REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEGNEMENT SUPERIEIR

ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

Mémoire

Présenté En Vue De L'obtention Du Diplôme De MASTER

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

Conception Et Etude D'un Bâtiment (RDC + 8 Etages) A Usage D'habitation (Système Portique Contrevente Par Des Voiles)

Réalisé Par

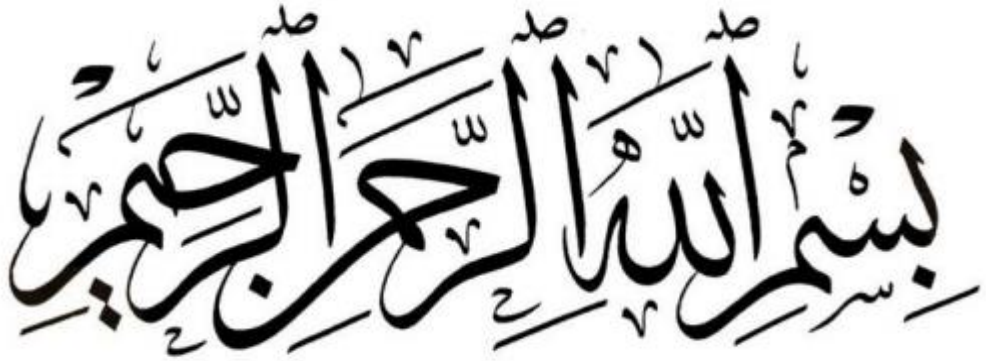
Rais Abderaouf

Djouabri Hamza

Dirigé Par

Mme Hernoune Houria

Promotion : Juin 2024


بسم الله الرحمن الرحيم

REMERCIEMENT

Nous tenons tout d'abord à remercier mon dieu pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté a fin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nos remerciements notre encadreuse Madame HERNOUNE HOURIA pour l'honneur qu'elle nous a donné en acceptant de diriger ce travail, et qui a contribué avec son aide, ses efforts et sa disponibilité, durant l'élaboration de ce projet.

Nous tenons à remercier: le président et les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de YAHYA FARES DE MEDEA, et à tous les enseignants qui ont participé à notre formation.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

DEDICACES

Je dédie ce travail

A ma chère mère.

A mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.

A mon très cher frère et sœur.

A toute la famille RAIS et DJOUABRI.

A mon ami DJOUABRI HAMZA qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A tous mes amis sans aucune exception.

A toutes les personnes qui m'ont aidé à pour suivre mes études.

A tous ceux qui ont collaboré dans la réalisation de ce mémoire.

A l'ensemble des étudiants et en particulier les étudiantes de la promotion de MASTER 2 de génie civil 2023/2024.

Et je n’oublierai pas non plus de souhaiter le rétablissement au mari de notre encadreuse Mme HERNOUNE HOURIA.

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

« RAIS ABDERRAOUF »

DEDICACES

Je dédie ce travail

A ma chère mère.

A mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.

A mes très chers frères et sœur.

A toute la famille DJOUABRI et RAIS.

A mon ami RAIS ABDERAOUF qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A tous mes amis sans aucune exception.

A toutes les personnes qui m'ont aidé à pour suivre mes études.

A tous ceux qui ont collaboré dans la réalisation de ce mémoire.

A l'ensemble des étudiants et étudiantes de la promotion de MASTER 2 de génie civil 2023/2024.

Et je n’oublierai pas non plus de souhaiter le rétablissement au mari de notre encadreuse Mme HERNOUNE HOURIA.

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

« DJOUABRI HAMZA »

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق أرضي + ثمانية طوابق) ذات إستعمال سكني والمقرر بناءها في ولاية المدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية ذات زلزال متوسط (منطقة IIa).

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

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

- القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل (version99 RPA2003).
- قواعد الخرسانة المسلحة (CBA 93).

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج (ETABS 21).

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 (RDC + 8 étages), qui sera implanté à la willaya de Mèdea classée comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

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 « ETABS 21 ».

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 (one ground floor + 8 floors), dwelling use for. It will be built in the province of Mèdea, which is classified as aseismic zone of an average level (Zone IIa).

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 « ETABS 21 ».

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

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

SOMMAIR

Introduction Générale 1

CHAPITRE I : Présentation De L'ouvrage

I.1 Introduction 2
I.2 Destination et situation 2
I.3 Caractéristique géométrique de l'ouvrage 2
I.3.1 Dimensions en plan 2
I.3.2 Dimensions en élévation 2
I.4 Conception de la structure 2
I.4.1 Ossature de l'ouvrage 2
I.4.2 Planchers 3
I.4.3 Maçonnerie 3
I.4.4 L'acrotère 3
I.4.5 Escalier 3
I.5 Caractéristique mécanique des matériaux 3
I.5.1 Béton 3
I.5.2 Ciment 4
I.5.3 Granulats 4
I.5.4 Béton armé 4
I.5.4.1 Résistance du béton 4
I.5.4.1.1 Résistance caractéristique à la compression 4
I.5.4.1.2 Résistance caractéristique à la traction 5
I.5.4.2 Module de déformation longitudinale 5
I.5.4.2.1 Module de déformation transversale 5
I.5.4.2.2 Coefficient de Poisson (υ) 5
I.5.4.3 Poids volumique (ρ) 6
I.5.4.4 Contrainte de cisaillement 6

I.5.4.5 Contrainte en compression.....6
I.5.5 Acier.....6
I.5.5.1 Module d'élasticité longitudinale de l'acier.....7
I.5.5.2 Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U).....7
I.5.5.3 Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S).....7
I.6 Conclusion.....8

CHAPITRE II : Prédimensionnement Des Éléments Structuraux

II.1 Introduction.....10
II.2 Prédimensionnement des planchers.....10
II.2.1 Planchers à corps creux.....10
II.3 Prédimensionnement des poutres.....11
II.4 Évaluation des charges permanentes.....12
II.4.1 Plancher corps creux.....12
II.4.1.1 Plancher terrasse.....12
II.4.1.2 Plancher étage courant.....13
II.4.2 Maçonnerie.....14
II.4.2.1 Murs intérieurs (simple cloison).....14
II.4.2.2 Murs extérieurs (double-cloison).....14
II.5 Évaluation des charges d'exploitations.....14
II.6 Prédimensionnement des poteaux.....14
II.6.1 Les dimensions des poteaux.....15
II.6.2 Étapes de prédimensionnement.....16
II.6.2.1 Choix du poteau le plus sollicité.....17
II.6.2.2 Calcul de La surface reprise par le poteau.....17
II.6.2.3 Détermination des charges permanente (Descente des charges).....17
II.6.2.4 Détermination de sur charges d'exploitation.....18
II.6.2.5 Calcul de la capacité portante ($\bar{N}$).....19
II.6.2.6 Vérification de la capacité portante.....20
II.6.2.7 Vérification aux zones nodales (Art.7.5).....20
II.6.2.8 Conclusion.....21
II.7 Prédimensionnement des voiles.....21

II.8 Conclusion.....23

CHAPITRE III : Calcul Des Éléments Secondaires

III.1 Introduction.....24
III.2 L'acrotère.....24
III.2.1 Introduction.....24
III.2.2 Évaluation des charges.....24
III.2.3 Détermination des efforts.....24
III.2.4 Ferraillage.....25
III.2.4.1 Données.....25
III.2.4.2 Vérification à E.L.U.....26
III.2.4.3 Vérification à E.L.S.....27
III.2.5 Vérification de l'effort tranchant.....29
III.2.6 Vérification de la contrainte de cisaillement du béton.....29
III.2.7 Vérification de l'acrotère au séisme.....30
III.3 Les escaliers.....30
III.3.1 Introduction.....30
III.3.2 Terminologie.....30
III.3.3 Prédimensionnement.....31
III.3.4 Evaluation des charges et surcharges.....34
III.3.4.1 Charges permanents.....34
III.3.4.2 Surcharge d'exploitation.....35
III.3.5 Détermination des sollicitations.....35
III.3.5.1 Détermination des efforts.....36
III.3.6 Ferraillage des escaliers.....38
III.3.6.1 Les données.....38
III.3.6.2 Condition de non fragilité.....38
III.3.6.3 Les armatures de répartition.....39
III.3.6.4 Vérification de l'espacement.....39
III.3.6.5 Vérification à l'E.L.S.....39
III.3.6.6 Vérification de l'effort tranchant.....40
III.3.6.7 Vérification de la flèche.....40

