.5.2. Ciment

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

I.5.3. Granulats

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

I.5.4. Béton armé

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

I.5.4.1. Résistance du béton

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

I.5.4.1.1. Résistance caractéristique à la compression

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit jours d'âge (f_{c28}). Cette résistance est mesurée par l'écrasement des cylindres (ϕ = 16 cm et H = 32 cm) en béton. Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

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

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

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

I.5.4.1.2. Résistance caractéristique à la traction

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

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

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ)

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

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

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

ν = 0,2 pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS).
ν = 0 pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU).

I.5.4.3. Module de déformation longitudinale

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

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

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

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

I.5.5. Acier

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

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

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)
Rond lisse (RL)	Armatures transversales	FeE 235	Ø6 et Ø8
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE 400	HA≥8
	Armatures longitudinales	FeE 500	HA≥8
Treillis soudé	Table de compression	TLE 525	$0 \leq Ø \leq 6$

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

I.6. Principe de calcul du CBA 93

Il existe deux états limites :

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

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

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : f_{c28} = 25 MPa.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : f_{t28} = 2,1 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj} = 10819 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : E_{ij} = 32456,6 MPa.
- ✓ Pour les armatures de l'acier :
  - Longitudinales : HA « Fe = 400MPa »
  - Transversales : RL « Fe=235 MPa » (si nécessaire on adoptera HA8)
  - Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA « Fe = 525MPa »

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction

Le prédimensionnement est un calcul préliminaire permettant de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts auxquelles sont soumis.

II.2. Pré dimensionnement

II.2.1. Prédimensionnement des plancher

Les planchers sont des plans horizontaux séparant les étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs ; ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1.1. Planchers à corps creux

Pour la détermination de la hauteur totale, on utilise la formule empirique imposée par les règles CBA93.

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

h_t: L'épaisseur du plancher.

L_{max}: la longueur maximale de poutrelle (L = 435 cm).

$$\frac{435}{25} \leq h_t \leq \frac{435}{20}$$

$$17{,}4\text{cm} \leq h_t \leq 21{,}75\text{cm}$$

On adopter**:** h_t =20 cm.

h_t = d+e.

d : l'épaisseur du corps creux.

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

$\Rightarrow h_t$ = 16+4 cm.

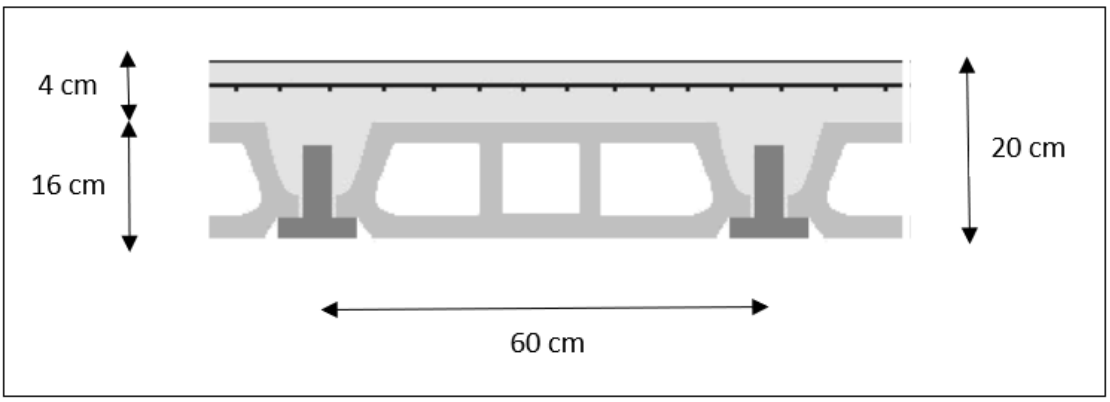


Figure II.1: Coupe du plancher à corps creux.

II.2.1.2. Les dalles pleines

Le pré dimensionnement se fait suivant les formules empiriques suivantes :

Pour le cas de notre structure, on a :

- Dalle reposant sur deux appui :

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

- Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

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

Avec :

e : épaisseur de la dalle.

L_x : la plus petite des portées.

- Dalle reposant sur deux appui, pour (L =3m) :

$$\frac{300}{35} \leq e \leq \frac{300}{30} \longrightarrow 8{,}57\text{cm} \leq e \leq 10\text{ cm}$$

On adopte : e=15cm.

- Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis, pour (L =0,8m) :

$$\frac{500}{45} \leq e \leq \frac{500}{40} \longrightarrow 11{,}11\text{cm} \leq e \leq 12{,}5\text{cm}$$

On adopte : e=15cm.

II.2.2. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles).

Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance représentée dans le Tableau II.1:

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{10}$$

$$0{,}3h \leq e \leq 0{,}7h$$

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

h : la hauteur de la poutre ;

b : la largeur de la poutre .

Tableau II.1: Pré dimensionnement des poutres.

	Poutres principales 1	Poutres principales 2	Poutres secondaires
Conditions de résistance	L= 4,35 cm 28cm ≤ h ≤ 42,5cm On adopte : **h = 35cm** 10,5cm ≤ b ≤ 24,5cm On adopte : **b=30cm**	L= 8,55 cm 57cm ≤ h ≤ 85,5cm On adopte : **h=60cm** 18cm ≤ b ≤ 42cm On adopte : **b=30cm**	L= 4,05 cm 27cm ≤ h ≤ 40,5cm On adopte : **h=30cm** 9cm ≤ b ≤ 21cm On adopte : **b=30cm**
Vérification selon leRPA99 (version 2003) Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm h = 35cm ≥ 30cm h/b = 1,16 ≤ 4,0	b = 30cm ≥ 20cm h = 60cm ≥ 30cm h/b = 2≤ 4,0	b = 30cm ≥ 20cm h = 30cm ≥ 30cm h/b = 1≤ 4,0
	Conditions vérifiées	**Conditions vérifiées**	**Conditions vérifiées**

- **Conclusion**

Pour les poutres principales1, on adopte la section : (b×h) = 30×35 cm².

Pour les poutres principales2, on adopte la section : (b×h) = 30×60 cm².

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

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations

II.3.1. Plancher corps creux

II.3.1.1. Plancher terrasse

Tableau II.2 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux).

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0,04	0,80
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Film polyane	-	0,01
6	plaque de liège	0,04	0,16
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Planche corps creux	0,16+0,04	2,80
9	Enduit de plâtre	0,02	0,20
G (kN/m^2)		**6,40**	

II.3.1.2. Plancher courant

Tableau II.3 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux).

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,03	0,54
4	Planche corps creux	0,16+0,04	2,80
5	Enduit de Plàtre	0,02	0,20
6	Mur simple cloison	0,10	1,62
G (kN/m^2)		**5,96**	

II.3.2. Maçonnerie

II.3.2.1. Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II.4 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison.

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^2)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	2 x 0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
G (kN/m^2)			**1,62**	

II.3.2.2. Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau II.5 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^2)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	2 x 0,36
2	Brique creuse	0,10	9	2 x 0,90
3	Lame d'aire	0,10	-	-
G (kN/m^2)			**2,52**	

II.3.3. Charges d'exploitation

- ✓ Terrasse inaccessible : Q=1 kN/m²
- ✓ Etage courant : Q=1,5 kN/m^2

II.4. Prédimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils permettent de transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la capacité portante ($N_u \leq \overline{N}$) et la descente des charges Permanentes et des surcharges exploitation donc le poteau sera pré dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression. Cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des

bâtiments comportant au moins trois travées, donc dans notre cas cette charge devienne (N_u=1,1N_u). Selon l'Article B.8.11 du CBA93.

II.4.1. Les dimensions des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux présenter sur (Tableau II.6)

Tableau II.6 : Prédimensionnement des poteaux**.**

Niveau d'étage	8éme	7éme	6éme	5éme	4éme	3éme	2 éme	1 er	RDC
Dimension (b*h)	30x30	30x30	35x35	35x35	40x40	40x40	45x45	45x45	45x45

Ces dimensions doivent satisfaire aux Conditions du RPA.99 versions 2003 [Art 7.4.1], voir le Tableau II.7 :

- Pour les poteaux rectangulaires (carrés) **:**

$$\begin{cases} \text{Min}\,(b1, h1) \geq 30\ \text{cm. (Zone III)} \\ \text{Min}\,(b1, h1) \geq \dfrac{\mathbf{he}}{\mathbf{20}} \\ \dfrac{1}{4} \leq \dfrac{b1}{h1} \leq 4 \end{cases}$$

Tableau II.7 : Vérification du coffrage des poteaux**.**

Niveau	$\mathbf{b_1 \times h_1}$	$\frac{\mathbf{h_e}}{\mathbf{20}}$	Min (b1, h1) ≥30 cm	Min(b1,h1)$\geq\frac{\mathbf{he}}{\mathbf{20}}$	$\frac{\mathbf{1}}{\mathbf{4}}\leq\frac{\mathbf{b1}}{\mathbf{h1}}\leq\mathbf{4}$
8émé,7éme	30×30	14,45	**Condition vérifier**		
6éme,5éme	35×35	14,45			
4éme,3éme	40×40	14,45			
2éme,1er ;RDC	45×45	14,45			

II.4.2. Etapes de prédimensionnement

- ✓ Choix du poteau le plus sollicité.
- ✓ Calcul de la surface reprise par le poteau.
- ✓ Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- ✓ Calcul de la capacité portante $\overline{N}$ du poteau.
- ✓ Vérification de l'effort normal ultime majoré.

- ✓ Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 : [Art 7.4.1]

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

$$N_u \leq \overline{N} = \alpha\left(\frac{B_r . f_{c28}}{0{,}9 . \gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)$$

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

B_r : la section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle en 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0{,}85}{1 + 0{,}2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0{,}30\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad , \quad l_f = 0.7 l_0 \quad , \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

λ : l'élancement mécanique.

i : rayon de giration.

l_0 : longueur du poteau

l_f: longueur de flambement.

f_{c28}=25 MPa; f_e=400 MPa ; Situation durable : (γ_b=1,5 ; γ_s=1,15).

II.4.2.1. Choix du poteau le plus sollicité

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

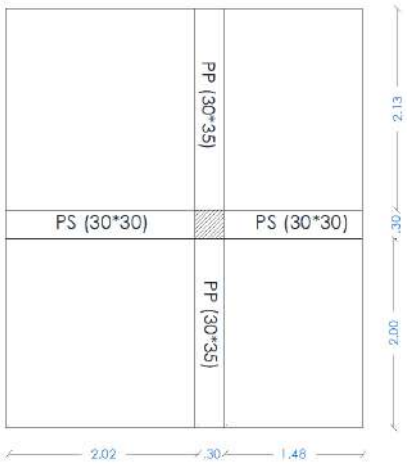


Figure II.2 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

II.4.2.2. Calcul de La surface reprise par le poteau

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

  $S_{plancher}$ = (2,125+2) × (1,475+2,025) ⇒ $S_{plancher}$ = 14,43 m^2

- S_{tot} : Surface totale du plancher comprise les poutres.

  S_{tot} = (2,125+0,30+2) × (1,475+0,30+2,025) ⇒ S_{tot} = 16,81 m^2

II.4.2.3. Détermination des charges permanente (Descente des charges)

- $G_{plancher}$ = poids de plancher × $S_{plancher}$.
- $G_{(poutres\ principales\ ou\ secondaires)}$ = b × h × L× poids volumique du béton armé.
- G_{poteau} = b × h × h_e × poids volumique du béton armé.

Avec : Poids volumique du béton armé = 25 kn/m^3.

Tableau II.8 : les charges permanents.

Étage	h(m)	Poteau	G_{poteau}	$G_{p.p}$	$G_{p.s}$	$G_{plancher}$	G_{niveau}	$G_{cumulé}$
8éme	3,24	30x30	7,29	10,83	7,88	92,35	118,35	118,35
7éme	3,24	30x30	7,29	10,83	7,88	86,00	112	230,35
6éme	3,24	35x35	9,92	10,83	7,88	86,00	114,62	344,97
5éme	3,24	35x35	9,92	10,83	7,88	86,00	114,62	459,59
4éme	3,24	40x40	12,96	10,83	7,88	86,00	117,67	577,26
3éme	3,24	40x40	12,96	10,83	7,88	86,00	117,67	694,93
2éme	3,24	45x45	1640	10,83	7,88	86,00	121,11	816,04
1er	3,24	45x45	16,40	10,83	7,88	86,00	121,11	937,15
RDC	3,24	45x45	16,40	10,83	7,88	86,00	121,11	1058,26

II.4.2.4. Détermination de sur charges d'exploitation

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression (DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation) :

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

- Pour le 8ème étage (terrasse) : Q_0
- Pour le 7ème étage : Q_0+Q_1

- Pour le 6ème étage : $Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$
- Pour le 5éme étage : $Q_0+0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$
- Pour la 4éme étage: $Q_0+0{,}85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

(Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$) :

- Pour le 3éme étage : $Q_0+0{,}80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
- Pour le 2éme étage : $Q_0+0{,}75\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
- Pour le 1er étage : $Q_0+0{,}71\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$
- Pour Le RDC : $Q_0+0{,}71\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$

Tableau II.9 : les sur charges d'exploitation.

Niveau	**Q_{niveau}(kN)**		**coefficient de dégression**		**$Q_{cumulé}$(kN)**
8éme(terrasse)	Q_0	16,81	-		16,81
7éme	Q_1	25,21	1		42,02
6éme	Q_2	25,21	0,95		64,71
5éme	Q_3	25,21	0 ,90		84,87
4éme	Q_4	25,21	0,85		102,52
3éme	Q_5	25,21	$\frac{3+n}{2n}$	0,80	117,65
2éme	Q_6	25,21		0,75	130,25
1ér	Q_7	25,21		0.71	142,10
RDC	Q_8	25,21		0.69	153,95

II.4.2.5. Calcul de la capacité portante $\bar{N}$

On représente les valeurs de $\bar{N}$ sur le Tableau II.10 suivant :

Tableau II.10 : Capacité portante $\bar{N}$ pour chaque section de poteau**.**

Étage	Dimension	B_r (mm^2)	L_0 (m)	L_f (m)	i (m)	λ	α	A_s (mm^2)	$\bar{N}$(kN)
8eme	30×30	78400	3,24	2,268	0,086	26,19	0,764	90	1133,733
7em	30×30	78400	3,24	2,268	0,086	26,19	0,764	90	1133,733
6eme	35×35	108900	3,24	2,268	0,101	22,45	0,785	122,5	1617,331
5éme	35×35	108900	3,24	2,268	0,101	22,45	0,785	122,5	1617,331
4éme	40×40	144400	3,24	2,268	0,115	19,64	0,799	160	2182,783
3éme	40×40	144400	3,24	2,268	0,115	19,64	0,799	160	2182,783
2éme	45×45	184900	3,24	2,268	0,129	17,46	0,809	202,5	2829,517
1^{er}	45x45	184900	3,24	2,268	0,129	17,46	0,809	202,5	2829,517
RDC	45x45	184900	3,24	2,268	0,129	17,46	0,809	202,5	2829,517

II.4.2.6. Vérification de la capacité portante

L'effort normal (N_{ultime}) doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité voisin de poteau de rive. On vérifie la capacité portante dans le Tableau. II.11 :

Tableau II.11 : Vérifications du $1{,}1N_{ultime}$ et N_U.

Etage	G(kN)	Q(kN)	N_{ultime}	$1{,}1N_{ultime}$	$\overline{N_U}$(kN)	$1{,}1\ N_{ultime} \leq \overline{N_U}$(kN)
8eme	118,35	16,81	184,98	203,48	1133,733	Condition vérifiée
7eme	230,35	42,025	373,99	411,39	1133,733	Condition vérifiée
6eme	344,97	64,72	562,78	619,06	1617,331	Condition vérifiée
5eme	459,59	84,89	747,79	822,57	1617,331	Condition vérifiée
4eme	577,26	102,54	933,11	1026,42	2182,783	Condition vérifiée
3eme	694,93	117,67	1114,66	1226,12	2182,783	Condition vérifiée
2eme	816,04	130,28	1297,07	1426,77	2829,517	Condition vérifiée
1^{er}	937,18	142,12	1478,34	1626,17	2829,517	Condition vérifiée
RDC	1058,25	155,49	1661,88	1828,07	2829,517	Condition vérifiée

II.4.2.7. Vérification aux zones nodales (RPA 99 (version 2003) Art.7.5)

Tableau II.12 : Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003.

Condition à vérifiée	Niveau			
	8éme,7éme	6éme, 4éme	4éme, 3éme	2éme,1er,RDC
$b_{max}(cm)$	30	30	30	30
$h_1(cm)$	30	35	40	45
$b_1(cm)$	30	35	40	45
$b_{max} \leq 1{,}5h_1 + b_1$	Condition vérifiée			
$d(cm)$	0	2,5	5	7,50
$\text{Max}\,(\frac{b_1}{2};\frac{h_1}{2})$	15	17,50	20	22,50
$d \leq \text{Max}\,(\frac{b_1}{2};\frac{h_1}{2})$	Condition vérifiée			

Les Dimensions à respecter par les poutres sont illustrés sur le Figure II.3:

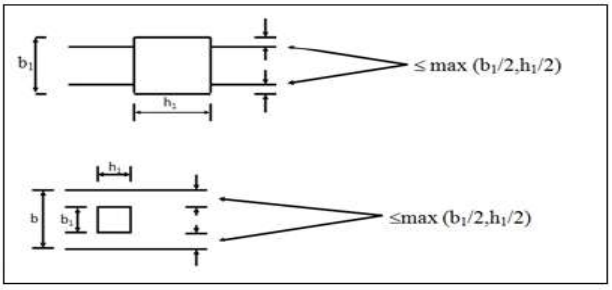


Figure II.3 : Dimensions à respecter par les poutres.

- **Conclusion**

Les sections de prédimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux (efforts normaux ultimes et conditions du RPA99 version 2003).

II.5. Prédimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des voiles en béton armé est régi par l'article 7.7.1 du RPA99, ils servent à contreventer le bâtiment d'une part en reprenant les efforts horizontaux (séisme), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Selon le (RPA99 version 2003) article 7.7.1. Un élément est considéré comme voile seulement dans le cas où il vérifie la condition (L ≥ 4 a) sinon cet élément est considéré comme un élément linéaire.

Avec :

- L : porté du voile.
- a : épaisseur du voile.

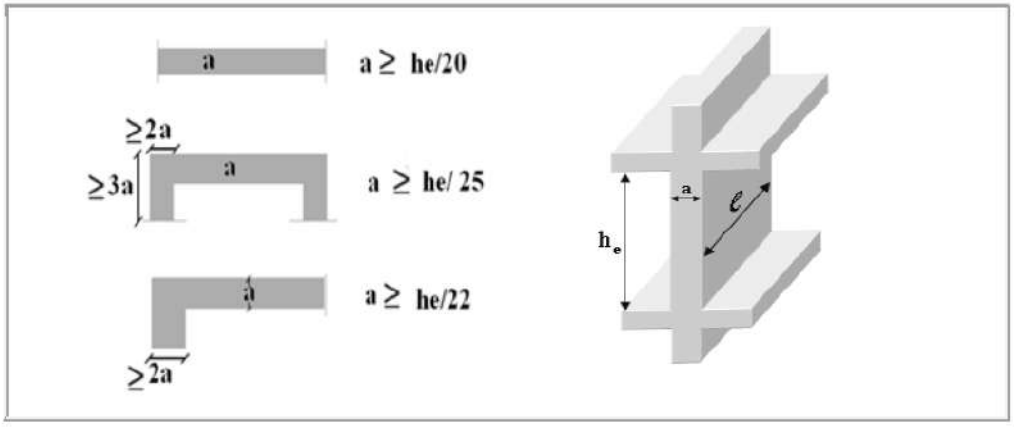
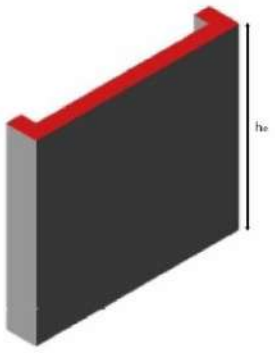
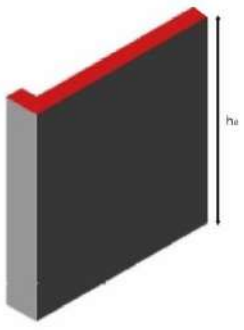
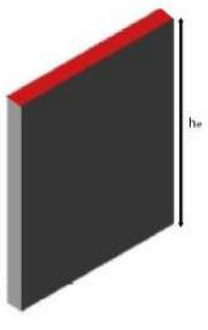


Figure II.4 : Vue en plan et vue en 3D du voile.

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

		
$a \geq \frac{he}{25}$	$a \geq \frac{he}{22}$	$a \geq \frac{he}{20}$
$h_e = h_{étage} - h_{Ps}$		$L \geq 4.a$

- Pour (h_e=3,24m) :

$$a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{h_e}{22}\right] \quad \Rightarrow \quad a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{(324-35)}{22} = 13{,}13\text{cm}\right]$$

Conclusion

On peut adopter que le voile d'un épaisseur de 15 cm pour tous les ètages .

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Acrotère

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. Il est assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité (Figure III.1). La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries. Le calcul se fait alors pour une bande d'un mètre (1 m) en flexion composée. Le tableau III.1 illustre les efforts appliqués et le ferraillage adopté pour l'acrotère. Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel de calcul SOCOTEC, ainsi que les vérifications nécessaires à l'ELS. Cependant, la figure III.2 présente le schéma de ferraillage longitudinal et transversal, avec leurs espacements.

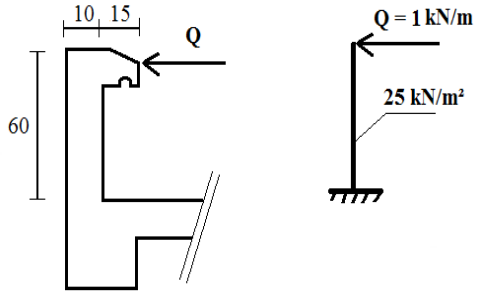


Figure III.1: Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent.

Tableau III.1 : Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté.

Section (cm^2)	N_G (kN/m)	M_Q (kN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{rép\ choisie}$ (cm^2)	St_v (cm)	$S_{rép}$ (cm)
100x10	1,875	0,60	0,17	0	2x5HA8 = 2x2,51	2x4HA8 = 2x2,01	25	20

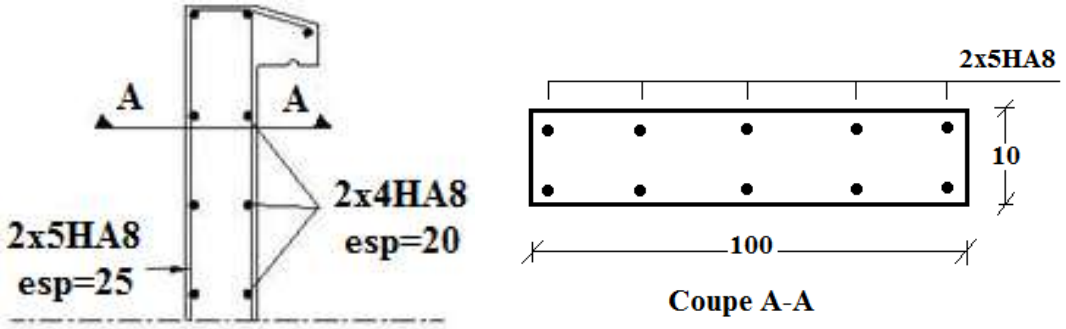


Figure III.2: Ferraillage de l'acrotère.

III.2. Plancher à corps creux

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

- ✓ Poutrelles préfabriquées en BA , déposées parallèlement de 60cm d'espacement ;
- ✓ Corps creux (Entrevous) en béton de forme adaptée aux poutrelles ;
- ✓ Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales (G et Q), en traitant les deux éléments suivants :

- ✓ Les poutrelles ;
- ✓ La dalle de compression.

III.2.1. Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, soumises aux charges G et Q. La surface revenant à chaque poutrelle est la moitié de la longueur des corps creux dans les deux côtés sur toute la longueur de la poutrelle, c.à.d. : (2 x (0,60/2) x L). Cependant, la disposition des poutrelles se fait dans le sens de la petite portée. En effet, le calcul se fait en deux étapes : avant coulage et après coulage, comme il sera montré par la suite.

III.2.1.1. Avant coulage

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

- ✓ Son poids propre et le poids du corps creux comme une charge permanente G ;
- ✓ Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0,5 x L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier comme une surcharge d'exploitation Q.

Pour avoir le nombre des étaiements nécessaires, on doit vérifier la flèche par la méthode exposée en (annexe A) méthode simplifiée, consiste à calculer la section en BA de 12x4 en flexion simple. Le fait que A'≠ 0, on rajoute des étaiements jusqu'on obtient $\mu \leq \mu_l$. Dans notre cas, on arrive à une distance égale à 0,87 m entre les étaiements.

III.2.1.2. Après coulage

Après le coulage du béton, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Pour les planchers étudiés, on aura deux types de poutrelles à traiter séparément sous les charges et les surcharges de l'étage courant et de la terrasse :

- ✓ Poutrelle à 6 travées ;
- ✓ Poutrelle à 2 travées.

Le calcul des sollicitations internes des poutrelles se fait à l'aide du logiciel de calcul des structures SAP 2000

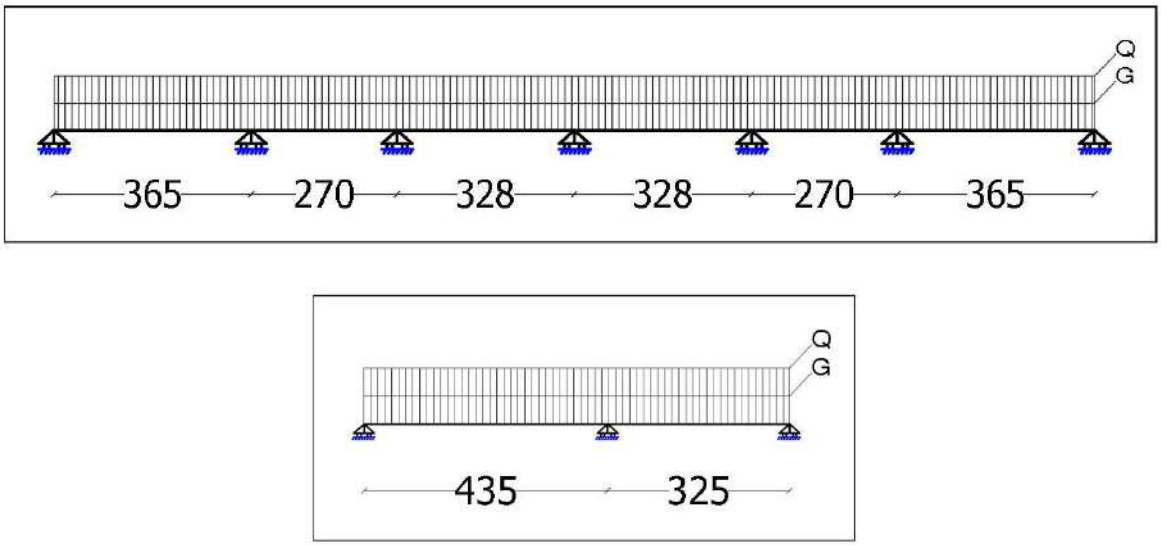


Figure III. 3 : Schéma statique équivalent des poutrelles avec les dimensions des travées

Le ferraillage est généralisé sur tous les poutrelles pour les étages courants et terrasse avec les moments maximaux (Moments terrasse).

- **Type 1 : poutrelle à 6 travées (plancher terrasse)**

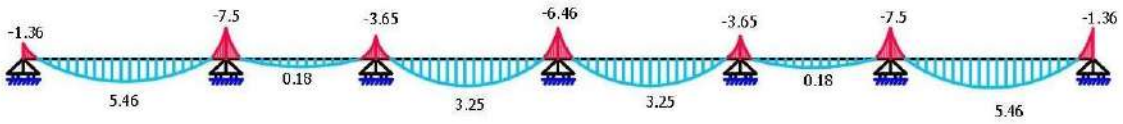


Figure III. 4 : Diagramme des moments à l'ELU .

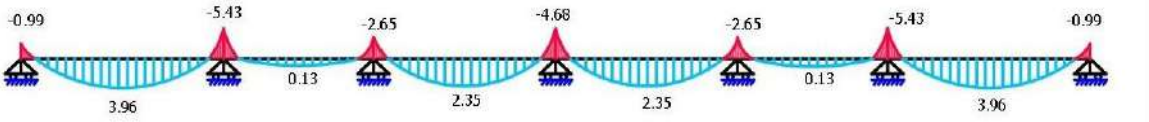


Figure III. 5 : Diagramme des moments à l'ELS .

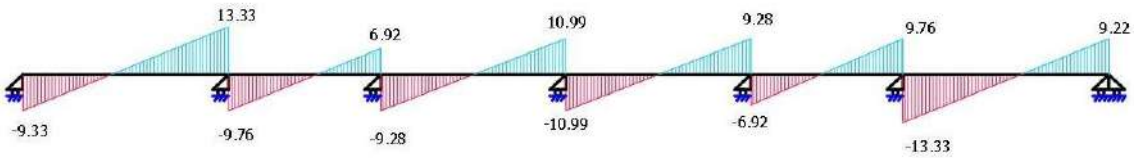


Figure III. 6 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU.

- **Type 2 : poutrelle à 2 travées (plancher terrasse)**

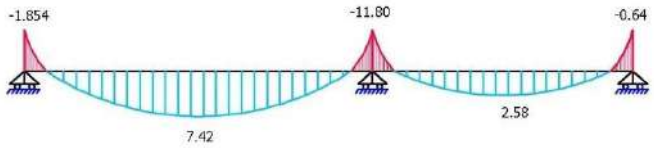


Figure III. 7 : Diagramme des moments à l'ELU

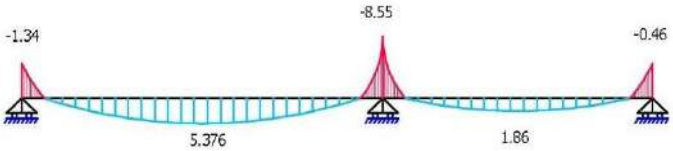


Figure III. 8 : Diagramme des moments à l'ELS.

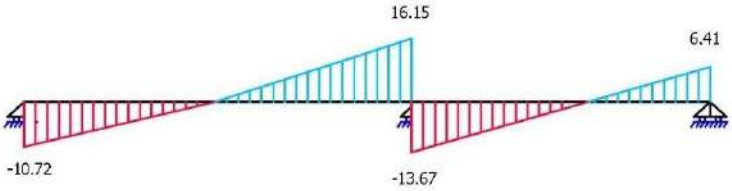


Figure III. 9 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU.

D'après ce qui précède, les sollicitations maximales aux appuis et en travées sont données par le tableau III.2:

Tableau III.2 : Les moments maximums aux appuis et en travées.

Etage	Moment Max aux appuis		Moment Max en travées	
	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)
Terrasse	11,80	8,55	9,42	6,72

III.2.1.2.1. Calcul du ferraillage

Le ferraillage est calculé en flexion simple avec une fissuration peu nuisible en utilisant le logiciel de calcul EXPERT2010 pour une section rectangulaire et section en T :

- Pour le moment négatif (aux appuis) la section de calcul sera la section rectangulaire.
- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T dont les dimensions sont mentionnées sur la figure III.10.

Pour le ferraillage, on va utiliser une poutrelle métallique standard (dont E500) dont les caractéristiques sont données en (annexe B) Par contre, on va utiliser un acier à haute adhérence (dont E400) pour les armatures de renforcement (voir Tableau I.1 du chapitre I).

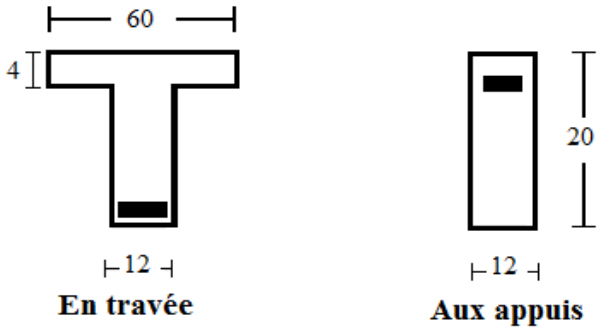


Figure III.10 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles.

- Le ferraillage est généralisé sur tous les poutrelles pour les étages courants et terrasse avec les moments maximales ($M_{terrasse}$)

Tableau III.3 : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée.

Position	**Etages**	$\mathbf{M_{max}}$ **(kN. m)**	$\mathbf{A_{calculée}}$ **(cm²)**	$\mathbf{A_{choisie}}$ **(cm²)**
Aux appuis	Terrasse	11,80	0,79 (E500) 1,20 (E400)	1HA14+1HA10 = 2,32
En travée	Terrasse	7,42	0,96 (E500)	2HA10= 1,57

III.2.1.2.2. Vérification à ELS

Il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Voir tableau III.4)

Tableau III.4 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS.

Etages	**Sollicitation à l'ELS(kN. m)**		**Contraintes (MPa)**		**Contraintes admissible (MPa)**	**Vérifiée**
	M_{tmax}	M_{amax}	$\sigma_{b\ travée}$	$\sigma_{b\ appui}$	$\overline{\sigma_b}$	
Terrasse	5,37	8,55	3,15	11,19	15	Oui

III.2.1.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement à ELU

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de poutrelle avec la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de fissuration peu nuisible, Voir (tableau III .5).