III.3.6.8 Schéma de ferraillage 41
III.4 Poutre palière 41
III.4.1 Prédimensionnement 41
III.4.2 Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003 42
III.4.3 Charges revenants à la poutre 42
III.4.4 Calcul des efforts 43
III.4.5 Ferraillage de la poutre palière 43
III.4.5.1 Condition de non fragilité 44
III.4.5.2 Vérification à l'E.L.S 44
III.4.5.3 Vérification à RPA99Version2003 44
III.4.5.4 Vérification de l'effort tranchant 44
III.4.5.5 Vérification des armatures longitudinales 45
III.4.5.6 Vérification de compression dans la bielle de béton 45
III.4.5.7 Armatures transversales 45
III.4.5.7.1 Section minimale d'armatures transversales 45
III.4.5.8 Vérification vis-à-vis RPA99 Version2003 45
III.4.5.9 Vérification de la flèche 46
III.5 Les poutrelles 46
III.5.1 Définition 46
III.5.2 Avant coulage 47
III.5.3 Après coulage 48
III.5.3.1 Sollicitations de calcul 49
III.5.3.2 Evaluation des charges et surcharges 51
III.5.3.3 Récapitulations 53
III.5.3.4 Calcul du ferraillage 54
III.5.3.5 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 56
III.5.3.6 Vérification préliminaires de la flèche 56

CHAPITRE IV : Etude Sisimique

IV.1 Introduction 58
IV.2 Disposition des voiles 58
IV.3 Choix de la méthode de calcul « RPA99V2003 Article 4.1.2 » 59

IV.4 Modélisation « RPA99V2003 Article 4.3.2.B » 59
IV.5 Caractéristiques dynamiques de la structure 59
IV.5.1 Centre de masse 60
IV.5.2 Centre de rigidité 60
IV.5.3 Excentricité 61
IV.5.3.1 Excentricité statique 61
IV.5.3.2 Excentricité accidentelle 62
IV.6 Choix de la méthode de calcul 66
IV.6.1 Introduction 66
IV.6.2 Conditions d'application de la méthode statique équivalente 66
IV.6.3 Méthode dynamique modale spectrale 67
IV.6.3.1. Principe 67
IV.6.3.2 Modélisation 68
IV.6.3.3 Le spectre de réponse de calcul 68
IV.6.4 Résultats de l'analyse dynamique 71
IV.7 Résultats des analyses dynamiques 73
IV.7.1 Analyse modale « Art 4.3.4 RPA99v2003 » 73
IV.7.1.1 Comportement modal de la structure 73
IV.7.1.2 Résultats de l'analyse modale 74
IV.7.2 Analyse statique et dynamique 75
IV.7.2.1 Vérification de la force sismique à la base 75
IV.7.2.2 Vérification de la stabilité au renversement 76
IV.7.2.3 Vérification du déplacement en tête 77
IV.7.2.4 Vérification des déplacements inter-étages 78
IV.7.2.5 Vérification vis à vis de l'effet P-Δ 80
IV.7.2.6 Vérification du cisaillement des éléments 82
IV.7.2.6.1 Les poutres 82
IV.7.2.6.2 Les poteaux 82
IV.7.2.6.3 Les voiles 83
IV.7.2.7 Vérification de l'effort normal réduit 84
IV.8 Conclusion 86

CHAPITRE V : Ferraillage Des Éléments Structuraux

V.1 Introduction 87
V.2 Ferraillage des poutres 87
V.2.1 Introduction 87
V.2.2 Recommandation du RPA99 87
V.2.2.1 Armatures longitudinales 87
V.2.2.1.1 Vérification des contraintes a l'ELS 88
V.2.2.1.2 Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA 89
V.2.2.1.3 Vérification de la flèche 89
V.2.2.2 Armatures transversales 91
V.2.2.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 91
V.3 Ferraillage des poteaux 93
V.3.1 Détermination des armatures longitudinales 94
V.3.1.1 Recommandations des règlements 94
V.3.1.2 Sollicitations extrêmes de ferraillage 95
V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS 96
V.3.2 Détermination des armatures transversales 97
V.4 Ferraillage des voiles 100
V.4.1 Introduction 100
V.4.2 Ferraillage des trumeaux 100
V.4.2.1 Calcul d'armatures verticales 100
V.4.2.2 Vérification des contraintes normales à L'ELS 102
V.4.2.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC 103
V.4.2.4 Calcul des armatures horizontales 104
V.4.2.5 Armatures d'attache 104
V.5 Conclusion 105

CHAPITRE VI : Etude De L'infrastructure

VI.1 Introduction 106
VI.2 Caractéristique du sol 106
VI.3 Etude préliminaire du choix de type de semelle 106
VI.4 Calcule semelle isolée 107

VI.4.1 Méthode de calcul 107
VI.4.2 Dimensionnement des semelles isolées 107
VI.4.3 Vérification de l'interférence entre les semelles 109
VI.5 Calcule de semelle filante 111
VI.5.1 Dimensionnement et vérification de semelle filante 112
VI.5.1.1 Semelle filante sous poteaux 113
VI.5.1.2 Semelle filante sous voiles 113
VI.5.2 Dimensionnement et vérification de semelle filante croisée 114
VI.5.2.1 Semelle filante croisée sous poteaux 114
VI.5.2.2 Semelle filante croisée sous voiles 115
VI.5.2.3 Vérification de la stabilité au renversement 115
VI.5.2.4 Vérification de poinçonnement de semelle filante croisée 116
VI.5.3 Ferraillage de semelle filante croisée 117
VI.5.3.1 Semelle filante croisée sous plusieurs poteaux 117
VI.5.3.2 Semelle filante croisée sous voile 118
VI.5.3.3 Prédimensionnement de la poutre de libage 119
VI.5.3.3.1 Vérification de poinçonnement de la poutre de Libage 120
VI.5.3.3.2 Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU 120
VI.5.3.3.3 Ferraillage de la poutre de libage 121
VI.5.3.3.4 Armature calculée en travée et en appui 122
VI.5.3.3.5 Vérification des contraintes à L'ELS 122
VI.5.3.3.6 Armature transversale 122
VI.5.3.3.7 Vérification de la flèche a L'ELS 123
VI.6 Ferraillage des longrines 123
VI.6.1 Calcul de ferraillage à L'ELU ou L'ACC 124
VI.6.2 Vérification des contraintes à l'ELS 125

CHAPITRE VII : Conclusion Générale

Conclusion Générale 126

Liste Des Figures

CHAPITRE II : Prédimensionnement Des Éléments Structuraux

Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux 11
Figure II.2 : Dimensions du corps creux.....11
Figure II.3 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité (RDC) 17
Figure II.4 : Dimensions à respecter par les poutres.....21
Figure II.5 : Vue en plan et vue en 3D et règles de prédimensionnement du voile.....22

CHAPITRE III : Calcul Des Éléments Secondaires

Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère 24
Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère.....25
Figure III.3 : Section de calcul 25
Figure III.4 : Ferraillage de l'acrotère. 30
Figure III.5 : Représentation d'un escalier.....31
Figure III.6 : Schèma statique d'escalier (Volée 1).....32
Figure III.7 : Schéma statique d'escalier (Volée 2).....32
Figure III.8 : Distribution des charges à l'ELU 36
Figure III.9 : Distribution des charges à l'ELS.....36
Figure III.10 : Ferraillage d'éscalier.....41
Figure III.11 : Dimensionnement de la poutre palière.....42
Figure III.12 : Ferraillage de poutre palière. 46
Figure III.13 : Schématisation de la poutrelle avant coulage.....47
Figure III.14 : Schématisation de type le plus défavorable.....49

Figure III.15 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher courant.....51
Figure III.16 : Diagrammes de l'éffort tranchant à l'ELU du plancher courant 51
Figure III.17 : Diagramme des moments à l'ELS du plancher courant.....52
Figure III.18 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher terrasse.....52
Figure III.19 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher terrasse 53
Figure III.20 : Diagramme des moments à l'ELS du plancher terrass 53
Figure III.21 : Les sections considérées pour le calcul des ferraillages En (travée et Appui) 54
Figure III.22 : Schéma de ferraillage des poutrelles du plancher de plancher courant 57