Tableau III.5 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU.

Etages	T_u (kN. m)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérifiée
Terrasse	16,15	1,15	3,33	Oui

III.2.1.2.4. Calcul de la flèche

on doit calculer alors la flèche à . Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel de calcul EXPERT2010 dont les résultats sont présentés dans le (tableau III.6).

Tableau III.6 : Calcul de la flèche.

Poutre			Sollicitations à L'ELS			Armatures choisies		Flèche		Vérification
L	b	h	M_{ag}	M_t	M_{ad}	As1	As2	$[f]_t$	$[f]_{adm}$	
[m]	[cm]	[cm]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[cm²]	[cm²]	[mm]	[mm]	Oui / Non
4,35	8	20	-1,34		-8,55	1,57	0,79	4,9	8 ,7	Oui
				5,37						

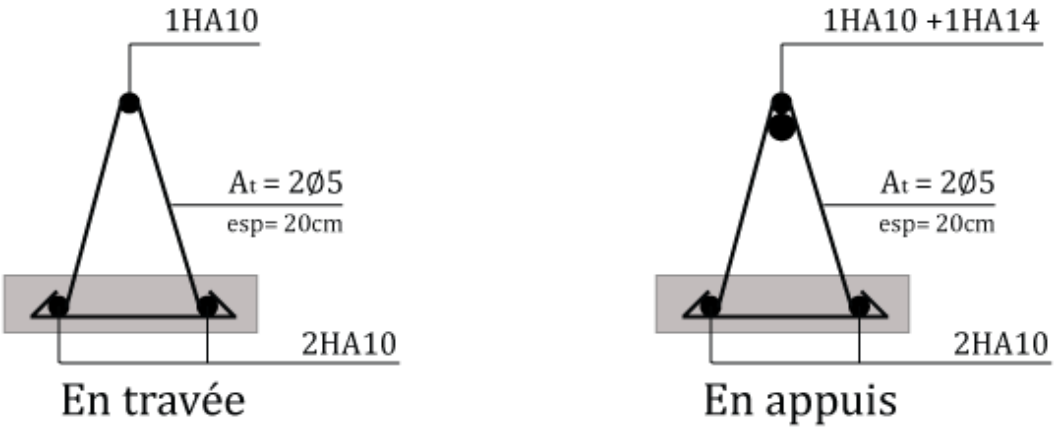


Figure III.11 : Ferraillage des poutrelles en travée (à gauche) et aux appuis (à droite).

III.2.2. Dalle de compression

Elle sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles ainsi que pour résister aux efforts appliqués à la dalle. Son ferraillage limite le risque de fissuration. La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

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

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

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

Avec : L : Espacements entre axes des poutrelles (60 cm dans notre ouvrage).

F_e : Nuance de l'acier FeE 500 ($F_e = 500$).

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

$$\text{On a : } L = 60\text{cm} \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0{,}02\, L\frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{500} = 0{,}48\text{cm}^2/\text{ml}$$

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

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

$$\text{On choisira : } A_{t1} = 5\,\emptyset\,4{,}5 = 0{,}98\text{cm}^2 \text{avec un éspacement de } 15\text{cm}.$$

$$A_{t2} = 4\,\emptyset\,4{,}5 = 0{,}78\text{cm}^2 \text{avec un éspacement de } 15\text{cm}.$$

Le treillis soudé utilisé sera à maillage carré de 15 x 15 cm² et diamètre de 4,5 cm (Voir la fiche technique du treillis soudé en (annexe D)

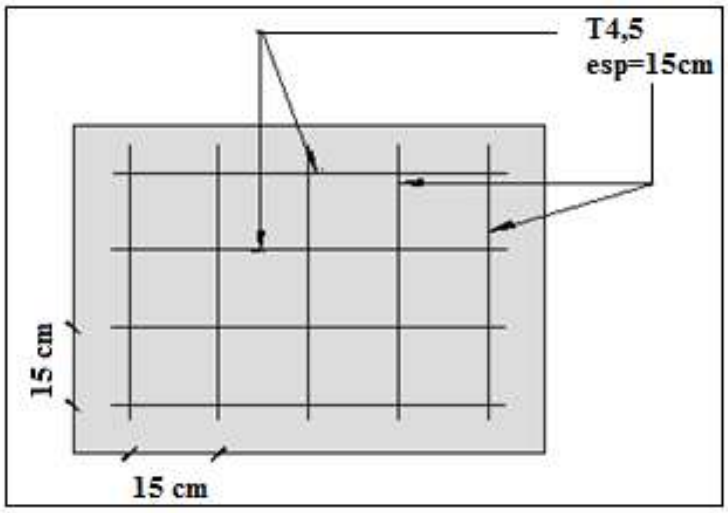


Figure III.12 : Disposition des armatures de la dalle de compression.

III.3. Dalle pleine

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Le calcul se fait en flexion simple. Ce type de plancher est très utilisé dans les structures, notamment pour les formes irrégulières.

On va utiliser la méthode des lignes de rupture (annexe E) pour la détermination des moments.

III.3.1. Pour une dalle encastrée à deux cotés (Figure III.11)

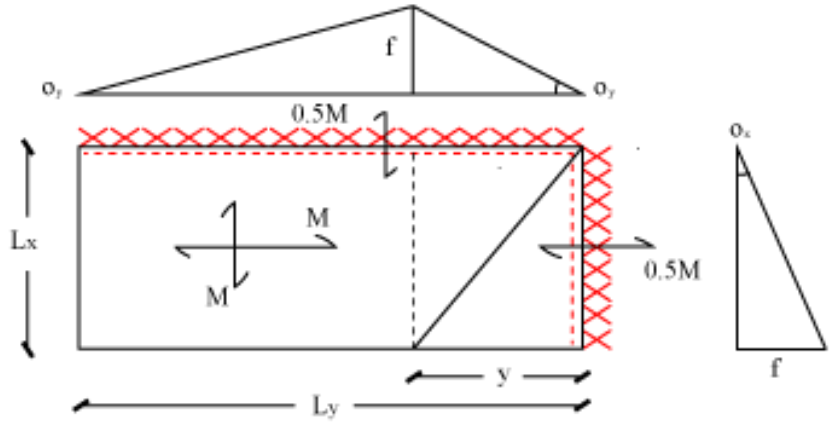


Figure III.13 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine.

Tableau III.7 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine.

Etage	G(kN/m²)	Q(kN/m²)	P_u(kN/m²)	P_s(kN/m²)
Terrasse	7,35	1	11,42	8,35
EC	6,91	1,5	11,57	8,41

On choisit la sollicitation la plus défavorable, celle étage Courant

- **Calcul de ferraillage ce représentée sur le (tableau III.8)**

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, et de 15 cm d'épaisseur, avec une fissuration préjudiciable**.**

Tableau III.8 : ferraillage à l'ELU.

	M_U (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{choix} (cm²)	Espacement (cm)
Travée	5,49	0,0247	0,988	1,54	1,5	4HA10	25
Appuis	2,74	0,0123	0,994	0,77	1,5	4HA10	25

- **Vérification des contraints à l'E.L.S ce représentée sur le (tableau III.9)**

Tableau III.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Contraint	A(cm²)	M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée
Travée	3,14	3,23	1,3	15	Oui
Appuis	3,14	1,90	0,60	15	Oui

- **Vérification d'effort tranchant à ELU ce représentée sur le (tableau III.10)**

La dalle travaille suivant une seule direction (car : (L_x/L_y) =0,39 < 0,4)

Tableau III.10 : Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

h(cm)	b(cm)	T_u(kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérifiée
15	100	7,63	0,035	1,16	Oui

- **Calcul de la flèche à l'ELS ce représentée sur le (tableau III.11)**

on doit calculer alors la flèche à l'aide du logiciel de calcul EXPERT2010 dont les résultats sont présentés dans le (tableau III.11)

Tableau III.11 : Calcul de la flèche.

Poutre			Sollicitations à L'ELS			Armatures choisies		Flèche		Vérification
L	b	h	M_{ag}	M_t	M_{ad}	As1	As2	$[f]_t$	$[f]_{adm}$	
[m]	[cm]	[cm]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[cm²]	[cm²]	[mm]	[mm]	Oui / Non
3	100	15	-1,90		-1,90	3,14	3,14	0,3	5.9	Oui
				3,23						

III.3.2. Pour une dalle encastrée sur ses quatre côtés

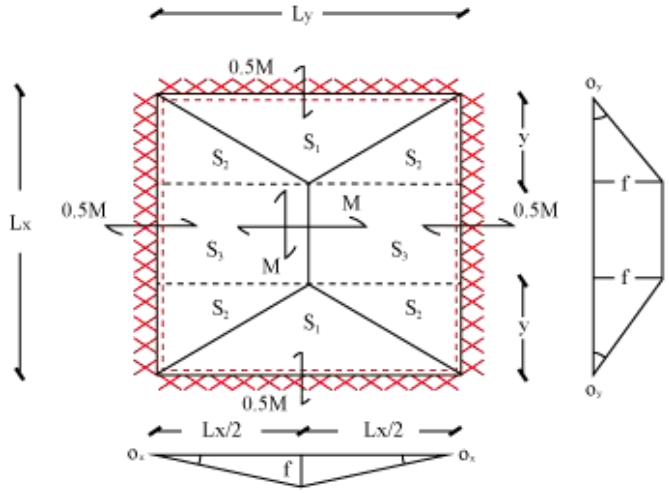


Figure III.14 : Les lignes de rupture.

Tableau III.12: Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine.

Etage	G(kN/m²)	Q(kN/m²)	P_u(kN/m²)	P_s(kN/m²)
EC	6,91	1,5	11,57	8,41

- **Calcul de ferraillage ce représentée sur le (tableau III.13)**

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, et de 15 cm d'épaisseur, avec une fissuration préjudiciable**.**

Tableau III.13 : Ferraillage à l'ELU.

	M_U(kN.m)	μ	β	A(cm^2)	A_{min} (cm2)	A_{choix} (cm2)	Espacement (cm)
travée	4,54	0,0210	0,989	1,06	1,5	4HA10	25
appuis	3,00	0,0130	0,994	0,69	1,5	4HA10	25

- **Vérification des contraints à l'E.L.S ce représentée sur le (tableau III.14)**

Tableau III.14 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Contraint	A(cm^2)	M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée
Travée	3,14	3,27	0,85	15	Oui
Appuis	3,14	2,18	0,55	15	Oui

- **Vérification d'effort tranchant à ELU ce représentée sur le (tableau III.15)**

La dalle travaille suivant une seule direction (car : $(L_x/L_y) = 0,19 < 0,4$

Tableau III.15 : Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

h(cm)	b(cm)	T_u(kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérifiée
25	100	11,58	0,093	1,16	Oui

- **Calcul de la flèche à l'ELS ce représentée sur le (tableau III.16)**

on doit vérifier alors la flèche à l'aide de logiciel EXPERT2010 dont les résultats sont présentés dans le (tableau III.16)

Tableau III.16: Calcul de la flèche.

Poutre			Sollicitations à L'ELS			Armatures choisies		Flèche		Vérification
L	b	h	M_{ag}	M_t	M_{ad}	As1	As2	$[f]_t$	$[f]_{adm}$	
[m]	[cm]	[cm]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[mm]	[mm]	Oui / Non
3	100	15	-2,18		-2,18	3,14	3,14	0,3	6	Oui
				3,27						

III.3.3. Pour une dalle encastrée sur ses Trois côtés

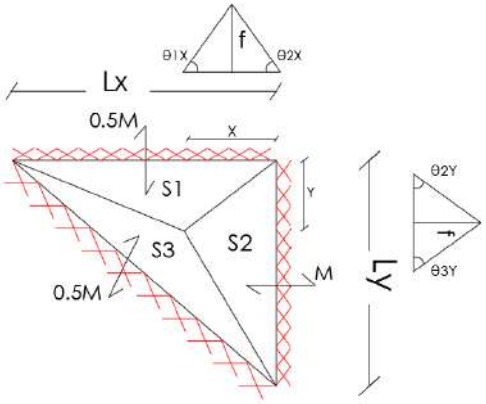


Figure III.15 : Les lignes de rupture.

Tableau III.17 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine.

Etage	G(kN/m²)	Q(kN/m²)	P_u(kN/m²)	P_s(kN/m²)
Terrasse	7,35	1	11,42	8,35

- **Calcul de ferraillage ce représentée sur le (tableau III.18)**

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, et de 15 cm d'épaisseur, avec une fissuration préjudiciable**.**

Tableau III.111 : ferraillage à l'ELU.

	M_U (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{choix} (cm²)	Espacement (cm)
Travée	4,21	0,016	0,992	0,90	1,5	4HA10	25
Appuis	3,37	0,013	0,993	0,72	1,5	4HA10	25

- **Vérification des contraints à l'E.L.S ce représentée sur le (tableau III.19)**

Tableau III.112 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Contraint	A(cm²)	M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée
Travée	3,14	3	0,78	15	Oui
Appuis	3,14	2,41	0,60	15	Oui

- **Vérification d'effort tranchant à ELU ce représentée sur le (tableau III.20)**

Tableau III.20 : Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

h(cm)	b(cm)	T_u(kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérifiée
15	100	20,62	0,16	1,16	Oui

➢ **Calcul de la flèche a ELS ce représentée sur le (tableau III.21)**

on doit calculer alors la flèche à l'aide de logiciel EXPERT2010 dont les résultats sont présentés dans le (tableau III.21)

Tableau III.21 : Calcul de la flèche.

Poutre			Sollicitations à L'ELS			Armatures choisies		Flèche		Vérification
L	b	h	M_{ag}	M_t	M_{ad}	As1	As2	$[f]_t$	$[f]_{adm}$	
[m]	[cm]	[cm]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[cm²]	[cm²]	[mm]	[mm]	Oui / Non
5	100	15	-2,41		-2,41	3,14	3,14	0,4	8	Oui
				3						

III.4. Escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre (Figure III.16).

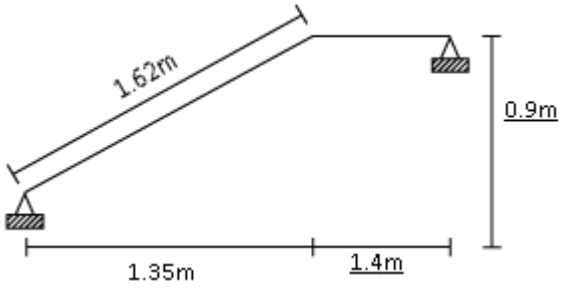
III.4.1. Prédimensionnement

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Le nombre de contre marche égale à 18.
- Hauteur du palier : H = 1,8 m

(on va traiter la partie qui contient 5contre marches)

- Hauteur de la contre marche :
- $h = \frac{3,24}{18} = 18cm$
- Largeur de la marche : g = 30cm



FigureIII.16:Dimensions de l'escalier.

❖ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier**

tg α = H / L = 0,9/1,5= 0,6 D'où alors : **α =30,96°**

$L=\sqrt{2.7^2 + 1.8^2}$ $\Rightarrow$ L_{tot} =L_1+L_2 =1,4+1,62 = 3,02 m

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

$\frac{L_{tot}}{35} \le e \le \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow 8,62 \le e \le 10,06$ $\Rightarrow$ **e=15cm**

III.4.2. Evaluation des charges et surcharge

L'évaluation des charges permanentes du palier de repos et de la paillasse de l'escalier est donnée respectivement par les tableaux III.22 et III.23.

Tableau III.22 : Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

N°	**Composants**	**Epaisseur (m)**	**Poids volumique (kN/m^3)**	**Poids surfacique (kN/m^2)**
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre du palier	0,15	25	3,75
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				**5,45**

Tableau III.23 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sabl	0,03	18	0,54
4	Poids propre de la paillasse	0,15/ cos α	25	4,30
5	Poids des marches	0,17/ 2	25	2,13
6	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				**8,13**

Selon le DTR charges et surcharge d'exploitation, pour un escalier dans un immeuble à usage d'habitation, on aura : Q = 2,5 kN/m² (pour le palier et la paillasse).

Le calcul de ce genre d'escalier s'effectue en flexion simple pour une bande de 1,0 m de largeur, simplement appuyée sur les poutres et soumise à deux types de charges G et Q, sous la combinaison à l'ELU et la vérification se fait sous la combinaison à l'ELS. A cet effet, on aura les sollicitations illustrées dans les tableaux III.24 et tableaux III.25 ainsi que les figures III.17.

Tableau III.13 : Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier.

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_u (kN/m^2)	Réactions (kN)	M_0 (kN.m)	Travée	Appuis
						$0,85.M_0$ (kN.m)	$0,50.M_0$ (kN.m)
Palier	5,45	2,5	11,10	R_A=32,19 R_B=27,57	14,93	12,69	7,46
Paillasse	8,13	2,5	14,72				

Tableau III.25 : Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier.

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_{ser} (kN/m^2)	Réactions (kN)	M_0 (kN.m)	Travée	Appuis
						$0,85.M_0$ (kN.m)	$0,50.M_0$ (kN.m)
Palier	5,45	2,50	7,95	R_A=23,15 R_B=19,77	9,12	7,75	4,56
Paillasse	8,13	2,50	10,63				

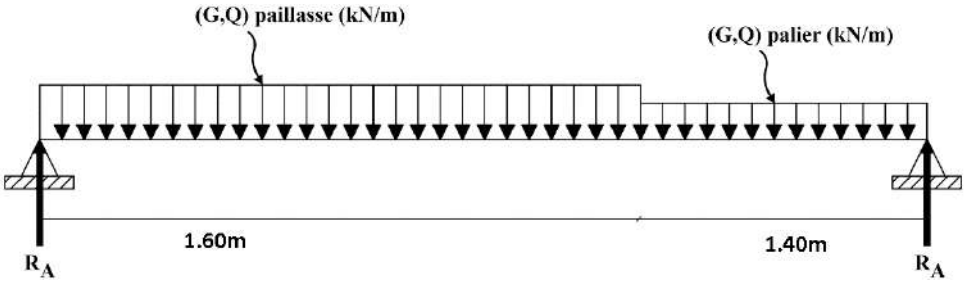


Figure III.17 : Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier.

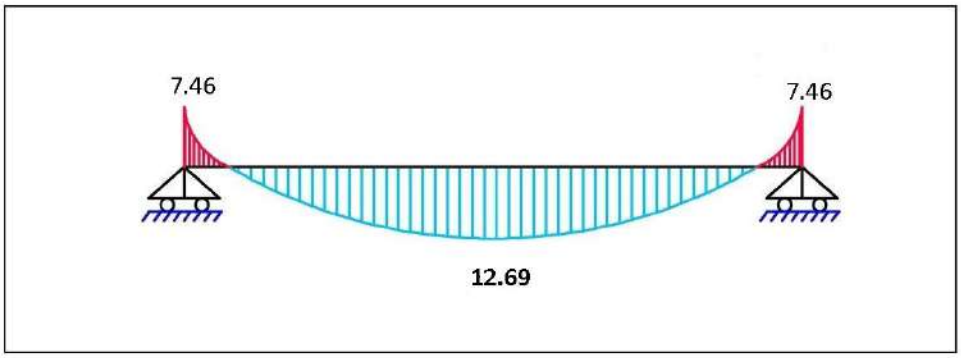


Figure III.18 : Diagrammes des efforts internes à l'E.L.U.

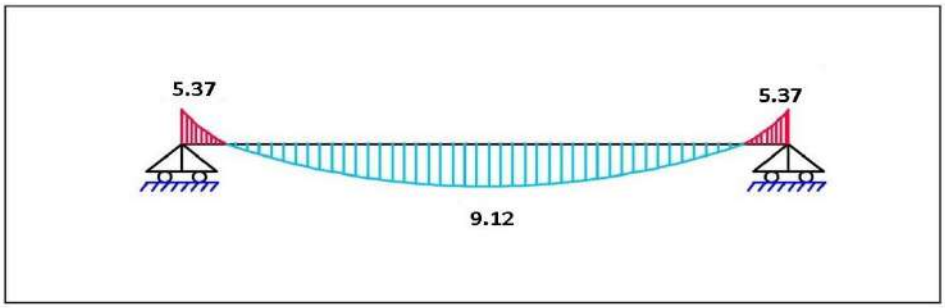


Figure III.19 : Diagrammes des efforts internes à l'E.L.S.

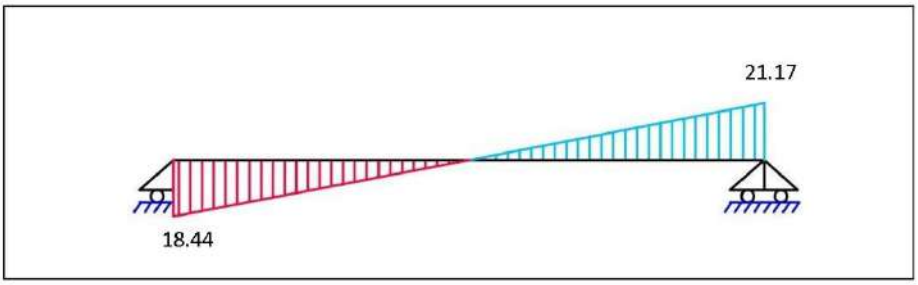


Figure III.20: Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU.

III.4.3. Ferraillage des escaliers à l'ELU

Les résultats du ferraillage en flexion simple d'une bande de 1,0 m sont résumés sur (le tableau III.26). Cependant, les vérifications nécessaires selon le CBA sont données par la suite.

Tableau III.26 : Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (kN.m)	$A_{calculée}$ (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)	$A_{rép=\frac{A}{4}}$ (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)
En travée	12,69	3,01	0,00	1,50	7HA10 = 5,50	1,37	4 HA08 = 2,01
En appuis	8,21	0,00	1,93		7HA10 = 5,50	1,37	4 HA08 = 2,01

Le tableau III.27 présente la vérification de la contrainte tangentielle selon les conditions du règlement CBA93 [2].

Tableau III.27 : Vérification de la contrainte tangentielle.

	St (cm) armatures longitudinales	**St (cm) armatures de répartitions**	$\overline{\tau}_u$ (MPa) = $\text{Min}\left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right]$	τ_u (MPa) $= \frac{V_u}{b_0.d}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Travée	15,00cm ≤ 33cm	25,00cm ≤ 45cm	3,33	0,16	CV
Appuis	15,00cm ≤ 33cm	25,00cm ≤ 45cm			

III.4.4. Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible : donc, on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$, voir (tableau III.28)

Tableau III.28: Vérification à l'E.L.S.

	A(cm²)	**M_{ser}(kN .m)**	**σ_b(MPa)**	**$\overline{\sigma_b}$(MPa)**	**$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$**
En travée	5,50	9,12	4,28	15	Oui
En appuis	5,50	5,37	1,29	15	Oui

III.4.5. Calcul de la flèche

le calcul de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par (le tableau III.29) a l'aide de logiciel EXPERT2010.

Tableau III.29 : Vérification de la flèche de l'escalier.

Poutre			**Sollicitations à L'ELS**			**Armatures choisies**		**Flèche**		**Vérification**
L	**b**	**e**	**M_{ag}**	**M_t**	**M_{ad}**	**As1**	**As2**	**$[f]_t$**	**$[f]_{adm}$**	
[m]	**[cm]**	**[cm]**	**[kN.m]**	**[kN.m]**	**[kN.m]**	**[cm²]**	**[cm²]**	**[mm]**	**[mm]**	**Oui / Non**
3,02	100	15	-5,37		-5,7	5,50	5,50	1,5	6	Oui
				9,12						

Donc, on garde l'épaisseur de l'escalier choisie en prédimensionnement : e = 15 cm.

III.4.6.Calcul de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

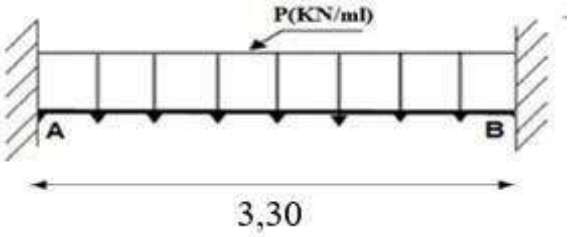


Figure III.21 : Schéma statique de la poutre palière.

III.4.6.1.Prédimensionnement

Elle est pré dimensionné selon les deux formules suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \qquad ,0{,}3\ h \leq b \leq 0{,}7$$

Tableau III.30 : Pré dimensionnement de la poutre palière.

Conditions de résistance	L_{max}= 3,3 m ⇒22 ≤ h≤33cm.On adopte : h = 35 cm ⇒ 10,5≤ b ≤25cm.On adopte : b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=35cm≥30cm ; b=25cm≥20cm ; h/b=1,2
Conclusion	h = 35cm ; b = 30 cm

III.4.6.2. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre: G_{poutre}=0,35 ×0,30×25=2,62 kN/ml

Charge due aux réactions : R_u=32,19kN,R_{ser}=23,15kN

$F_{u=}$ 1,35x2,62+32,19/3,3=13,29 kn/m

$F_{ser=}$ 2,62+23,15/3,3=9,27 kn/m

III.4.6.3. Calcul des efforts internes

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux côtés, la méthode R.D.M. donne les efforts internes illustrés dans le tableau III.31 :

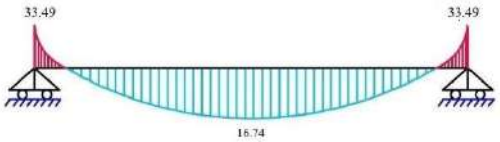


Figure III.22:Efforts internes dans la poutre palière à l'ELU.

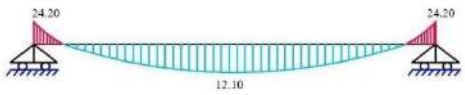


Figure III.23:Efforts internes dans la poutre palière à l'ELS.

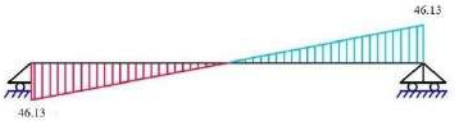


Figure III.24: Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU.

III.4.6.4. Ferraillage de la poutre palière

Tableau III.31 : Calcul de ferraillage de la poutre palière.

$M_{max}(kN.m)$		$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$	
Travée	**Appui**	**Travée**	**Appui**	**Travée**	**Appui**
16,74	-33,49	1,51	3,08	3HA12 = 3,39cm²	4HA12 = 4,52cm²

III.4.6.5. Vérification des contraintes normales à l'ELS

Tableau III.32 : Vérification des contraintes normales.

	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérifiée	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérifiée
Travée	12,10	1,54	15	Oui	19,77	19,77	201,63	Oui
Appui	-24,20	4,50	15	Oui	180,44	48,40	201,63	Oui

III.4.6.6. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU

Tableau III.33 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Section	T(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$	ZN	ZC	∅	A_t
30x35	46,13	0,49	2,50	Vérifiée	10	15	8	4HA8 = 2,01cm²

III.4.6.7. Calcul de la flèche

Tableau III.34 : Calcul de la flèche.

Poutre			Sollicitations à L'ELS			Armatures choisies		Flèche		Vérification
L	b	h	M_{ag}	M_t	M_{ad}	As1	As2	$[f]_t$	$[f]_{adm}$	
[m]	[cm]	[cm]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[cm²]	[cm²]	[mm]	[mm]	Oui / Non
3,3	30	35	-7,42		-7,42	3,39	4,52	0,3	6,6	Oui
				12,10						

Donc, la vérification de la flèche est satisfaite. On garde alors les dimensions choisies initialement en pré dimensionnement : bxh=30x35cm².

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction

Un phénomène d'origine dynamique se caractérise par une sollicitation variant à la fois dans le temps et dans l'espace, dans lequel les forces d'inertie, produit de la masse par l'accélération, jouent un rôle significatif dans la réponse.

On rappelle brièvement qu'une sollicitation sismique provient d'une rupture s'initiant dans le manteau terrestre ; cette rupture donne naissance à des ondes qui se propagent dans le milieu et atteignent éventuellement la surface du sol où elles se manifestent par une vibration ressentie dans les trois directions de l'espace. Les appareils enregistreurs, les sismographes, recueillent ces vibrations sous la forme d'accélérations du sol en fonction du temps.

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure

IV.2.1. Centre de masse : (ou de gravité) c'est le point d'application de la résultante des forces horizontales d'un niveau donné.

On détermine pour chaque niveau le centre de masse, de ses éléments constitutifs, qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…), par la formule suivante :

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

W_i: poids propre de l'élément " i " du niveau considéré.

X_i, Y_i: coordonnées du centre de gravité de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

X_G, Y_G: coordonnées du centre de masse du niveau considéré.

IV.2.2. Centre de rigidité : c'est le centre de torsion de la structure. Pour ce dernier, on aura visé la position la plus proche de celle de centre de masse.

NB : Notre bâtiment comporte une 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 des portiques contreventés par des voiles.

Le calcul du centre de torsion se fait à l'aide des formules suivantes :

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

X_R, Y_R: coordonnées du centre de torsion du niveau " j ".

X_i, Y_i: coordonnées de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

R(y) , R(x) : la rigidité de la section transversale par rapport à "ox , oy" respectivement.

IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants

IV.2.3.1. Les poteaux

Un poteau est un élément résistant dans la structure, il est considéré comme un élément élancé, Donc, la rigidité du poteau sera calculée à l'aide de la formule suivante :

$$K = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " et / ou " oy ".

E : module de YOUNG.

L : longueur du poteau.

$$\text{Poteau carré:} \qquad I_x = I_y = \frac{a^4}{12}$$

IV.2.3.2. Les refends pleins (voiles plaines)

Un refend est un élément structural résistant, il reprend les efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que l'on peut déterminer en (%), il a un grand rôle d'augmenté la rigidité de la structure, donc une grande marge de stabilité de la structure.

Le refend est un poteau de grande inertie transversale, et d'épaisseur moins faible que le poteau, comme le refend est supposé encastré à sa base, sa rigidité est égale à :

$$K_{x,y} = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$K_{x,y}$:la rigidité du refend suivant la direction " ox " et / ou" oy ".

E : module de YOUNG.

H : hauteur de refend.

$I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale du refend / à "ox " ou / "oy".

- **Moment d'inertie :**

$$I_x = \frac{L.e^3}{12} \quad \text{par rapport à " XG ".}$$

$$I_Y = \frac{L.e^3}{12} \quad \text{par rapport à " YG ".}$$

IV.2.4. Excentricité statique (théorique)

C'est l'excentricité entre le centre de torsion et le centre de gravité.

L'excentricité statique est donnée par: $\begin{cases} e_x = | x_m - x_t | \\ e_y = | y_m - y_t | \end{cases}$

IV.2.5. Excentricité accidentelle

Elle est due à une incertitude dans l'estimation de la masse et de la rigidité, elle est généralement prise égale à 5% de la dimension perpendiculaire à l'action sismique.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou des diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs précédentes de l'excentricité.

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe verticale due à cette excentricité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devras être négligés.

IV.3. Modélisation de la structure

IV.3.1. Introduction

L'ouvrage en question sera implanté à Alger, zone III (sismicité élevée) selon la règles parasismiques algériennes (RPA 99 VERSION 2003) qui limite l'utilisation des portiques auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide à 02 niveaux ou 08 m pour cette zone.

Donc, on doit disposer des voiles pour que notre structure dont la hauteur est de 29.16m soit satisfaite aux exigences du RPA 99 version 2003.

IV.3.2. Modélisation

L'analyse dynamique nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui reflète au maximum le comportement de la structure réelle, à cet effet et pour les raisons citées dans le paragraphe (IV.3.1), nous avons modélisé notre ouvrage par un modèle à ossature mixte où le contreventement est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les endroits adéquats de telle sorte qu'ils n'affectent pas l'aspect architectural de l'ouvrage.

- **Les hypothèses de conception des voiles**

✓ La stabilité de la structure doit être assurée, au minimum, par deux refends non coplanaires par direction.

✓ La symétrie par rapport à un axe passe par le centre de gravité d'un niveau donné.

✓ Limitation de l'excentricité (ou limitation de l'effet de torsion d'axe vertical).

IV.3.3. Analyse de notre structure

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcule (sap 2000) on a choisi une variante (Figure IV 1) pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

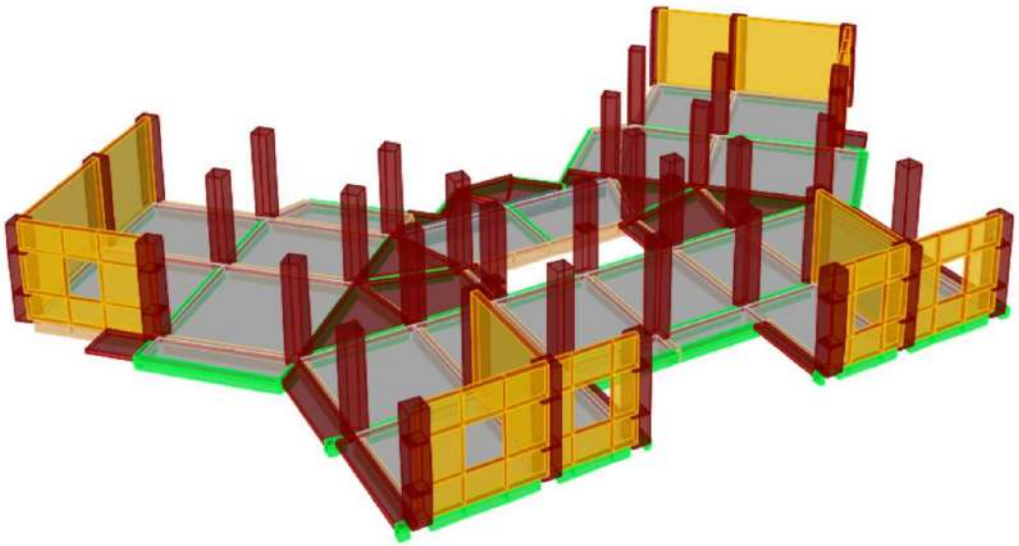


Figure IV.1: disposition des voiles (vue en 3D).