CHAPITRE IV : Etude Sismique

Figure IV.1 : Disposition des voiles (Vue en 3D) 58
Figure IV.2 : Disposition des voiles (Vue en 2D) 59
Figure IV.3 : Les effets des excentricités accidentelles 64
Figure IV.4 : Position du Centre de masse et Centre de rigidité 66
Figure IV.5 : Régularité en plan 67
Figure IV.6 : Régularité en élévation.....67
Figure IV.7 : Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voile.69
Figure IV.8 : Spectres de réponse.....71

CHAPITRE V : Ferraillage Des Éléments Structuraux

Figure V.1 : Ferraillage des poutres principales 92
Figure V.2 : Ferraillage des poutres secondaires 93
Figure V.3 : Ferraillage des poutres chainages.....93
Figure V.4 : Définition de la zone nodale dans les poteaux 94
Figure V.5 : Les sections des poteaux.....95
Figure V.6 : Ferraillage des poteaux 99
Figure V.7 : Disposition des voiles (Vue en 2D).....101
Figure V.8 : Ferraillage de voile le plus sollicité (Y4).....105

CHAPITRE VI : Etude De L'infrastructure

Figure VI.1 : Semelle isolée 108
Figure VI.2 : Les bulbes de pression sous la semelle 109
Figure VI.3 : Les bulles de pression sous la semelle 110
Figure VI.4 : Semelle filante sous poteaux.....111
Figure VI.5 : Semelle filante sous voiles.....111
Figure VI.6 : Schéma des Semelles filantes 112
Figure VI.7 : Schéma des Semelles filantes croisées.....114
Figure VI.8 : Schéma de poinçonnement de la Semelle.....117
Figure VI.9 : Schéma du Semelle filante croisée sous plusieurs poteaux.....117
Figure VI.10 : Schéma du Semelle filante croisée sous voile 118
Figure VI.11 : Ferraillage de semelle filante croisée (Plus Sollicité) et de poutre de libage 123
Figure VI.12 : Ferraillage des longrines.....125

Liste Des Tableaux

CHAPITRE I : Présentation De L'ouvrage

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.....7
Tableau I.2 : Caractéristiques du béton.....8
Tableau I.3 : Caractéristiques de l'acier.....9

CHAPITRE II : Prédimensionnement Des Éléments Structuraux

Tableau II.1 : Prédimensionnement des poutres.....12
Tableau II.2 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux) 13
Tableau II.3 : Évaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux).....13
Tableau II.4 : Évaluation de la charge permanente des murs en simple cloison.....14
Tableau II.5 : Évaluation de la charge permanente des murs en double cloison 14
Tableau II.6 : Prédimensionnement des poteaux.....15
Tableau II.7 : Vérification du coffrage des poteaux 15
Tableau II.8 : Les charges permanents 18
Tableau II.9 : Les sur charges d'exploitation.....19
Tableau II.10 : Capacité portante $\bar{N}$ pour chaque section de poteau 19
Tableau II.11 : Vérifications du $1.1N_{ultime}$ et N_U 20
Tableau II.12 : Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003 21

CHAPITRE III : Calcul Des Éléments Secondaires

Tableau III.1 : Évaluation des charges 24
Tableau III.2 : Détermination des efforts.....25
Tableau III.3 : Paramètres de calcul 26
Tableau III.4 : Les caractéristiques géométriques pour les 2 volées.....34

Tableau III.5 : Charge permanente de la paillasse de l'escalier.....34
Tableau III.6 : Charge permanente du palier de repos de l'escalier 35
Tableau III.7 : Combinaison des charges de l'escalier de l'escalier.....35
Tableau III.8 : Les données.....38
Tableau III.9 : Les armatures de répartition.....39
Tableau III.10 : Vérification de l'espacement des armatures. 39
Tableau III.11 : Vérification du ferraillage de l'escalier A à l'E.L.S. 40
Tableau III.12 : Vérification de la flèche de l'escalier 41
Tableau III.13 : Les données.....43
Tableau III.14 : Ferraillage de la poutre palière.....43
Tableau III.15 : Vérification à l'ELS de la poutre palière 44
Tableau III.16 : Vérification vis-à-vis [RPA99 version2003] de la poutre palière.....44
Tableau III.17 : Les charges de la poutrelle avant coulage.....47
Tableau III.18 : Calcul des moments.....47
Tableau III.19 : Détermination du nombre d'étaiements.....48
Tableau III.20 : Actions de calcul des poutrelles après coulage 51
Tableau III.21 : Moment et effort tranchant des poutrelles de plancher courant à l'ELU 51
Tableau III.22 : Moment et effort tranchant des poutrelles de plancher courant à l'ELS 52
Tableau III.23 : Moment et effort tranchant des poutrelles de plancher terrasse à l'ELU 52
Tableau III.24 : Moment et effort tranchant des poutrelles de plancher terrasse à l'ELS 53
Tableau III.25 : Récapitulations des efforts internes de plancher courant.....54
Tableau III.26 : Calcul et vérification des armatures de plancher courant. 54
Tableau III.27 : Ferraillages longitudinaux des poutrelles 56
Tableau III.28 : Calcul et vérification des armatures transversales 56
Tableau III.29 : Vérification des contraintes de cisaillement des poutrelles 56
Tableau III.30 : Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.....56

CHAPITRE IV : Etude Sismique

Tableau IV.1 : Centre de masse et de centre de rigidité.....61
Tableau IV.2 : Calcul de l'excentricité statique 62
Tableau IV.3 : Excentricité accidentelle. 65
Tableau IV.4 : Coefficient d'accélération (A) de zone.....68

Tableau IV.5 : Détermination du facteur de qualité (Q). 70
Tableau IV.6 : Comportement des trois premiers modes....73
Tableau IV.7 : Participation massique. 74
Tableau IV.8 : Calcul de la force sismique 76
Tableau IV.9 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 76
Tableau IV.10 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement 77
Tableau IV.11 : Vérification du déplacement en tête 78
Tableau IV.12 : Vérification des déplacements inter-étage suivant (X)....79
Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter-étage suivant (Y)....79
Tableau IV.14 : Vérification l'effet P-Δ sens (X)....81
Tableau IV.15 : Vérification l'effet P-Δ sens (Y)....81
Tableau IV.16 : Vérification du cisaillement des poutres....82
Tableau IV.17 : Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (X)....82
Tableau IV.18 : Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (Y).....83
Tableau IV.19 : Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (X)....83
Tableau IV.20 : Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (Y)....84
Tableau IV.21 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux (X). 85
Tableau IV.22 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux (Y). 85
Tableau IV.23 : Dimensionnement finales des éléments. 86

CHAPITRE V : Ferraillage Des Éléments Structuraux

Tableau V.1 : La section calculée et choisie d'armatures des poutres....88
Tableau V.2 : La section choisie d'armatures des poutres 88
Tableau V.3 : Vérification des contraintes des poutres à l'ELS (Travée)....88
Tableau V.4 : Vérification des contraintes des poutres à l'ELS (Appui)....89
Tableau V.5 : Vérification de section d'armatures 89
Tableau V.6 : Vérification de flèche des poutres....90
Tableau V.7 : Vérification de la flèche de poutre chainage 90
Tableau V.8 : La section d'armatures transversales....91
Tableau V.9 : Vérification des contraintes de cisaillement 92
Tableau V.10 : La section d'armatures des poteaux 96
Tableau V.11 : Vérification des contraintes à L'ELS....96

Tableau V.12 : Les sections d'armatures transversales des poteaux 98
Tableau V.13 : La section calculée d'armatures verticales des voiles 101
Tableau V.14 : La section choisie d'armatures verticales des voiles.....102
Tableau V.15 : Vérification des contraintes normales des voiles 102
Tableau V.16 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.....103
Tableau V.17 : La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles 104

CHAPITRE VI : Etude De L'infrastructure

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS 108
Tableau VI.2 : Dimensionnement et vérification des semelles filantes à l'ELS 113
Tableau VI.3 : Dimensionnement et vérification des semelles filantes à l'ELS 113
Tableau VI.4 : Dimensionnement et vérification des semelles filantes croisées à l'ELS.....114
Tableau VI.5 : Dimensionnement et vérification des semelles filantes croisées à l'ELS.....115
Tableau VI.6 : Vérification de renversement des semelles filantes croisées 116
Tableau VI.7 : Vérification de poinçonnement de la semelle filante croisée.....117
Tableau VI.8 : Choix de méthode de calcul 118
Tableau VI.9 : Ferraillage des semelles filantes croisées.....118
Tableau VI.10 : Armature de répartition des semelles filantes croisées.....118
Tableau VI.11 : Choix de méthode de calcul 119
Tableau VI.12 : Ferraillage des semelles filantes croisées.....119
Tableau VI.13 : Armature de répartition des semelles filantes croisées.....119
Tableau VI.14 : Prédimensionnement de poutre de libage 120
Tableau VI.15 : Vérification de Poinçonnement de la poutre de libage 120
Tableau VI.16 : Vérification de cisaillement des poutres de libage 121
Tableau VI.17 : Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage 121
Tableau VI.18 : Ferraillage longitudinal des poutres de libage.....122
Tableau VI.19 : Vérification des contraintes a L'ELS.....122
Tableau VI.20 : Armature transversale 122
Tableau VI.21 : Vérifications préliminaire de la flèche.....123
Tableau VI.22 : Coefficient α.....124
Tableau VI.23 : Ferraillage des longrines 124
Tableau VI.24 : Vérification des contraintes normales.....125

NOTAION

Majuscules Romaines

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

$A_{rép}$: Armature de répartiton.