IV.3.3.1. Détermination centre de masse et centre de gravité (Tableau VI.1)

Tableau IV.1 : Centre de masse et centre de torsion.

Diaphragme N°	Niveau(m)	W_i (kN)	X_G (m)	Y_G (m)	$\sum K_x$ (m^4)	$\sum Ky$(m^4)	XR (m)	YR (m)
I_ DIAPH_ 3,24	3,24	5104,74	9,585	9,676	6,30E+004	8,52E+004	9,613	8,306
H_ DIAPH_ 6,48	6,48	5044,69	9,584	9,621	6,30E+004	8,52E+004	9,609	8,153
G_DIAPH_9,72	9,72	4983,63	9,583	9,617	6,30E+004	8,52E+004	9,607	8,075
F_DIAPH_12,96	12,96	4922,34	9,583	9,613	6,30E+004	8,52E+004	9,604	8,030
E_DIAPH_16,20	16,20	4867,09	9,582	9,608	6,30E+004	8,52E+004	9,602	8,000
7,978D_DIAPH_19,44	19,44	4811,64	9,582	9,604	6,30E+004	8,52E+004	9,599	7,978
C_DI7,959APH_22,68	22,68	4762,21	9,581	9,601	6,30E+004	8,52E+004	9,597	7,959
B_DIAPH7,_25,92	25,92	4653,80	9,631	9,686	6,30E+004	8,52E+004	9,594	7,939
A_DIAPH_29,16	29,16	3989,33	9,630	9,539	6,30E+004	8,52E+004	9,593	7,918

IV.3.3.2. Excentricité

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

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

Selon l'article 4.3.7 de l'RPA 2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité théorique dans les deux direction une excentricité additionnelle qui est égale à :

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

Avec :

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

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

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

- **Dimensions du bâtiment** :

Longueur du bâtiment = 30.00m

Largeur du bâtiment = 19.70m

- **Excentricité admissible** :

Excentricité suivant Lx = 15 %.L_X = 4.76 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.L_Y = 2.96m

Tableau IV.2 : Excentricité suivant les deux directions.

Niveau(m)	Excentricité suivant X			Excentricité suivant Y		
	$E_X(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$	$E_Y(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$
3,24	0,028	4,50	Oui	1,370	2,96	Oui
6,48	0,025	4,50	Oui	1,468	2,96	Oui
9,72	0,024	4,50	Oui	1,542	2,96	Oui
12,96	0,021	4,50	Oui	1,583	2,96	Oui
16,20	0,020	4,50	Oui	1,608	2,96	Oui
19,44	0,017	4,50	Oui	1 ,626	2,96	Oui
22,68	0,016	4,50	Oui	1,642	2,96	Oui
25,92	0,037	4,50	Oui	1,747	2,96	Oui
29,16	0,037	4,50	Oui	1,621	2,96	Oui

IV.4. Choix de la méthode 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 d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

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

- Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v20.2.0 ».

IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

IV.4.2.1. Principe de la méthode

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

IV.4.2.2. Modélisation

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

IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & \text{pour: } 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & \text{pour: } T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T_2 \le T \le 3\,\text{sec} \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T > 3\,\text{sec} \end{cases}$$

IV.4.2.3.1. Coefficient d'accélération A (RPA2003 « Tab 4.1 »)

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

(Zone III, groupe d'usage 2) ⇒ A=0,25

IV.4.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement η

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0{,}882$$

IV.4.2.3.3. Coefficient de comportement R

Les voiles de notre bâtiment reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous oblige de considérer que les sollicitations horizontales est reprisent uniquement par les voiles. (Tableau IV.3)

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique II b et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum ; Donc : R=4

Tableau IV.3 : Surface revenant aux voiles.

Niveau	RDC	1er	2eme	3eme	4eme	5eme	6eme	7eme	8eme(terrase)
S_{etage}(m2)	386,2	386,2	386,2	386,2	386,2	386,2	386,2	386,2	386,2
S_{voile} (m2)	54,07	54,07	54,07	54,07	54,07	54,07	54,07	54,07	54,07
$S_{voiles}/ S_{étage}<20\%$	14%	14 %	14%	14%	14%	14%	14%	14%	14%

IV.4.2.3.4. Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

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

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

Tableau IV.4 : détermination du facteur de qualité Q de la structure.

Critère (q)	Suivant X		Suivant Y	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0 ,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0,1		0,1	
Q	1,1		1,1	

IV.4.3. Résultats de l'analyse dynamique

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

- **Stabilité de la structure**

1.Vérification du comportement modale de la structure.

2.Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).

3.Vérification de la force sismique V à la base.

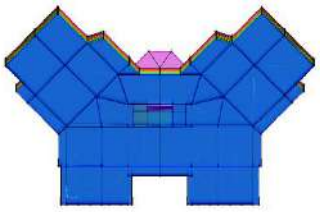
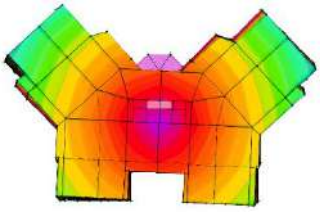
4.Vérification de la stabilité au renversement.

5. Vérification de l'effet P-Δ

IV.4.3.1. Analyse modale

IV.4.3.1.1. Comportement modal

Tableau IV.5 : Le comportement des trois premiers modes.

Modes	Mode 1 / T1 = 0.538 s	Mode 2 / T2 = 0.459 s	Mode 3 / T3 = 0.295 s
Sens	Participation massique	Participation massique	Participation massique
Suivant X	65,60	0.00	0.23
Suivant Y	0.00	67,67	0.00
Autour de Z	0,26	0.00	65,12
Graphique			
Comportement	**Translation suivant l'axe X**	**Translation suivant l'axe Y**	**Rotation autour de l'axe Z**

IV.4.3.1.1. Participation massique (dissipation d'énergie)

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

Tableau IV.6 : Comportement des modes retenus.

Mode N°	Période (s)	Cumule des périodes (s)	Cumules des masses modales effectives (%)		
			U_X	U_Y	R_Z
1	0,538	0,538	65,60	0,002	1,258
2	0,459	0,997	65,61	67,673	1,258
3	0,295	1,292	66,827	67,673	66,381
4	0,134	1,426	86,96	67,673	66,868
5	0,119	1,545	86,96	88,149	66,868
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
90	0,037	6,320	96,739	96,572	90,466

- La structure a été dissipé de 90 % de l'énergie stockée au 90 mode avec un temps égale à « T=6,32 sec ».

IV.4.3.2. Analyse statique et dynamique

IV.4.3.2.1. Stabilité de la structure

a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (RPA2003 « Art4.3.6 »)

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

Donc, il faut vérifier que :

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

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

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} W \quad , \quad V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone III, Groupe 2) ⇒ A=0,25

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

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

T_2: Période caractéristique. (Site 2) ⇒ $T_2 = 0{,}40\text{sec}$

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.

$$T = \frac{0{,}09 h_n}{\sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0{,}09 \times 29{,}16}{\sqrt{30}} = 0{,}466 \quad , \quad T_y = \frac{0{,}09 \times 23{,}46}{\sqrt{19{,}75}} = 0{,}591$$

$$\Rightarrow D_x = 1{,}992 \quad , \quad D_y = 1{,}700$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 4

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1{,}1$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \ , \qquad W_i = G_i + \beta_1 Q + \beta_2 Q \, , \qquad \beta_1 = 0{,}2 \ , \ \beta_2 = 0{,}6$$

$$\Rightarrow W = \ 43139{,}526 \text{ kN}$$

✓ On représente les résultats dans le tableau VI.7

Tableau IV.7 : Les valeurs de la force sismique.

A	$\mathbf{D_x}$	$\mathbf{D_y}$	$\mathbf{Q_x}$	$\mathbf{Q_y}$	**R**	**W(kN)**	$\mathbf{V_x}$**(kN)**	$\mathbf{V_y}$**(kN)**
0 ,25	1,992	1,700	1,1	1,1	4	43139.526	6729,766	5780,696

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

$$V_{tx} = 6216{,}078\text{kN} \quad , \quad V_{ty} = 6243{,}552\text{kN}$$

Tableau IV.8 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V(kN)	$\mathbf{V_t}$**(kN)**	$\frac{\mathbf{V_t}}{\mathbf{V}}$	$\frac{\mathbf{V_t}}{\mathbf{V}} \geq \mathbf{0,8}$
Sens X	6729,766	6216,078	0,924	CV
Sens Y	5780,696	6243,552	1,080	CV

b) Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement égale à :

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

Avec :

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

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

Le moment de stabilité égale à :

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

Avec :

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

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

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

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07\ T\ V_t \leq 0{,}25 V_t & \text{Si: } T \geq 0{,}7 \text{ sec} \\ 0 & \text{Si: } T < 0{,}7 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

$$T_x = 0{,}466 \text{ sec} \quad , \quad T_y = 0{,}591 \text{ sec} \quad \Rightarrow \quad F_t = 0$$

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

Tableau IV.9 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

h_i (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)	M_{Rxi} (kN.m)	M_{Ryi} (kN.m)	M_{Sxi} (kN.m)	M_{Syi} (kN.m)
29.16	3989,33	116329,12	1153,29	990,64	33629,98	28887,28	38417,33	38054,30
25.92	4653,80	120626,67	1095,89	927,24	30997,66	26626,19	44820,81	45076,77
22.68	4762,21	108007,03	1070,78	919,77	24285,42	20860,55	45626,78	45722,02
19.44	481164	93538,35	927,34	796,56	18027,54	15485,19	46105,17	46211,02
16.20	4867,09	78847,00	781,69	671,45	12663,41	10877,54	46636,54	46763,08
12.96	4922,34	63793,56	632,45	543,25	8196,57	7040,64	47170,81	47318,48
9.72	4983,63	48440,94	480,24	412,51	4667,98	4009,67	47758,18	47927,62
6.48	5044,70	32689,62	324,08	278,38	2100,07	1803,91	48348,35	48535,01
3.24	5104,74	16539,37	163,97	140,84	531,26	456,34	4892899	49393,52
Somme		678811,70	/	/	135099,94	116047,38	413812,99	415001,86

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

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$$

$$\frac{M_{Sx}}{M_{Rx}} = \frac{413812{,}99}{135099{,}94} = 3{,}06 \geq 1{,}5 \quad \text{CV}$$

$$\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{415001,86}{116047,38} = 3,57 \geq 1,5 \quad CV$$

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

c) Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 »)

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

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

Avec :

δ_k: Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

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

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

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

$$\Rightarrow \Delta_{adm} = 0,01h_e$$

h_e : La hauteur d'étage

Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Niveau	h_e**(m)**	δ_{ek}**(cm)**	δ_k**(cm)**	Δ_k**(cm)**	Δ_{adm}**(cm)**	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
29,16	3,24	2,25	9,01	1,23	3,24	Oui
25,92	3,24	1,94	7,78	1,25	3,24	Oui
22,68	3,24	1,63	6,53	1,25	3,24	Oui
19,44	3,24	1,31	5,27	1,22	3,24	Oui
16,20	3,24	1,01	4,04	1,15	3,24	Oui
12,96	3,24	0,72	2,89	1,03	3,24	Oui
9,72	3,24	0,46	1,86	0,86	3,24	Oui
6,48	3,24	0,24	0,99	0,64	3,24	Oui
3,24	3,24	0,08	0,34	0,34	3,24	Oui

Tableau IV.11 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Niveau	$h_e(m)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\Delta_{adm}(cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
29,16	3,24	1,56	6,26	0,81	3,24	Oui
25,92	3,24	1,36	5,44	0,84	3,24	Oui
22,68	3,24	1,15	4,60	0,85	3,24	Oui
19,44	3,24	0,93	3,74	0,84	3,24	Oui
16,20	3,24	0,72	2,90	0,80	3,24	Oui
12,96	3,24	0,52	2,10	0,72	3,24	Oui
9,72	3,24	0,34	1,37	0,62	3,24	Oui
6,48	3,24	0,18	0,75	0,48	3,24	Oui
3,24	3,24	0,06	0,26	0,26	3,24	Oui

- **Commentaire**

Les déplacements inter-étage sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux directions.

d) Vérification de l'effet P-Δ. RPA2003 « 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 ".

Si $0.10 < \theta_k \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si θ_k >0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.12 : Vérification de l'effet P-Δ.

Niveu (m)	P_k (kN)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	V_{kx} (kN)	V_{ky} (kN)	h_k (cm)	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
29,16	3989,34	1,22	0,81	1065,26	1069,97	324	0,014	0,009	Oui
25,92	4653,81	1,26	0,85	1104,61	1109,50	324	0,016	0,011	Oui
22,68	4762,22	1,25	0,85	989,05	993,42	324	0,019	0,014	Oui
19,44	4811,64	1,23	0,85	856,56	860,34	324	0,021	0,013	Oui
16,20	4867,10	1,15	0,80	722,03	725,22	324	0,024	0,015	Oui
12,96	4922,34	1,04	0,73	584,18	586,76	324	0,027	0,017	Oui
9,72	4983,64	0,87	0,62	443,59	445,55	324	0,030	0,019	Oui
6,48	5044,70	0,65	0,48	299,35	300,67	324	0,034	0,025	Oui
3,24	5104,75	0,34	0,27	151,46	152,13	324	0,035	0,028	Oui

IV.4.3.2.2. Résistance des éléments

a) Vérification de cisaillement des éléments

- **Les poutres :**

Selon CBA93 [Art A.5.1]. On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$

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

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{Mpa}\right] \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{Mpa}\right] \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau IV.13 : Vérification de cisaillement des poutres.

Eléments	Section (cm^2)	V_u (kN)	Combinaison	Type de fissuration	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales 1	30×40	193,15	G+Q-V_{tx}	Fissuration préjudiciable	1,72	3,26	Oui
Poutres principales 2	30×60	88,85	1.35G+1,5Q	Fissuration préjudiciable	0,52	2,50	Oui
Poutres secondaires	30×30	68,36	1.35G+1,5Q	Fissuration préjudiciable	0,83	2,50	Oui

➢ **Commentaire**

Toutes les poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement**.**

- **Les poteaux**

D'appris (RPA2003 « Art 4.4.3 »). On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

$$\bar{\tau} = \rho \times F_{c28} \qquad ro = \begin{cases} 0{,}075 & si\ \ \lambda \geq 5 \\ 0{,}040 & si\ \ \lambda < 5 \end{cases} \qquad \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0{,}7 \times H}{(b/\sqrt{12})}$$

Tableau IV.14 : Vérification de cisaillement des Poteau.

Section(cm²)	H(m)	Combinaisn	V_u(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 30×30	3,24	G+Q+V_{ty}	46,84	0,312	1	Oui
Poteau 30×30	3,24	G+Q+V_{ty}	49,75	0,332	1	Oui
Poteau 35×35	3,24	G+Q+V_{ty}	60,42	0,316	1	Oui
Poteau 35×35	3,24	G+Q+V_{ty}	60,86	0,318	1	Oui
Poteau 40×40	3,24	G+Q+V_{ty}	70,01	0,295	1	Oui
Poteau 40×40	3,24	G+Q+V_{ty}	194,45	0,819	1	Oui
Poteau 45×45	3,24	G+Q+V_{tx}	177,09	0,616	1	Oui
Poteau 45×45	3,24	G+Q+V_{tx}	177,85	0,613	1	Oui
Poteau 45×45	3,24	G+Q+V_{tx}	219,21	0,759	1	Oui

➢ **Commentaire**

Tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement**.**

- **Les voiles :**

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% ; La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau = \frac{1{,}4|V_u|}{b.d}$$

Avec : V_u: L'effort tranchant ;b : l'épaisseur de voile ;d = 0,9×L.

La contrainte limite de cisaillement est égale: $\bar{\tau} = 0{,}2 \,.\, f_{c28}$

Tableau IV.15 : Vérification de cisaillement des voiles

Direction	Voile	α	B (cm)	L (m)	$\|V_u\|$ (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
SuivantX	1	0	20	2.70	594,15	$G + Q - V_{tx}$	1,712	5	Oui
	2	0	20	3.65	795,99	$G + Q - V_{tx}$	1,696	5	Oui
SuivantY	1	0	20	3.95	905,64	$G + Q + V_{ty}$	1,783	5	Oui
Diagonal	1	-45	20	4.35	1133,02	$G + Q - V_{ty}$	2,026	5	Oui
	2	45	20	3.25	756,26	$G + Q - V_{ty}$	1,830	5	Oui

- **Commentaire**

Tous les voiles sont justifiés suffisants pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

b) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

D'après (RPA2003 « Art 7.4.3.1 »).

On doit vérifier que :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0{,}3$$

N_d: Effort normal réduit

B_c: Section brute du béton

Tableau IV.16 : Vérification de l'effort normal réduit.

Direction	Section(b*h)	N_d(kN)	$B_c(mm^2)$	Combinaison	ν	$\nu \leq 0.3$
X	POT(45×45)	1508	184900	$G + Q + V_{tx}$	0,326	Non
Y	POT(45×45)	1425	184900	$G + Q + V_{ty}$	0,308	Non

- **Commentaire**

Les poteaux a la base sont justifiées insuffisantes pour équilibres les contraint normale de compression (l'effort normal réduit), donc on doit augmenter la section des poteaux

Tableau IV.17 : Vérification de l'effort normal réduit.

Direction	Section (b*h)	N_d(kN)	$B_c(mm^2)$	Combinaison	ν	$\nu \leq 0.3$
X	POT (50×50)	1691	230400	$G + Q + V_{tx}$	0,294	Oui
Y	POT (50×50)	1504	230400	$G + Q + V_{ty}$	0,261	Oui

- **Conclusion**

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV.18 : Dimensions finales des éléments.

Eléments	Section	Eléments		Section
Poutres principales 1	30x40	**Voile de contreventement**		20xL
Poutres principales 2	30x60	**Poteau**	6émé,7émé,8éme étage	35x35
Poutres secondaires	30x30		3émé, 4éme 5mé étage	40x40
Poutre Chainage	30x30		1er, 2éme étage	45x45
Longrines	30x30		RDC	50x50

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DE ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction

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

- **Combinaisons données par le CBA93**

✓ ELS (situation durable) : G + Q

✓ ELU : 1.35G + 1.5Q

✓ ELU (situation accidentelle) : G + Q ± E

- **Combinaisons données par le RPA99 version2003**

✓ G + Q ± E ; 0.8G ± E

V.2. Ferraillage des poutres

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

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres

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

V.2.1.1. Poutre porteuse

On 2 cas des poutres porteuse (poutres principales 1 et 2)

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

Elément	(bxh)	M_t (kN. m)	Combinaison	A_{S1} (cm^2)	M_a (kN. m)	Combinaison	A_{S2} (cm^2)
P.P1	30x40	59,02	$G + Q + E_x$	4 ,10	125,09	$G + Q + E_x$	9,14
P.P2	30x60	125,21	ELU	6,57	127,94	ELU	6,72

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

Elément	Section calculée		Section choisie	
P.P1	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	4,10	9,14	3HA14	3HA14+3HA14
P.P2	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	6,57	6,72	3HA14+2HA12	3HA14+2HA12

V.2.1.2. Poutre non porteuse

Tableau V.3 : La section calculée d'armatures des poutres non porteuse.

Elément	(bxh)	M_t (kN.m)	Combinaison	A_{s1} (cm^2)	M_a(kN.m)	Combinaison	A_{S2}(cm^2)
P.S	30x30	/	/	/	50,52	$G + Q + E_x$	4,91

Tableau V.4 : La section choisie d'armatures des poutres.

Elément	Section calculée		Section choisie	
P.S	A_{S1}(cm^2)	A_{S2}(cm^2)	A_{S1}(cm^2)	A_{S2}, A_{S1}'(cm^2)
	/	4,91	3HA12	5HA12

V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS

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

V.2.2.1. Poutres porteuses

Tableau V.5 : Vérification des contraintes des poutres porteuses à l'ELS.

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes En travées			Contraintes En appuis			Contraintes admissibles		Vérifiées
	$M_{t\,ser}$ (kN.m)	$M_{a\,ser}$ (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
P.P1	67,51	38,56	7,91	/	/	4,84	/	/	15	201,63	Oui
P.P2	91,29	93,47	5,63	/	/	5,77	/	/	15	201,63	Oui

V.2.2.2. Poutres non porteuse

Tableau V.6 : Vérification des contraintes des non poutres porteuses à l'ELS.

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes En travées			Contraintes En appuis			Contraintes admissibles		Vérifiées
	$M_{t\,ser}$ (kN.m)	$M_{a\,ser}$ (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
P.S	26,64	30,46	6,82	/	/	7,80	/	/	15	201,63	Oui

Section minimale : $\begin{cases} A_{min} = 0{,}5\%\ b.h\ (cm^2) \quad \text{RPA2003 (Art. 7.5.2.1).} \\ \text{Section tendue: } A_{tmin} = 0{,}1\%\ b.h\ (cm^2) \quad \text{CBA93 (Art. B. 6.4).} \end{cases}$

Section maximale : $\begin{cases} A_{max} = 4\%\ b.h\ (cm^2) \text{ en zone courante} \\ A_{max} = 6\%\ b.h\ (cm^2) \text{ en zone de recouvrementen} \end{cases}$

RPA2003 (Art. 7.5.2.1)

Tableau V.7 : Vérification de section d'armatures.

Elément		A_t (cm^2)	A_a (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{tmin} (cm^2)	A_{max} (cm^2) ZC	A_{max} (cm^2) ZR	Vérifiées
Poutre porteuse	P.P1	9,24	13,85	6	1,2	48	72	Oui
	P.P2	12,32	14,58	9	1,8	72	108	Oui
Poutre non porteuse	P.S	5,65	9,05	4,5	0,9	36	54	Oui

V.2.3. Calcul de la flèche

Tableau V.8 : Calcul de la flèche des poutres principales 1.

Poutre			Sollicitations à L'ELS			Armatures choisies		Flèche		Vérification
L	b	h	M_{ag}	M_t	M_{ad}	As1	As2	$[f]_t$	$[f]_{adm}$	
[m]	[cm]	[cm]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[cm²]	[cm²]	[mm]	[mm]	Oui / Non
4,35	30	40	-8,24		-2,99	4,62	9,24	2.8	8 ,7	Oui
				38,55						

Tableau V.9 : Calcul de la flèche des poutres principales 2.

Poutre			Sollicitations à L'ELS			Armatures choisies		Flèche		Vérification
L	b	h	M_{ag}	M_t	M_{ad}	As1	As2	$[f]_t$	$[f]_{adm}$	
[m]	[cm]	[cm]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[cm²]	[cm²]	[mm]	[mm]	Oui / Non
8,55	30	60	-8,24		-2,99	6,88	6,88	3,1	13,55	Oui
				93,47						

V.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

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

Tableau V.10 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Elément	Section	V_{max}(kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres porteuse	30x40	193,15	$G + Q - E_x$	1,71	3,30	Oui
	30x60	89,59	ELU	0,55	2,5	Oui
Poutre non porteuse	30x30	68,85	ELU	0,85	3,30	Oui

V.2.5. Ferraillage transversal des poutres

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

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

Selon le CBA93 Art. A. 5. 1. 2. 3:

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}k)}{0{,}9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq [0{,}9d\ ,\ 40\text{cm}] \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq 0{,}4\ \text{MPa} \end{cases}$$

Selon le RPA2003 article 7. 5. 2. 2 :

$$\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0{,}003 \times b} \\ S_t \leq \text{Min}\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset_l, 30\text{cm}\right] & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

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

Elément		τ_u(MPa)	$S_{calculée}$(cm)			$S_{adoptée}$(cm)		A_{tmin} (cm²)	$A_{t\ choisie}$ (cm²)
			CBA	RPA		S(ZN) (cm)	S′(ZC) (cm)		
				ZN	ZC				
Poutres porteuse	P.P1	1,71	33,75	10	20	10	15	0,9	3Ø8 = 1,51
	P.P2	0,55	33,75	15	30	15	20	1,35	3Ø8 = 1,51
Poutre non porteuse	P.S	0,85	29,25	7,5	15	10	15	0,675	3Ø8 = 1,51

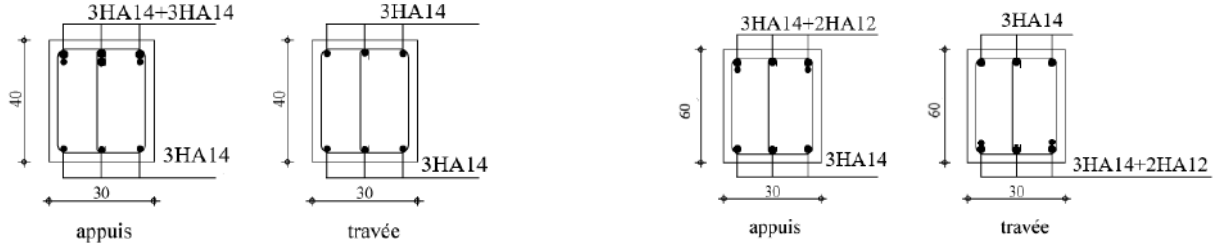


Figure V.1 : Dessin de ferraillage des poutres porteuse.

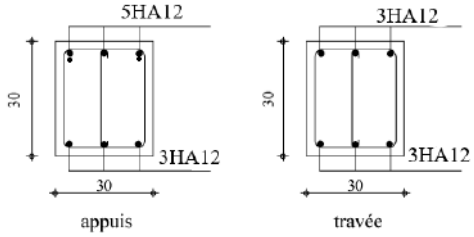


Figure V.2 : Dessin de ferraillage des poutres non porteuse

V.3. Ferraillage des poteaux

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort " N " et un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal.

Armatures longitudinales

V.3.1.1. Recommandations selon les règlements

Selon le CBA93 :

$$A_l = \text{Min}\begin{cases} 4\ \text{cm}^2 & \text{par métre de longueur de parement} \\ 0{,}1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% & \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

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

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :

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

$$0{,}9\% \leq \frac{A_l}{b \times h} \leq 3\% \quad \text{(Zone courante)}$$

$$0{,}9\% \leq \frac{A_l}{b \times h} \leq 6\% \quad \text{(Zone de recouvrement)}$$

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

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

h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

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

- ✓ N_{max} et $M_{correspondant}$
- ✓ M_{max} et $N_{correspendent}$
- ✓ N_{min} et $M_{correspendent}$

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

Section de poteau	Cas	combinaison	Etat	N(KN)	M	A	A min	Achois
50x50	Nmax---Mcors	ELU	SEC	2599,80	13,23	0	22,5	12HA16 =24,13
50x50	Mmax---Ncors	G+Q+Edx	SEC	1077,42	25,60	0	22,5	
50x50	Nmin---Mcors	0,8G+Edy	SEC	184,902	15,55	0	22,5	
45x45	Nmax---Mcors	ELU	SEC	1637,42	11,16	0	18,22	12HA14 =18,40
45x45	Mmax---Ncors	G+Q+Edx	SEC	625,25	97,38	0	18,22	
45x45	Nmin---Mcors	0,8G+Edy	SPC	72,75	21,66	1,7	18,22	
40x40	Nmax---Mcors	ELU	SEC	1068,48	7,71	0	14,4	8HA12+ 4HA14 =15,21
40x40	Mmax---Ncors	G+Q-Edy	SEC	394,91	-54,42	0	14,4	
40x40	Nmin--Mcors	0,8G+Edy	SPC	48,58	22,87	0,88	14,4	
35x35	Nmax---Mcors	ELU	SEC	517,87	-5,47	0	11,03	8HA14= 12,32
35x35	Mmax---Ncors	G+Q+Edy	SEC	354,93	-49,11	0	11,03	
35x35	Nmin---Mcors	0,8G+Edy	SPC	21,51	17,55	1,03	11,03	

V.3.1.1. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.13 : Vérification des contraintes à l'ELS **.**

section	**cas**	**N(KN)**	**M_{ser}**	**σ_b**	**σ_s**	**σ_s'**	**$\overline{\sigma_b}$**	**$\overline{\sigma_s}$**	**verifies**
50x50	Nmax---Mcors	1903,54	9,66	6,18	0	92,36	15	201,63	Oui
50x50	Mmax---Ncors	1637,65	22,60	5,72	0	84,90	15	201,63	Oui
50x50	Nmin---Mcors	584,12	-8,46	2,05	0	30,44	15	201,63	Oui
45x45	Nmax---Mcors	1598,92	8,15	6,65	0	97,89	15	201,63	Oui
45x45	Mmax---Ncors	925,73	-23,15	4,54	0	66,59	15	201,63	Oui
45x45	Nmin---Mcors	436,77	-9,27	2,08	3,33	30,53	15	201,63	Oui
40x40	Nmax---Mcors	717,87	-5,47	3,81	0	56,55	15	201,63	Oui
40x40	Mmax---Ncors	446,35	-8,17	2,64	0	38,77	15	201,63	Oui
40x40	Nmin---Mcors	324,80	-17,57	2,59	0	36,90	15	201,63	Oui
35x35	Nmax---Mcors	368,33	-2,012	2,46	0	37,05	15	201,63	Oui
35x35	Mmax---Ncors	196,31	-19,13	2,86	2,31	39,47	15	201,63	Oui
35x35	Nmin---Mcors	142,67	-13,23	2,02	1,94	27,95	15	201,63	Oui

V.3.1. Armatures transversales

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]:

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

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

Avec :

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

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

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

$S_t \leq \text{Min}\ [0{,}9d\ ;\ 40\text{cm}]$. et $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4$ Mpa et $S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$

Dans le cas de la flexion composée **:** $k = 1+3\times \frac{N_u}{B \times f_{c28}}$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

On prend f_e =235 MPa.

On a $\emptyset_l$min = 1,2 cm

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

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

T_u : Effort tranchant.

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

2.50 si : $\lambda \geq 5$

3.75 si : $\lambda < 5$

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

t : est l'espacement des armatures transversales

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

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

$$\frac{A_t}{t.b_1} \geq 0{,}3\% \qquad \text{si :} \quad \lambda > 5$$

$$0{,}8\% \geq \frac{A_t}{t.b_1} \geq 0{,}3\% \qquad \text{si :} \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{t.b_1} \geq 0{,}8\% \qquad \text{si :} \quad \lambda \leq 3$$

$\lambda > 5$ pour tous les poteaux $\Rightarrow$ $A_t = A_{t\,min} = 0{,}003 \times t \times b_1$

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

Section	Vu (KN)	λ_g	ρ	$S_{t\,cal}$ CBA	Zone	S_t RPA	$A_{t\,min}$	$A_{t\,Choix}$ (cm^2)
50× 50	54,48	15,87	2,5	14,05	Courante	15	1,50	4Ø8 = 2,01
					Nodale	10		4Ø8 = 2,01
45× 45	50,56	18,29	2,5	17,63	Courante	15	1,35	4Ø8 = 2,01
					Nodale	10		4Ø8 = 2,01
40× 40	45,42	27,51	2,5	19,84	Courante	15	1,20	4Ø8 = 2,01
					Nodale	10		4Ø8 = 2,01
35× 35	33,44	28,74	2,5	22,67	Courante	15	1,05	4Ø8 = 2,01
					Nodale	10		4Ø8 = 2,01

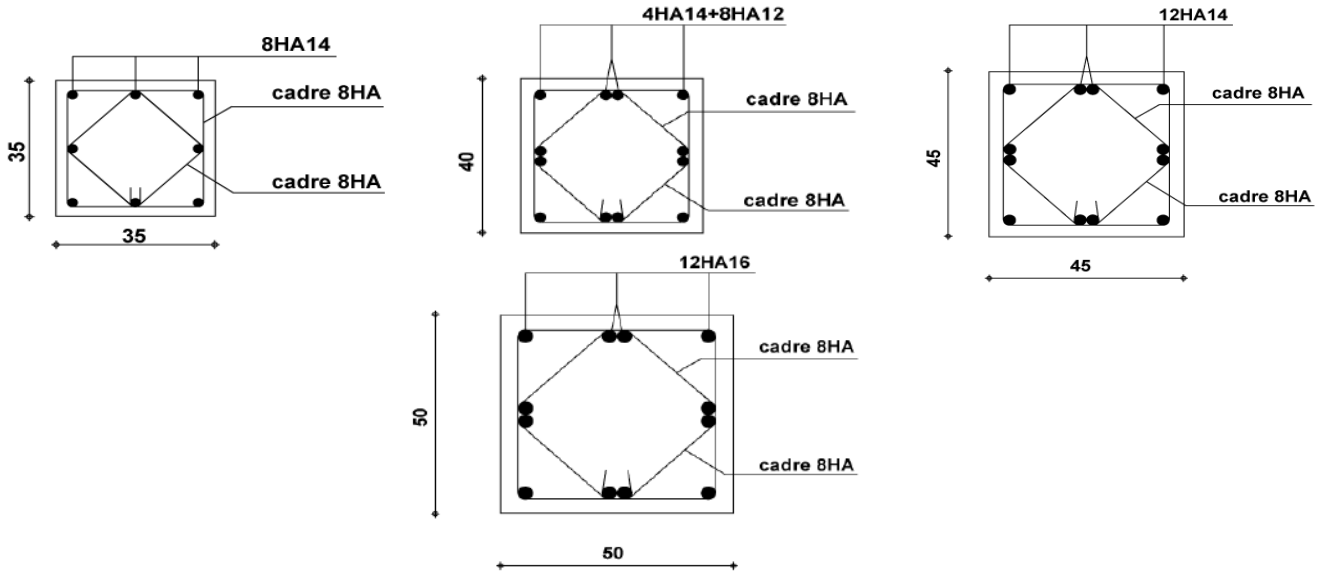


Figure V.3 : Dessin de ferraillage des Poteaux.