A_s : Section d'acier tendu.

$A_{s'}$: Section d'acier comprimé.

A_t : Section d'acier transversale.

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

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

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

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

E, V : Charge sismique.

F : Effort de traction.

G : Charge permanente.

G : Module d'élasticité transversale.

I : Moment d'inertie.

K : Rigidité.

L_f : Longueur de flambement.

L_t : Largeur de la section tendue.

L_t : Largeur de la section comprimée.

L_{tot} : Longueur total.

M : Moment fléchissant.

M_0 : Moment isostatique.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

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

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'E.L.S.

N_u : Effort normal ultime.

Q : Charge d'exploitation.

R_a : Réaction à gauche.

R_b : Réaction à droite.

S.E.C : Section entièrement comprimée.

S.E.T : Section entièrement tendue.

S.P.C : Section partiellement comprimée.

S_{rep} : Espacement de répartition.

$S_{t,t}$: Espacement d'armature transversale.

S_{ZC} : Espacement dans la courant.

S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.

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

T_u ,V_u : Effort tranchant à l'E.L.U.

Z : Bras de levier.

Minuscules Romaines

a : Epaisseur du voile.

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.

e_0 : Excentricité.

e_p : Epaisseur.

f : Flèche.

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

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

Fe : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

h : Hauteur de la section du béton.

i : Rayon de giration.

ml : Métre linéaire.

Majuscules Grecques

Δ : Variation.

Σ : Somme.

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 moyenne.

τ : Contrainte tangentielle.

δ : Déplacement d'un niveau.

ξ : Amortissement.

Autres Notations

BA : Béton armé.

C.N.V : Condition non vérifiée.

C.V : Condition vérifiée.

EC : Etage courant.

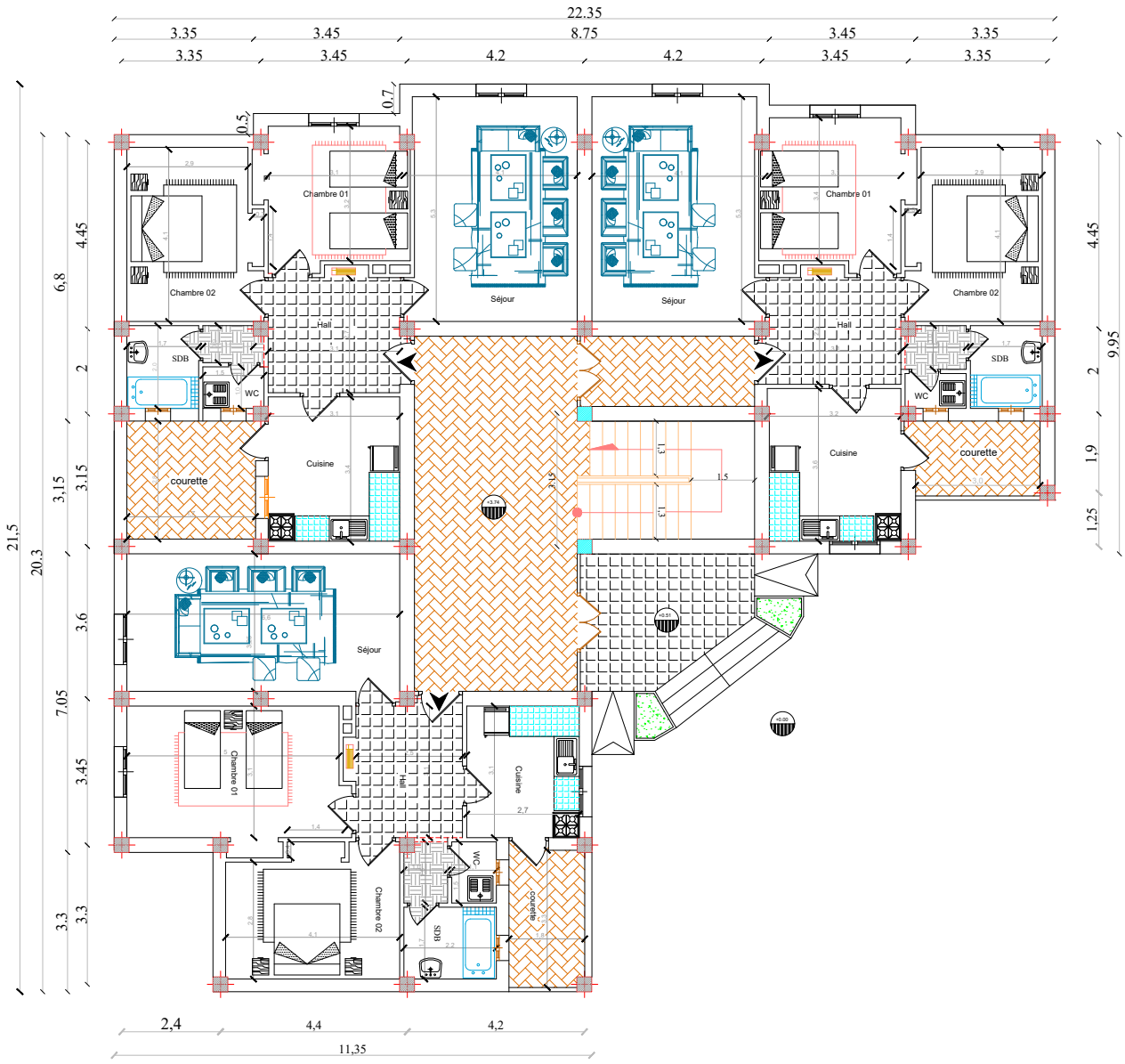
FeE : Nuance de l'acier.

HA : Haut adhérence.

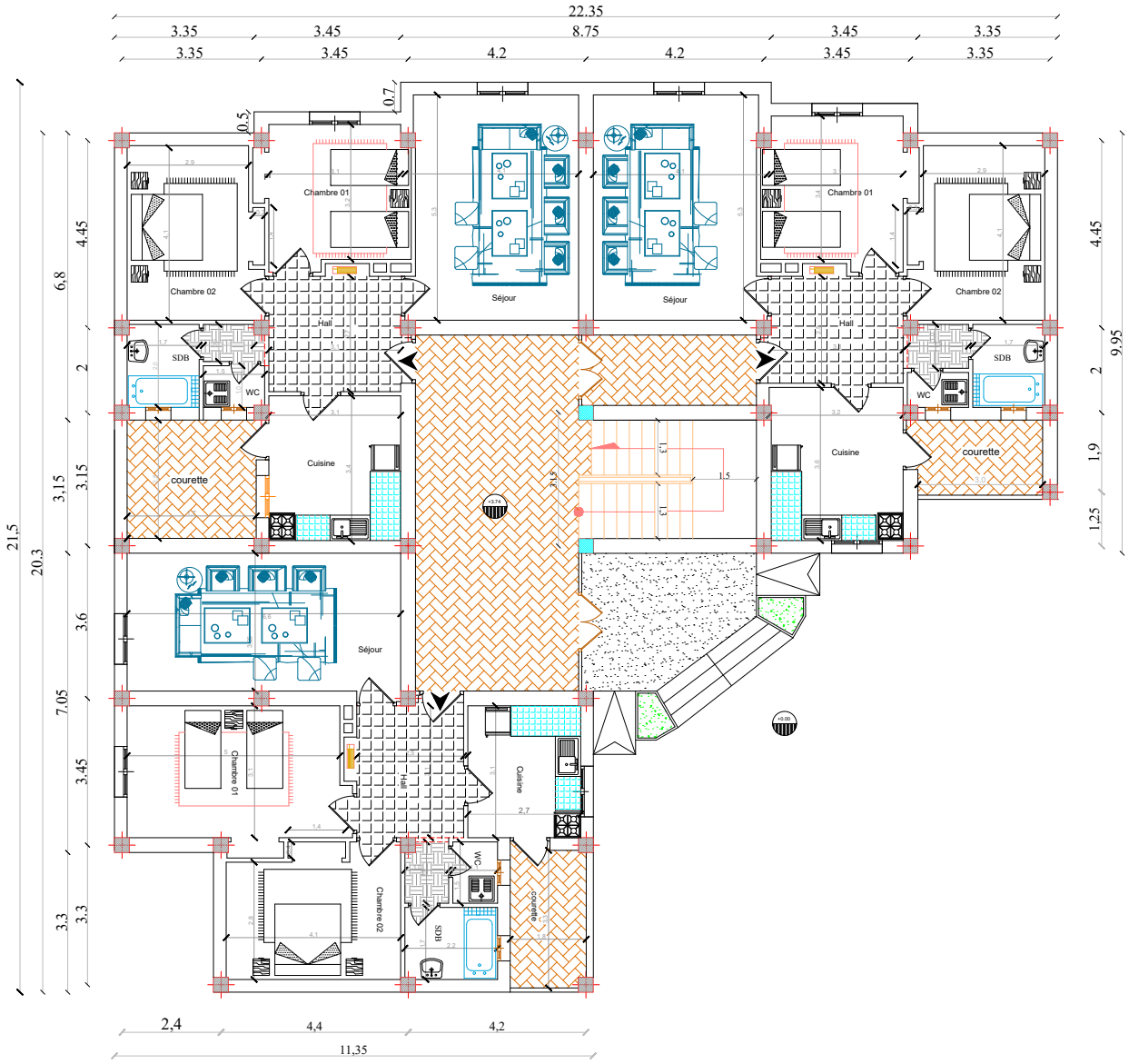
RDC : Rez-de-chaussée.

Plans

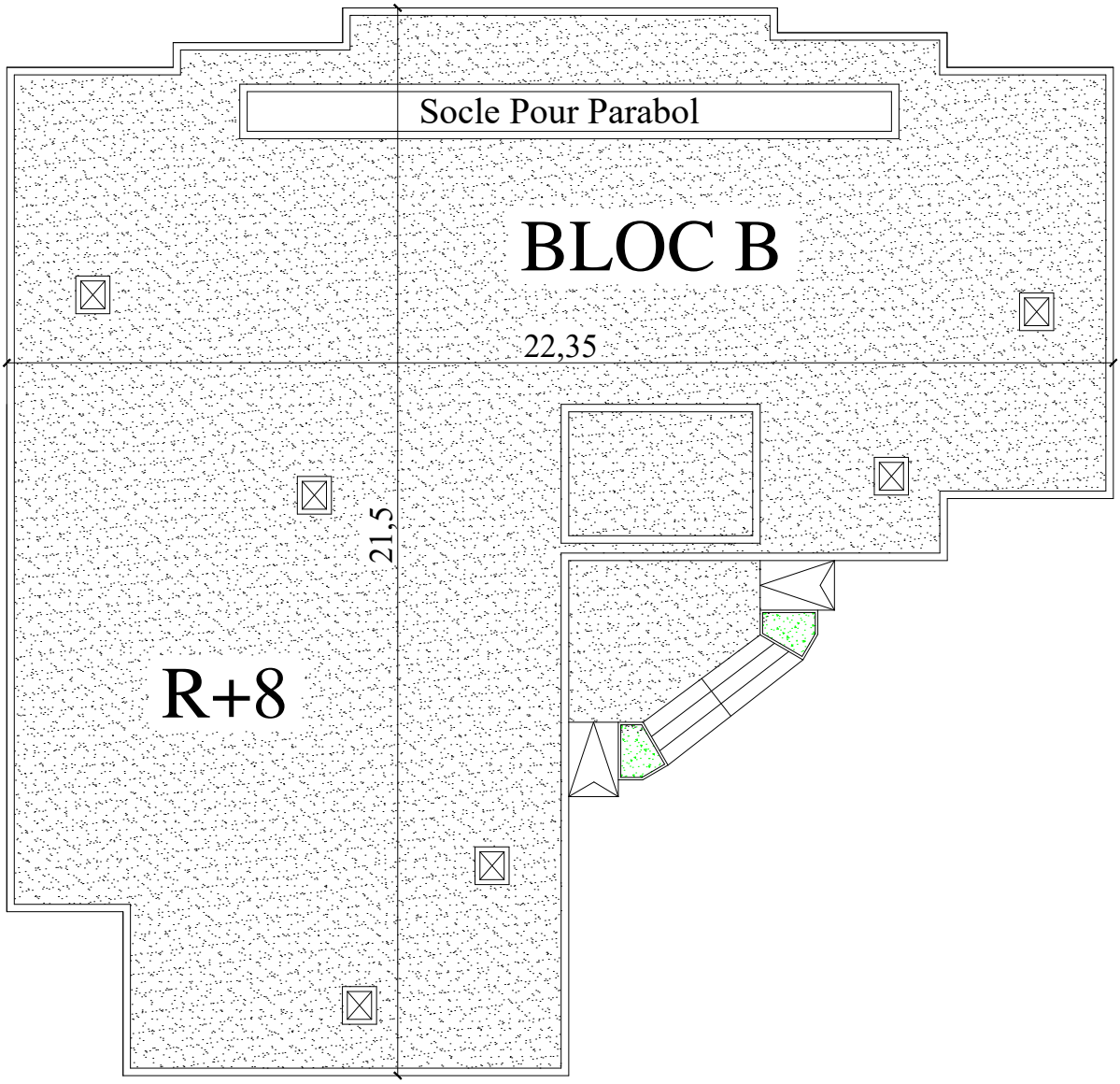
Architectures


22.35
3.35
3.45
8.75
3.45
3.35
3.35
3.45
4.2
4.2
3.45
3.35
0.5
0.7
Chambre 01
Chambre 02
Séjour
Séjour
Hall
SDB
WC
courette
Cuisine
Chambre 01
Chambre 02
Hall
SDB
WC
courette
Cuisine
Séjour
Chambre 01
Hall
Cuisine
WC
Chambre 02
SDB
courette
21,5
20,3
6,8
4.45
2
3.15
3.15
3.6
7.05
3.45
3.3
3.3
4.45
9.95
2
1.9
1.25
2,4
4,4
4,2
11,35