V.4. Ferraillage des voiles

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

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

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

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux sera calculé par la méthode des forces (comme les voiles pleins), Et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple ou bien traction/compression .

V.4.1. Ferraillage des trumeaux

V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales

Nous utilisons la méthode des forces pour le calcul de ferraillages.

Section minimales et maximales :

Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :

$A_v = 0{,}2\%B_t$ B_t: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0{,}15\%B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0{,}1\%B_c$ B_c: La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

$$0{,}1\% \leq \frac{2 \times A_v}{a \times B_t} \leq 0{,}5\% \qquad \Rightarrow \qquad A_v \geq 0{,}1\%B_t$$

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

Tableau V.15 : La section calculée d'armatures verticales des voiles.

Voile	S (cm^2)	d (cm)	C (cm)	L/10 (cm)	N (Kn)	M (kN.m)	Cas	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A'_{calculé}$ (cm^2)
V1	20x450	427,5	22,5	45	12515,31	3975,95	**S.P.C**	10,94	0,00
V2	20x170	161,5	8,5	17	6296,06	771,04	**S.P.C**	5,19	0,00
V3	20x150	142,5	7,5	15	1324,97	220,02	**S.P.C**	4,88	0,00
V4	20x760	722,0	38	76	1987,42	4610,27	**S.P.C**	15,08	0,00
V5	20x200	190,0	10	20	6315,12	848,36	**S.P.C**	5,56	0,00
V6	20x120	96,9	5,1	12	775,98	107,46	**S.E.C**	0,00	0,00

Tableau V.16 : La section choisie d'armatures verticales des voile.

Voile	$A_{adoptée}$ (cm²)	$A'_{adoptée}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	St (cm)	$A_{courante\ choisie}$ (cm²)	St (cm)	$Av_{globale}$ (cm²)
V1	10,94	0,00	2x(5HA12)=11,31	10	2x(18HA12)= 40,72	20	63,34
V2	5,19	0,00	2x(4HA10)=6,28	10	2x(7HA10)=11,00	20	23,56
V3	4,88	0,00	2x(5HA8)=5,03	10	2x(6HA8)=6,03	20	16,09
V4	15,08	0,00	2x(7HA12)=15,83	10	2x(30HA12)=67,86	20	99,52
V5	5,56	0,00	2x(4HA10)=6,28	10	2x(8HA10)=12,57	20	25,13
V6	3,60	0,00	2x(3HA10)=4 ,71	10	2x(5HA10)=7,85	20	17,27

V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.17 : Vérification des contraintes normales des voiles.

Voile	S cm²	N kN	M kN.m	σ_b MPa	σ_s MPa	σ'_s MPa	Vérification
V1	20x450	1339,52	103,95	1,57	0,00	23,48	Oui
V2	20x170	357,35	7,933	1,07	0,00	15,98	Oui
V3	20x150	313,29	22,81	1,24	0,00	18,52	Oui
V4	20x760	2277,77	174,93	1,53	0,00	22,91	Oui
V5	20x200	538,12	30,40	1,49	0,00	22,23	Oui
V6	20x120	185,43	7,738	0,87	0,00	12,97	Oui

V.4.1.1. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

$$\tau = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1{,}4 \times T$$

Tableau V.18: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.

Voile	S cm²	T kN	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Vérification
V1	20x450	1283,12	2,01	5	Oui
V2	20x170	341,37	1,56	5	Oui
V3	20x150	220,99	1,14	5	Oui
V4	20x760	2144,87	2,19	5	Oui
V5	20x200	655,05	2,54	5	Oui
V6	20x120	280,43	1,40	5	Oui

V.4.1.1. Armatures horizontales

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

Selon le D.T.R.-B.C.-2.42 Art 2.233-b

$$Ah = Max\{\frac{2}{3} \times A_{vch}; 0{,}15.\%.a.h_e\}$$

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

Voile	A (cm)	h_e (m)	$A_{v.ch}$ (cm^2)	$A_{h.cal}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{h.ch}$ (cm^2)
V1	20	3,24	63,34	42,22	15	2x(20HA12)=45,24
V2	20	3,24	23,56	15,70	15	2x(20H08)=20,11
V3	20	3,24	16,09	10,72	20	2x(15HA8)=15,08
V4	20	3,24	99,52	66,34	10	2x(31HA12)=70,12
V5	20	3,24	25,13	16,75	15	2x(20HA8)=20,11
V6	20	3,24	17,27	11,51	15	2x(20HA8)=20,11

V.4.1.2. Armatures transversales

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

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

Autre recommandation : (CBA93 et RPA2003)

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

V.4.2. Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0{,}06 f_{c28} \quad \text{Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0{,}06 f_{c28} \quad \text{Traction / compression}$$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad , \quad \overline{V} = 1{,}4 V_u$$

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

On devra disposer :

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

V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1{,}4 M_u$$

V.4.2.1.2. Aciers transversaux

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

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

Linteau long :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\overline{V}}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

$\overline{V} = 1{,}4V_u$

Linteau court :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{\overline{V} + (A_t \times f_e)}$$

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

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

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

$$M_c = V_l \times f_e \times Z$$

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

Aciers diagonales :

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

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

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

Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

a) Armatures longitudinales :

$$(A_l, A_l') \geq 0{,}15\% \, (b \times h)$$

b) Armatures transversales :

$$\text{Pour : } \tau_b \leq 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0015 \, b \times s$$

$$\text{Pour : } \tau_b > 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0025\ b \times s$$

s : Espacement entre les cadres

c) Armatures de peau :

$$A_c \geq 0{,}002 \times b \times h$$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

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

Linteau	Niveau	L (m)	h (m)	V (kN)	τ (MPa)	$0,06 f_{c28}$	$\tau \leq 0,06 f_{c28}$	Choix de la méthode
1	**RDC-6émé**	1,20	1,85	897,49	3,79	1,5	**Non**	**Traction/Compression**
2	**7éme-8émé**	1,20	1,85	351,81	1,48	1,5	**Oui**	**Flexion simple**

Traction/Compression

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

Armatures Diagonales		Armatures longitudinales	Armatures transversales	Armatures de peau	
$A_{D\,cal}$ (cm^2)	A_{Dch} (cm^2)	A_l (cm^2)	$A_t (cm^2)$	$A_c (cm^2)$	S (cm)
13,23	2x4HA16=16,08	2x2HA14=6,15	2HA8=1,00	2x5HA10 =7,85	15

Flexion simple

Tableau V .22 : La section d'armatures des linteaux.

Armatures longitudinales				Armatures transversales					Armatures de peau		
M (kN. m)	Z (m)	A_l (cm^2)	$A_{l\,ch}$ (cm^2)	λ	S (cm)	V (kN)	A_t (cm^2)	$A_{t\,ch}$ (cm^2)	S (cm)	A_c (cm^2)	$A_{c\,ch}$ (cm^2)
226,03	3,19	4,42	4HA12=4,52	0,65	15	351,81	0,75	2HA8=1,00	15	7,36	2x5HA10=7,8

CHAPITRE VI : CALCUL DES FONDATIONS

VI.1. Introduction

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

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

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

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

VI.2. Types de fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

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

VI.3. Caractéristiques du sol

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

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « BET stabilité des sites mécaniques des sols et géotechniques ».

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

D'après le rapport géotechnique on a :

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

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sol.

Les résultats du rapport géotechnique (Annexe F) nous exigent de poser nos fondations avec un ancrage de :

$$D = 2 \text{ m}$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_h = 18\,kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 20° \quad , \quad C = 0{,}5\ bar$$

Pour ne pas perdre laitance du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure, pour cela, on pose sur le sol une couche de gros-béton (béton de propreté) de 10cm d'épaisseur, cette couche se compose de (tout-venant (TVO) + ciment + eau).

VI.4. Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

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

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau

- **Méthode de calcul**

VI.4.1.1. Répartition trapézoidale

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

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

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

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

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

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

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

Remarque :

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

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

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

$$\Rightarrow h = d + c$$

Données :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2bar = 0{,}20MPa \quad , \quad a = b = 50cm \quad , \quad c = 3cm$$

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

Semelle	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	A (m)	B (m)	h (cm)	A_{ch} (m)	B_{ch} (m)	D (cm)	h_{ch} (cm)
S1	1903	-32,92	9,66	3,09	3,09	68	3,5	3,5	75	80
S2	1513	1,81	-5,11	2,75	2,75	60	3	3	62	65
S3	1173	1,88	-1,19	2,42	2,42	51	2,7	2,7	55	60

VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :

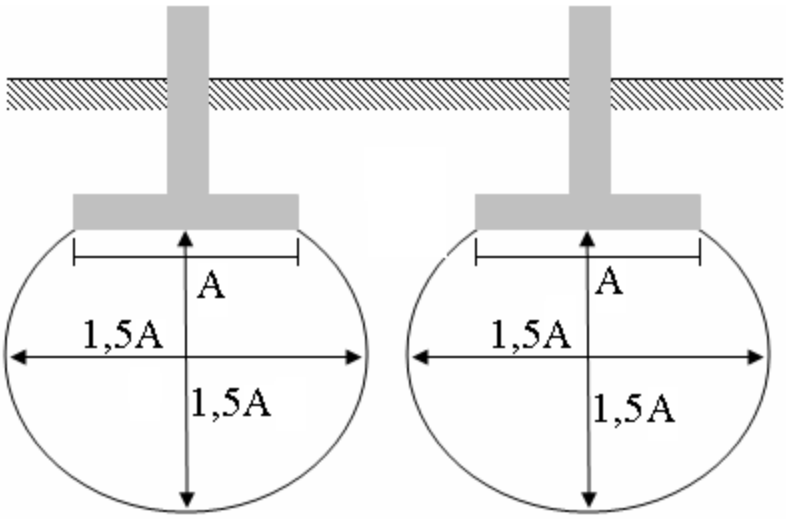


Figure VI.1: Les bulles de pression sous la semelle.

$$l \geq \frac{1{,}5}{2}(A + A')$$

Le Figure suivant présenté les interférences entre les bulles de pression (chevauchement) dans la figure suivante :

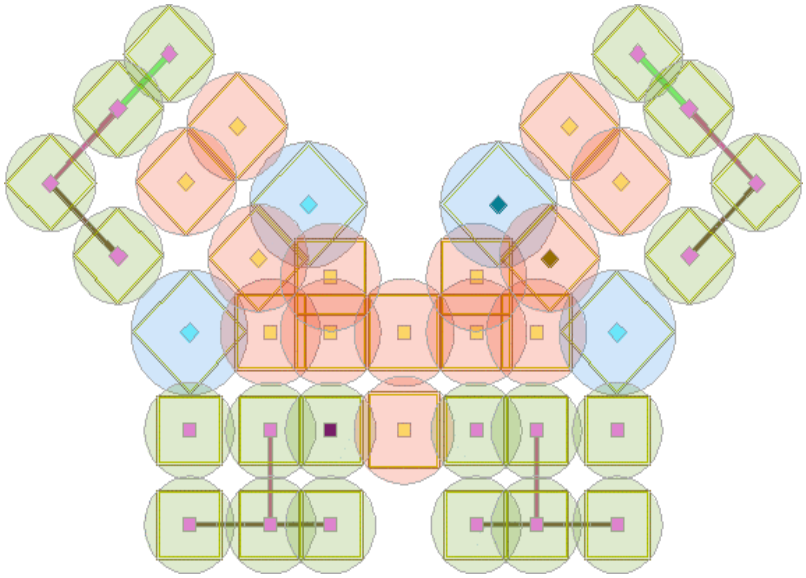


Figure VI.2 **:** chevauchement des bulles de pression sous la semelle.

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

VI.4.2. Semelle filante (continue)

On a deux cas des semelles filantes :

-Semelle filante sous un voile .

-Semelle filante sous plusieurs poteaux .

VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles

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

-Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.

-Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.

-Bon enrobage des armatures (e ≥ 3cm).

-Non poinçonnement.

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

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Rightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\Rightarrow S = B \times L \Rightarrow h \geq \frac{B_{ch}-b}{4} + c$$

$$L = d_G + \sum l_i + d_D$$

Avec :

d_G: débord gauche de la semelle isolée

d_D: débord droite de la semelle isolée

Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

semelle	L (m)	N (kN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	B_{cal} (cm)	$B_{adopté}$ (cm)	$h_{calculé}$ (cm)	$h_{adopté}$ (cm)
S1-F1	21,90	7052,16	2	1,61	2	40	50
S1-F2	11,24	2858,55		1,79	2	40	
S2-F1	9,05	2958,25		1,63	2,2	45	
S3-F1	24,25	8233,66		1 ,7	2,4	50	
S3-F2	10,26	3795,54		1,85	2,4	50	

VI.4.2.2. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier **:**

$$\sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai}}{B_{adopté} \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sum N_{ser} = \sum N_{ser(poteaux)} + \sum N_{ser(voiles)}$$

$$S_{semelle} = B_{adopté} \times L$$

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS.

semlle	$\sum N_{ser}$ (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{a.voile}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	$S_{semelle}$ (m^2)	σ_{ser} (bar)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bar)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
S1-F1	7052,16	438	58,23	/	905,78	43,8	1,93	2	Vérifiée
S1-F2	2858,55	220,80	24,96	23,71	456,61	22,08	1,62		Vérifiée
S2-F1	2958,25	224	23,82	1483,20	393,02	19,91	1,82		Vérifiée
S3-F1	8233,66	727,50	52,94	/	1094,16	58,68	1,74		Vérifiée
S3-F2	3795,54	307,80	22,69	38,00	462,93	24,62	1,88		Vérifiée

VI.4.2.3. Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5

Quel que soit le type de fondation (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste

à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement $(e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4})$.

Tableau VI.4 : Vérification de la stabilité au renversement.

semelle	N_{ser} (kN/ml)	M_{ser} (kN.m)	e_0 (cm)	B(m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
S1-F1	7052,16	-4,01	-0,056	2	50	Vérifiée
S1-F2	2858,55	-23,95	-0,83	2	50	
S2-F1	2958,25	-11,05	-0,373	2,2	55	
S3-F1	8233,66	-3,94	-0,047	2,4	60	
S3-F2	3795,54	73,14	1,92	2,4	60	

Conclusion

A partir de ces résultats, on peut en conclure que la stabilité au renversement est vérifiée.

VI.4.2.4. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes

Tableau VI.5 : Vérification du chevauchement entre les semelles filantes.

semelles		L(m)	B(m)	B'(m)	$\frac{B + B'}{2}$	$L > \frac{B + B'}{2}$
S1-F1	**S3-F1**	2,80	2	2,4	2,2	Vérifiée
S2-F2	**S2-F2**	3,80	2,2	2,2	2,2	Vérifiée
S3-F1	**S3-F1**	4,10	2,4	2,4	2,4	Vérifiée

Conclusion

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles filantes.

VI.4.2.5. Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi-travée (entre les poteaux), pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments :

- ✓ La semelle continue.
- ✓ La poutre de libage.

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. Il aura généralement la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie des poutres posées sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle :

$$\Rightarrow \qquad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.\,k.\,L_{max}{}^4}{E}}$$

E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa) ;

L : La plus grande travée dans la fille ;

K : raideur du sol (K = 4 kg/cm3) ;

I : Moment d'inertie de la poutre de libage I = $\frac{b.h_p{}^3}{12}$;

hp : la hauteur de la poutre de libage .

Tableau VI.6 : Dimensionnement de la poutre de libage.

Poutre de libage	**L_{max} (cm)**	**h_p calculé (cm)**	**h_p adopté (cm)**	**b_p (cm)**
	3,65	47,97	70	60

✓ Donc la section de la poutre de libage : 60x70 cm².