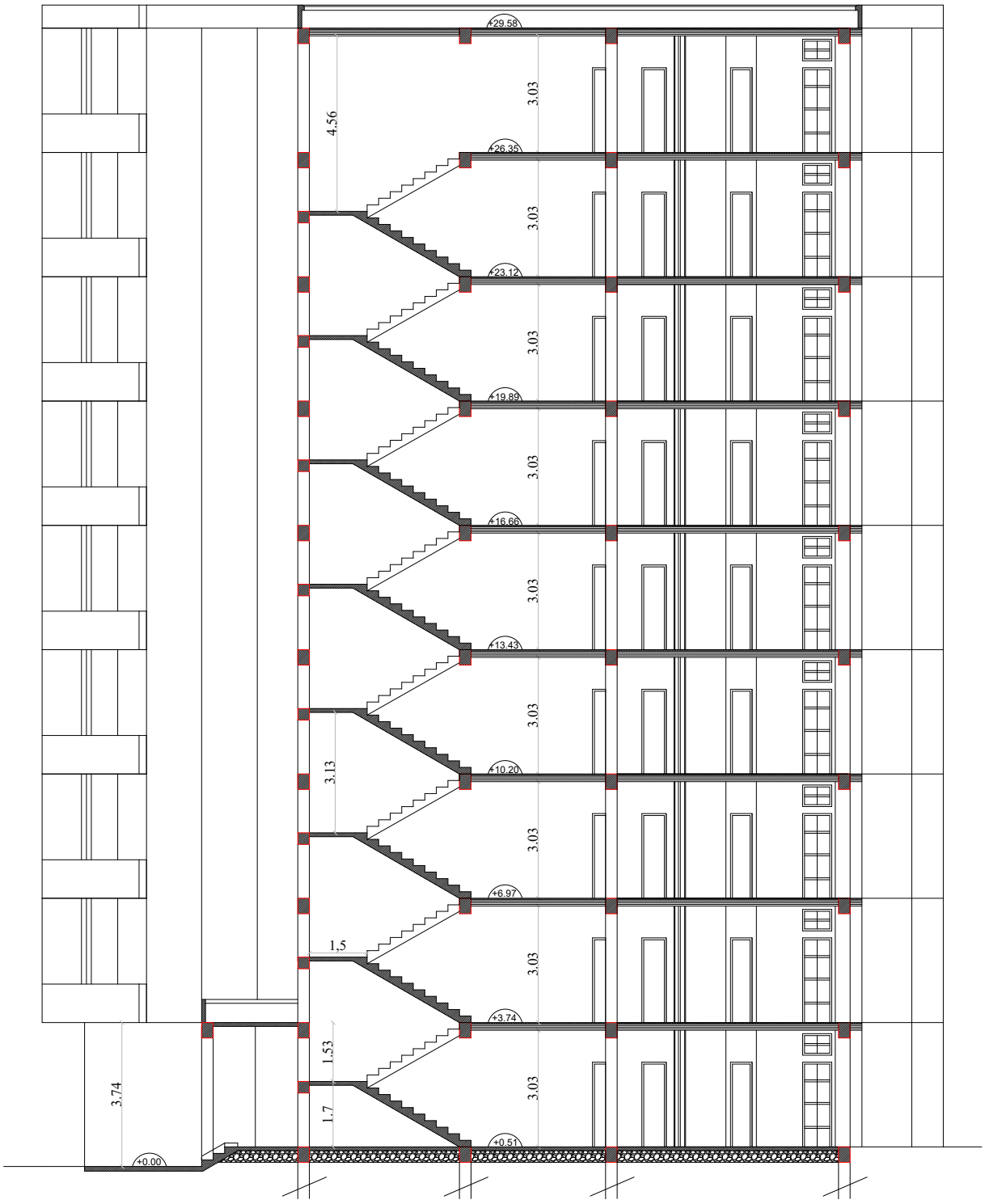
PLAN RDC



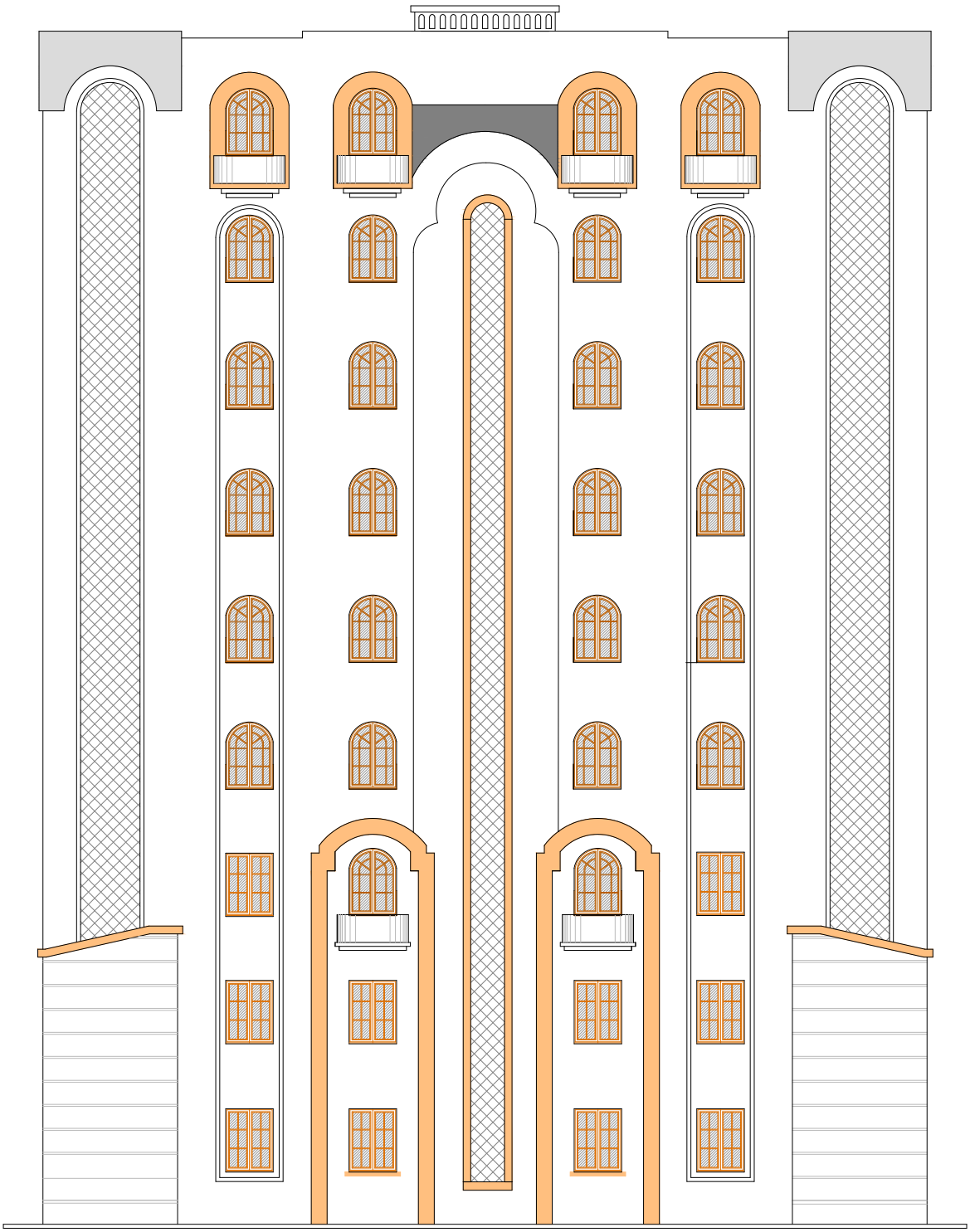
PLAN ETAGE COURANT



PLAN ETAGE DE TOITURE


+29.58
+26.35
+23.12
+19.89
+16.66
+13.43
+10.20
+6.97
+3.74
+0.51
+0.00
4.56
3.03
3.13
1,5
1.53
1.7
3.74

COUPE BB



FACADE PRINCIPALE

Introduction Générale

L'étude des structures de bâtiment est une étape clè 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 la Willaya de Mèdea. Le bloc en question est à usage d'habitation constitué à un rez-de-chaussée (RDC) + 8 étages. Cette étude a été menée selon le plan de travail qui représenté comme suit :

- Une présentation de l'ouvrage ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés sont présentées au premier chapitre.
- L'étape de prédimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles et planchers), est l'objet du chapitre II.
- Le troisième chapitre est consacré pour le calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers, etc. …).
- La partie de l'étude sismique et la détermination des caractéristiques géométriques de la structure ainsi que sa modélisation sur le logiciel de calcule « ETABS 21 » fait l'objet de quatrième chapitre.
- Le cinquième chapitre présente en détail le calcul du ferraillage des éléments résistants de la structure sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux ainsi que les vérifications des contraintes.
- Le sixième chapitre résume la partie de l'étude de l'infrastructure par le dimensionnement et le calcule de ferraillage des fondations.
- A la fin de ce travail on termine par une conclusion générale.

CHAPITRE I
Présentation De L'ouvrage

I.1 Introduction :

Le but principal de l'étude d'une structure en béton armé 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 les étudiants de génie civile (structure) comme un projet de fin d'étude master (2). 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 (8) étages**. Il sera implanté à la wilaya de Médéa groupe d'usage (**2)**, classée comme une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) selon le règlement parasismique algérien 1999 (**RPA99**) version 2003. Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**), ainsi qu'au RPA99 version 2003.

I.3 Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

I.3.1 Dimensions en plan :

- Longueur totale du bâtiment : ……...……...22.35 m
- Largeur totale du bâtiment : ……...……..21.50 m

I.3.2 Dimensions en élévation :

- Hauteur de RDC et des étages courants : …….....3.23 m
- Hauteur totale du bâtiment (Sans Acrotère) : ……...…...29.58 m

I.4 Conception de la structure :

I.4.1 Ossature de l'ouvrage :

Notre bâtiment à une hauteur dépassant 8m (**Zone IIa**), alors le RPA99V2003, préconise 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.

I.4.2 Planchers :

On a utilisé un seul type de plancher à cops creux. Son 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 5 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 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 à deux voler avec un palier intermédiaire.

I.5 Caractéristique mécanique des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conforme aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA99 version 2003 et 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. Dans notre cas J'ai utilisé du béton ayant un dosage en ciment **CPJ-CEMII42,5** de 350Kg/m³ ce qui donne une résistance à la compression à 28 jours égale à f_{c28} = 25 MPa (ce qui est un minimum).

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. Pour des raisons environnementales, 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 à 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 du 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 = 16cm et H = 32cm) en béton. Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{J}{4.76 + 0.83J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{J}{1.40 + 0.95J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

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 fendage, mais le plus souvent est par flexion. La valeur de f_{tj} est déduite de celle de la compression par le biais de la relation suivante :

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

I.5.4.2 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 :

$$E_{ij}\,(\text{MPa}) = 11000\,(f_{cj})^{1/3}$$

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

$$E_{vj}\,(\text{MPa}) = \frac{E_{ij}}{3} \quad \text{Soit : } E_{vj} = 3700\,(f_{cj})^{1/3}$$

I.5.4.2.1 Module de déformation transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

I.5.4.2.2 Coefficient de Poisson (υ) :

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

$$\frac{\text{Allongement dans le sens transversal}}{\text{Raccourcissement longitudinal}} = \frac{\Delta a/a}{\Delta l/l}$$

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

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

I.5.4.3 Poids volumique (ρ) :

On adopte la valeur ρ = 25 kN/m³.

I.5.4.4 Contrainte de cisaillement :

Les contraintes sont déterminées à partir de l'effort tranchant.

- Fissuration peu nuisible : τ_u = Min [0.2 $\frac{fc28}{\gamma b}$; 5 MPa].

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : τ_u = Min [0.15 $\frac{fc28}{\gamma b}$; 4 MPa].

I.5.4.5 Contrainte en compression :

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au delà là de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$\sigma_s = \frac{1.85\ fc28}{\theta\ .\gamma b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

γ_b = 1,50 cas des situations durables ou transitoires.

γ_b = 1,15 cas des situations accidentelles.

- θ : Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures.
- θ : Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures.
- θ : Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

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 les ouvrages 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 ≤ Ø ≤ 6

I.5.5.1 Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé : (E_s = 2 X 10^5 MPa).

I.5.5.2 Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :

$$\sigma s = \frac{Fe}{\gamma s}$$

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier.

F_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

- γ_s = 1.15 (Situation durable).
- γ_s = 1 (Situation accidentelle).

I.5.5.3 Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

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

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer.
- Fissuration préjudiciable : σ_s = Min [$\frac{2}{3}$ Fe ; 110 $\sqrt{\eta f_{tj}}$].
- Fissuration très préjudiciable : σ_s = Min [$\frac{2}{3}$ Fe ; 90 $\sqrt{\eta f_{tj}}$].

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

- η = 1.6 Pour les armatures à haute adhérence.
- η = 1 Pour les ronds lisses et les treillis soudés.

I.6 Conclusion :

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

✓ Pour le béton :

Tableau I.2 : Caractéristiques du béton.

Résistance à la compression (f_{c28})		25 MPa
Résistance à la traction (f_{t28})		2,1 MPa
Module d'élasticité (E)	**Instantanée**	32164,2 MPa
	Différée	10818,86 MPa
Coefficient de poisson (υ)	**Sollicitations**	0
	Déformations	0.2
Contrainte de cisaillement (τ_u)	**Fissuration préjudiciable où Très préjudiciable**	2,50 MPa
	Fissuration peu nuisible	3,33 MPa
Contrainte en compression (σ_{bc})	**Situation durable**	14,20 MPa
	Situation accidentelle	18,50 MPa

✓ Pour les armatures de l'acier :

- Longitudinales : HA « Fe = 400 MPa ».
- Transversales : HA « Fe = 235 MPa ».
- Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA « Fe = 520 MPa ».

Tableau I.3 : Caractéristiques de l'acier.

<table>
<tr><td colspan="4">Module d'élasticité longitudinale (E_s)</td><td>20000 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="6">Contraintes Limites (σs)</td><td rowspan="2">ELU</td><td colspan="2">Situation durable σ_S</td><td>348 MPa</td></tr>
<tr><td colspan="2">Situation accidentelle σ_S</td><td>400 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="4">ELS</td><td rowspan="2">Fissuration Préjudiciable</td><td>Armatures à Haute Adhérence σs</td><td>201.63 MPa</td></tr>
<tr><td>Ronds lisse σs</td><td>159.40 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Fissuration Très préjudiciable</td><td>Armatures à Haute Adhérence σs</td><td>165 MPa</td></tr>
<tr><td>Ronds Lisse σs</td><td>130.42 MPa</td></tr>
<tr><td colspan="2">Fissuration peu nuisible</td><td>Aucune Vérification à Faire</td></tr>
</table>

CHAPITRE II

Prédimensionnement Des Éléments Structuraux

II.1 Introduction :

Le but de ce chapitre est de déterminer les dimensions des différents éléments de la structure. Ces derniers sont choisis selon les préconisations de **RPA99version2003**, **CBA93**, **BAEL91** et **D.T.R.B.C.2.2** (charges et surcharges). Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentes après vérification. En plus, on doit prendre aussi en considération le côté économique afin d'éviter les surplus d'acier et du béton.

II.2 Prédimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plans horizontaux séparant les étages d'un bâtiment. Ils doivent être capables de supporter les charges et les surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs ; aussi ils doivent remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité contre les risques d'incendie.

II.2.1 Planchers à corps creux :

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

$$\frac{Lmax}{25} \leq h_t \leq \frac{Lmax}{20} \quad ; \quad h_t \geq \frac{Lmax}{22.5}$$

Avec :

h_t : L'épaisseur du plancher.

L_{max} : La longueur maximale de poutrelle entre nus des appuis (Lmax = 440 cm).

$$17.6 \text{ cm} \leq h_t \leq 22 \text{ cm} \quad ; \quad h_t \geq 19.55 \text{ cm}$$

On adopte : $h_t = 20$ cm.

$h_t = d + e$

d : L'épaisseur du corps creux.

e : L'épaisseur de la dalle de compression.

$$\Rightarrow \quad h_t = 16 + 4 \text{ cm}$$

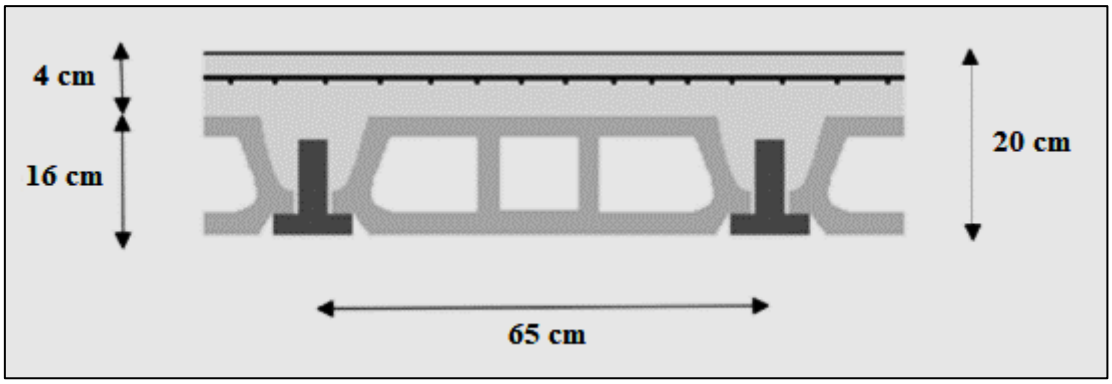


Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux.

Donc on utilisera le corps creux de dimensions suivantes :

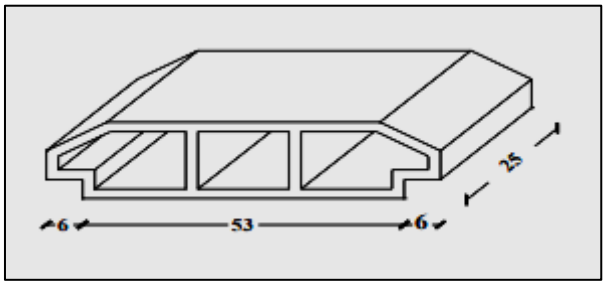


Figure II.2 : Dimensions du corps creux.

II.3 Prédimensionnement des poutres :

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad => \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

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 : Prédimensionnement des poutres.