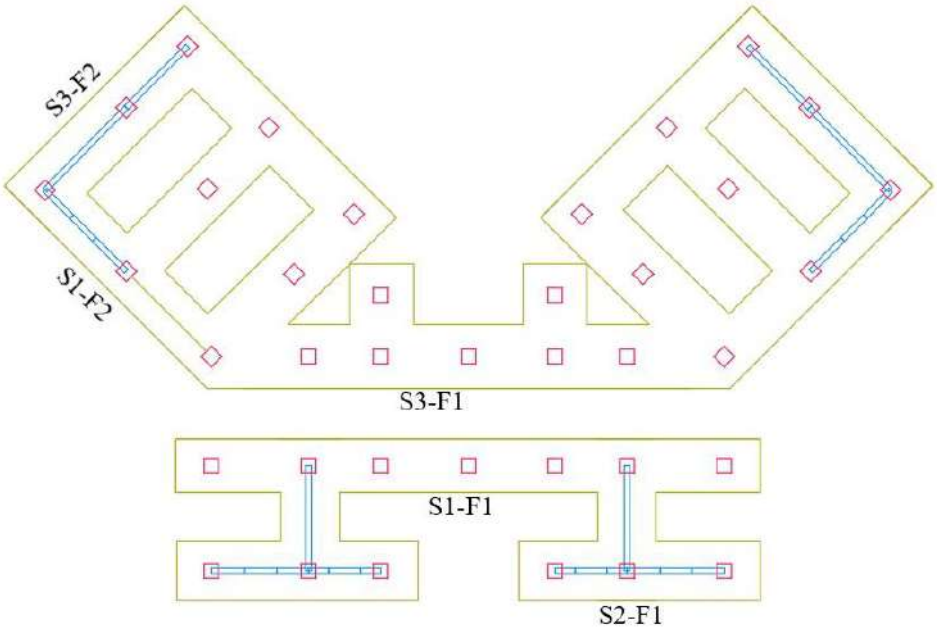


Figure VI.3 : Les dimensions final des semelles filantes

VI.4.2.6. Calcul de Ferraillage

VI.4.2.6.1. Sous un voile

Le calcul de ferraillage de la semelle est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage (A_b) parallèle a B**.**

$$A_b = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \times \frac{(B - b)}{8 \times d_b \times \sigma_s}$$

Tout au long du mur, on prévoit des armatures de répartition tel que :

$$A_a = A_{rép} = \frac{A_b \times B_{adopté}}{4}$$

Tableau VI.7 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
S1-F2	1615,96	46,29	4,17	33,33	Diagramme trapézoidal
S2-F1	1909,57	78,79	0,77	31,67	
S3-F2	1920,18	47,66	6,21	31,67	

Tableau VI.8 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{a.rép}$ (cm^2)	S_t (cm)
S1-F2	1615,96	46,29	2	7,03	7 HA 12=7,92	15	6HA12=6,79	25
S2-F1	1909,57	78,79	2,2	7,87	7 HA 12=7,92	15		
S3-F3	1920,18	47,66	2,4	8,70	9 HA 12=10,18	10		

VI.4.2.6.2. Sous plusieurs poteaux

Le calcul de ferraillage se divisera en deux parties, transversalement pour la semelle, et longitudinalement pour la poutre de libage.

- **Transversalement** :

Dans le calcul de ferraillage la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante, ainsi que le moment M_b parallèle à la dimension transversale B.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance entre les poteaux de part et d'autre :

$$A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$$

Une fois A déterminée, en fonction des valeurs N et M_b, on déterminera la quantité de ferraillage (A_b) parallèle a B et les armatures de répartition $A_{rép}$ parallèle a A.

Tableau VI.9 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
S1-F1	1931,91	-6,60	-0.32	33,33	Diagramme trapézoidal
S3-F1	2341,42	11,14	0,47	40	

-Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

a) Armatures principales

Tableau VI.10 : Ferraillages des armatures principales de la semelle.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée/ml}$ (cm^2)	S_t (cm)
S1-F1	1931,91	0,86	3,27	2	29,42	28HA12=31,67	8HA12=9,05	15
S3-F1	2341,72	11 ,14	4,08	2,4	35,18	32HA12=36,19	8HA12=9,05	15

b) Armature de repartitions

-$A_{a,rép} = (9{,}05 \times 2{,}4)/4 = 5{,}43 cm^2 \quad \Rightarrow \quad A_{a,rép} = 6HA12 = 6{,}79\ cm^2$

-Espacement de 20 cm

- **Longitudinalement**

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie q cette charge sera déterminée par la formule suivante:

$$q_u = \sigma_u \times B_{adopté}$$

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \times B_{adopté}$$

$$\sigma_u = \frac{\sum N_{ser} + 1{,}35 \times (P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai})}{B_{adopté} \times L}$$

Tableau VI.11: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

P.libge	L (m)	$\sum N_u$ (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	$P_{P.libage}$ (KN)	σ_u (MPa)	σ_{ser} (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
S1-F1	19,90	9628,33	733,40	56,11	1122,1	133,35	2,42	1,97	536,80	433,40

-Détermination des moments de la poutre de libage :

Tableau VI.12 : Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

ELU			ELS	
M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T(kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
-514,14	575,46	1048,28	-407,55	456,15

c) Calcul des armatures longitudinales

Tableau VI.13 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.

P.libag		M_u (kN.m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
S1-F1	Travée	575,46	24,71	0,00	5HA16+8Ch HA16=26,14
	Appuis	-514,14	21,89	0,00	5HA16+12Ch HA16=34,18

d) Vérification des contraintes à l'ELS

✓ Pour une fissuration préjudiciable :

$\overline{\sigma_b}$=15MPa $\overline{\sigma_S}$=201,63MPa

Tableau VI.14 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

P.libage		M_{ser} (kN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
S1-F1	Travée	456,15	26,14	10,05	8,49	201,63	110,85	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	-40755	10,05	24,13	7,78	201,63	101,12		

e) Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2

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

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right) = 2{,}50\ \text{MPa} \dots\dots\dots\dots\dots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau = \frac{1048{,}28 \times 10}{600 \times 670} = 2{,}60\text{MPa} < \bar{\tau} = 2{,}50\ \text{MPa} \dots\dots\dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

Les contraintes de cisaillement sont justifiées insuffisante donc on doit augmenter la section des armateurs :

On prend hp=75cm

Donc :

$$\tau = \frac{1048{,}28 \times 10}{600 \times 720} = 2{,}42\text{MPa} < \bar{\tau} = 2{,}50\ \text{MPa} \dots\dots\dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

f) Armatures transversales

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI.15 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

Elément				Espacement et Armatures			
b cm	h cm	T kN	τ MPa	ZN cm	ZC cm	Φ mm	At cm^2
60	75	1048,28	2,42	10	15	8	6HA8= 3,02

g) Armatures de peau selon CBA93 A.7.3

Puisque la poutre de libage a une hauteur de CBA93 en exige en plus les armateurs longitudinales, des armateurs de peau d'au moins de 3cm^2/ml posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.

$$A_p = 3 \times 1{,}2 = 3{,}6\ \text{cm}^2, \text{donc on adopte } 4\text{HA}12 = 4{,}52\ \text{cm}^2$$

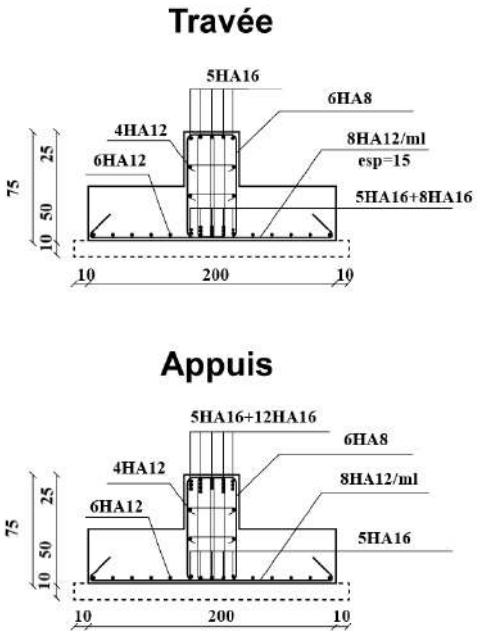


Figure VI.3: Le ferraillage des semelles filantes sous poteau

VI.4.3. Ferrailage des longrines Art 10.1.1 RPA 99 V 2003

- ✓ Les points d'appuis 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'appuis dans le plan horizontal.
- ✓ Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont:

Site S3: 25cm×30cm.

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

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ \text{kN}$$

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par des points d'appuis solidarisés.

La section choisie : $30 \times 30\ cm^2$; $\alpha = 12\ (\text{Zone III, S2})$

. Etant donné que le béton tendu est négligé, il est résulté que les armateurs longitudinaux doivent pouvoir équilibrer la force de traction.

VI.4.3.1. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans le tableau suivants :

Tableau VI.16 : Ferraillage longitudinal des longrines.

Section (cm^2)	N_u (kN)	F (kN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA(cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	Vérification
30× 30	2599,8	216,65	5,40	6HA12= 6,79	0,90	5,40	Vérifiée

VI.4.3.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service CBA 93 Art.A.4.5.3

$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{\alpha.A}$; $\overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} F_e; 110\sqrt{1{,}6.} F_{tj}\right\}$. …… Fissuration préjudiciable.

Tableau VI.17: Vérification de contrainte à L'ELS des longrines.

Section (cm^2)	N_{ser} (kN)	F_{ser} (kN)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30×30	1903,54	158,63	6,79	233,62	201,63	Non

Les contraintes normales de traction sont justifiées insuffisante donc on doit augmenter la section des armateurs :

$$A_{adoptée} = 6HA14 = 9{,}24 cm^2 \Rightarrow \sigma_s = 171{,}68 \leq \overline{\sigma_s} = 201{,}63$$

VI.4.3.3. Calcul des armatures transversales

Tableau VI.18 : Calcul des armatures transversales des longrines.

ϕ_l (mm)	$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$	ϕ_t (mm)	A_t (cm^2)	$S_{t.adoptée}$ (cm)
14	4,66	8	2HA8=1,01	15

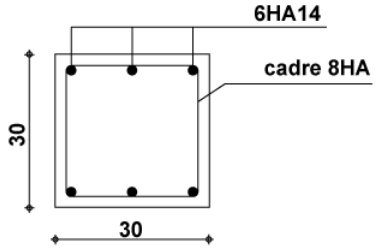


Figure VI.4 : Ferraillage de la longrine.

CONCLUSION GENERALE

Tout au long de notre étude élaborée et après différents calculs établis, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- La disposition des voiles adoptée nous permet d'obtenir un comportement très proche de celui des structures régulières (structure géométriquement symétrique) en obtenant dans les deux premiers modes une translation pure suivant les deux axes principaux sans rotation (0%), et dans le troisième mode une rotation pure sans translation (0%).

- Vue la forme du bâtiment, il est bien probable qu'on obtient une structure rigide. Ce qui s'est manifesté par un nombre élevé des modes (90 modes) et un temps de 6,23 s avant d'atteindre 90% de la participation massique exigée par le règlement parasismique. Cependant, il faut signaler que les éléments secondaires modélisés, notamment les porte-à-faux et les escaliers, pouvaient être la cause probable de cette perturbation des modes.

- En ce qui concerne le ferraillage des poutres principales (30x40) cm² et secondaires (30x30) cm², nous avons constaté que les sections du béton sont cohérentes avec les diamètres adoptés (HA12 ; HA14) et même acceptable sur le plan exécutif.

- Par contre, l'effet de la forme et la zone sismique a été bien manifesté dans le ferraillage des poutres secondaires à cause de leur légèreté (poutres déchargées) avec 5HA12 au niveau des appuis.

- Cependant, les poteaux et les voiles étaient la partie la plus vulnérable à l'effet sismique, avec la présence des sections partiellement comprimées presque surtout pour les voiles.

- Finalement, pour l'infrastructure, une semelle filante était le meilleur choix pour satisfaire les conditions de stabilité et éviter le chevauchement des semelles isolées.

- L'interaction sol-structure n'est pas prise en compte dans notre cas. Son incidence est le plus souvent favorable (dissipation d'énergie), mais les cas défavorables ne sont pas rares (accroissement de charges dans le cas de certaines structures rigides).

Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la résistance, la sécurité, la ductilité et l'économie.

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 2020.
- 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

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

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

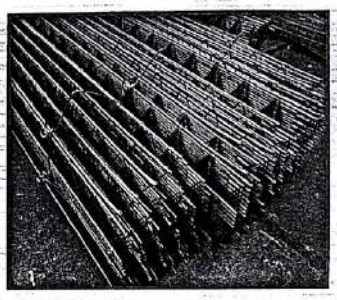
C'est une armature pour béton destinée à supporter des charges de construction, l'assemblage des éléments constitutifs est obtenu par soudage électrique sur machine automatique, de chaque point de liaison des treillis aux membrures.

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

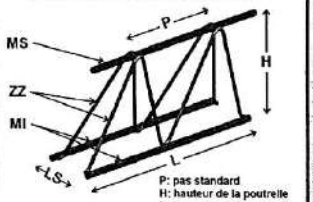


CARACTERISTIQUES MECANIQUES

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

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

ANNEXE C

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER — شركة القصد الجزائر

TREFAL REGHAIA — تريفال الرغاية

FICHE TECHNIQUE

TREILLIS SOUDES

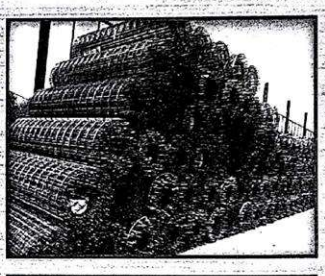
C'est une armature fabriquée à partir de fil machine suivant la norme ISO 10544 en acier doux de 0.08% à 0.20% de carbone, soudé rigidement en mailles carrés ou rectangulaires par soudure électrique sur machines automatique.

TREILLIS SOUDES STANDARDS

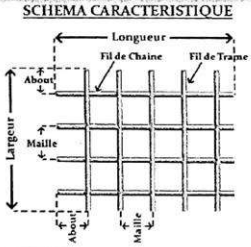
Types	Diamètre du fils (mm)		Espacement (mm)		Dimensions abouts compris (m)	Section d'acier	Poids du m²	Surface	Poids Total
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur	L&l	(mm²)	(Kg)	(m²)	(Kg)
Rouleaux	4,5	4,5	150	150	45 x 2,4	15,9	1,66	108	179,6
Panneaux	5	5	150	150	3,6 x 2,4	19,63	2,06	8,64	17,8

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

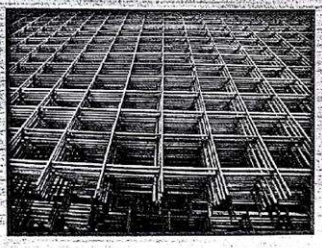
Caractéristiques mécanique minimales garanties sur tous les produits en rouleaux et panneaux (Suivant la norme NFA 35-016-2)

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 D

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.

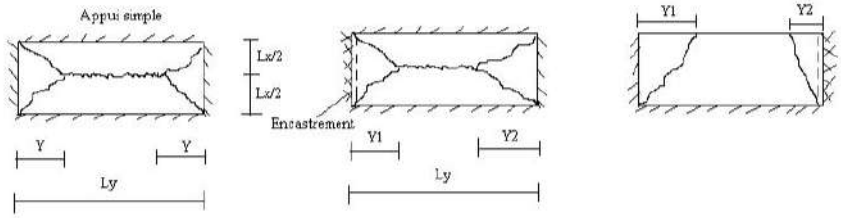
Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).
Les hypothèses de calcul sont :

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.

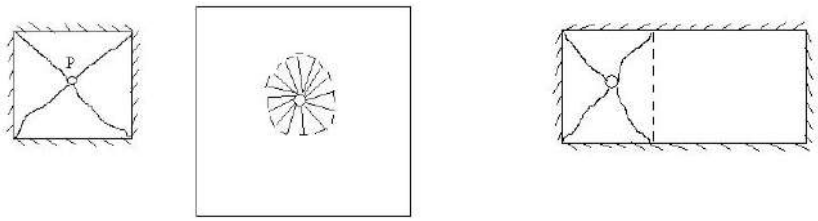
Conventionnellement on désignera :
-Un côté libre par un trait sans hachures
-Un appui simple par une hachure
-Un encastrement par une double hachure

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 E

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 marneuses à sableuses renfermant des inclusions graveleuses d'origines 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 : $\mathbf{W}$ = 14,78%

-Limite de liquidité : $\mathbf{W_L}$ = 45%

- Limite de plasticité : $\mathbf{W_P}$ = 23%

-Indice de plasticité : $\mathbf{I_P}$ = 22%

-Pression de consolidation : $\mathbf{P_c} = 0{,}489$ bars

-Coefficient de compressibilité : $\mathbf{C_c} = 0{,}187$ bars

-Coefficient gonflement : $\mathbf{C_g} = 0{,}028$ bars

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

-Cohésion : $\mathbf{C_u}$ = 0,30 bars

-Poids volumique total humide : $\boldsymbol{\gamma_h}$ =16,5 kN/m^3

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

$$\mathbf{R_{pmin}} = 30 \text{ bars}$$

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

$$\mathbf{Q_{adm}} = \frac{R_{pmin}}{25} = \frac{40}{25} = 1{,}2 \text{ bars}$$

-La contrainte admissible : $\boldsymbol{\sigma_{adm}} = 2{,}00$ bars