	Poutres principales	**Poutres secondaires**
Conditions De Résistance	L = 445 cm ⇒ 29.66 cm ≤ h ≤ 44.5 cm On adopte : h = 40 cm ⇒ 12 cm ≤ b ≤ 28 cm On adopte : b = 30 cm	L = 440 cm ⇒ 29.33 cm ≤ h ≤ 44 cm On adopte : h = 35 cm ⇒ 10.5 cm ≤ b ≤ 24.5 cm On adopte : b = 30 cm
Vérification selon Le RPA99 (Version 2003)	b = 30 cm ≥ 20 cm h = 40 cm ≥ 30 cm $\frac{h}{b}$ = 1,333 ≤ 4,0	b = 30 cm ≥ 20 cm h = 35 cm ≥ 30 cm $\frac{h}{b}$ = 1.166 ≤ 4,0
	Conditions vérifiées	**Conditions vérifiées**
Conditions de Rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$ = 0.089 ≥ $\frac{1}{16}$ = 0.062	$\frac{h}{L}$ = 0.079 ≥ $\frac{1}{16}$ = 0.062

Conclusion :

- Pour les poutres principales, on adopte la section : (b×h) = 30×40 cm².
- Pour les poutres secondaires, on adopte la section : (b×h) = 30×35 cm².

II.4 Évaluation des charges permanentes :

L'évaluation des charges se fait selon le règlement DTR B.C.2.2.

II.4.1 Plancher corps creux :

II.4.1.1 Plancher terrasse :

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

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m2)
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**	0.15	3.30
5	**Plaque de liège**	0.04	0.16
6	**Pare vapeur**	0.01	0.06
7	**Film polyane**	-	0.01
8	**Plancher corps creux**	0.16 + 0.04	2.80
9	**Enduit de plâtre**	0.02	0.20
G (kN/m^2)			7.50

II.4.1.2 Plancher étage courant :

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

N°	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	**Plancher corps creux**	0.16 + 0.04	2.80
5	**Enduit de plâtre**	0.02	0.20
6	**Mur simple cloison**	0.10	1.62
G (kN/m^2)			5.96

II.4.2 Maçonnerie :

II.4.2.1 Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.4 : Évaluation 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.4.2.2 Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau II.5 : Évaluation de la charge permanente des murs en double 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	2 x 0.90
3	**Lame d'aire**	0.05	-	-
G (kN/m^2)				2.52

II.5 Évaluation des charges d'exploitations :

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

II.6 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 ($Nu \leq \bar{N}$) et la descente des charges permanentes et des surcharges d'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 (Nu=1,1Nu) selon l'Article B.8.11 du CBA93.

II.6.1 Les dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux sont présentées sur le tableau II.6.

Tableau II.6 : Prédimensionnement des poteaux.

Etages	**RDC**	**1er**	**2eme**	**3eme**	**4eme**	**5eme**	**6eme**	**7eme**	**8eme**
Sections Carrées (A×B) cm²	45x45	45x45	40x40	40x40	40x40	40x40	35x35	35x35	35x35

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) :

- Min (b1, h1) ≥ 25 cm. (Zone IIa).
- Min (b1, h1) $\geq \frac{He}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4$

Tableau II.7 : Vérification du coffrage des poteaux.

Etage	**b_1 x h_1**	$\frac{He}{20}$	**Min (b1, h1) ≥ 25cm**	**Min (b1, h1) $\geq \frac{He}{20}$**	$\frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4$
RDC	45 x 45	16.15	**Conditions vérifiées**		
1er	45 x 45	16.15	**Conditions vérifiées**		
2eme	40 x 40	16.15	**Conditions vérifiées**		
3eme	40 x40	16.15	**Conditions vérifiées**		
4eme	40 x 40	16.15	**Conditions vérifiées**		
5eme	40 x 40	16.15	**Conditions vérifiées**		
6eme	35 x 35	16.15	**Conditions vérifiées**		

7eme	35 x 35	16.15	**Conditions vérifiées**
8eme	35 x 35	16.15	**Conditions vérifiées**

II.6.2 Étapes 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 $\bar{N}$ 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 :

$$Nu \leq \bar{N} = \alpha \left(\frac{Br \cdot fc28}{0.9\ \gamma b} + A\frac{fe}{\gamma s}\right)$$

N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q.

A_s : La section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

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

- $\alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2}$ Si $\lambda \leq 50$
- $\alpha = 0.30\ (\frac{50}{\lambda})^2$ Si $50 \leq \lambda \leq 70$

$$\lambda = \frac{Lf}{i} \quad ; \quad \mathbf{L_f = 0.7L_0} \quad ; \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}} \quad ; \quad \mathbf{B_r = (A-2)\ (B-2)} \quad ; \quad \mathbf{A_s = 0.01B}$$

λ : L'élancement mécanique.

i : Rayon de giration.

L_0 : Longueur du poteau

L_f : Longueur de flambement.

$$\mathbf{f_{c28} = 25\ MPa} \quad ; \quad \mathbf{F_e = 400\ MPa} \quad ; \quad \mathbf{Situation\ durable\ (\gamma_b = 1{,}5\ ;\ \gamma_s = 1{,}15)}$$

II.6.2.1 Choix du poteau le plus sollicité :

Après une comparaison préliminaire, on constate qu'on a le poteau le plus sollicité :

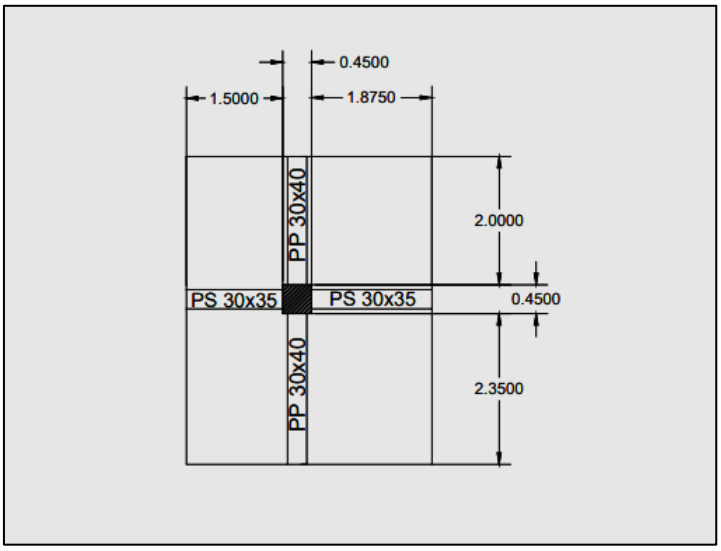


Figure II.3 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité (RDC).

II.6.2.2 Calcul de La surface reprise par le poteau :

- **S plancher :** Surface du plancher seulement.
- **S plancher** = S tot - (S poteau + S pp + S ps).
- **S plancher** = 18.36 - (0.2025 + 1.3050 + 1.0125) ⇒ **S plancher** = 15.84 m^2.
- **S tot :** Surface totale du plancher compris les poutres.

Stot = 3.825 × 4.8 ⇒ Stot = 18.36 m^2.

II.6.2.3 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 × he × Poids Volumique Du Béton Armé.

Avec :

Poids volumique du béton armé = 25 kN/m^3.

Tableau II.8 : Les charges permanents.

Étage	h (m)	S_{poteau}	G_{poteau}	G_{pp}	G_{ps}	$G_{plancher}$	$G_{étage}$	$G_{cumulé}$
8eme	3.23	0.1225	9.8918	13.35	9.1218	118.80	151.1636	151.1636
7eme	3.23	0.1225	9.8918	13.35	9.1218	94.4064	126.7700	277.9336
6eme	3.23	0.1225	9.8918	13.35	9.1218	94.4064	126.7700	404.7036
5eme	3.23	0.1600	12.9200	13.20	8.9906	94.4064	129.5170	534.2206
4eme	3.23	0.1600	12.9200	13.20	8.9906	94.4064	129.5170	663.7376
3eme	3.23	0.1600	12.9200	13.20	8.9906	94.4064	129.5170	793.2546
2eme	3.23	0.1600	12.9200	13.20	8.9906	94.4064	129.5170	922.7716
1er	3.23	0.2025	16.3518	13.05	8.8593	94.4064	132.6675	1055.4391
RDC	3.23	0.2025	16.3518	13.05	8.8593	94.4064	132.6675	1188.1066

II.6.2.4 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) :

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

Avec :

n : Nombre d'étages on démarre de haut en bas (le premier étage est '0').

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \ldots\ldots, Q_n$: Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

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

- Pour la 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 5eme étage : $Q_0 + 0.90\,(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Pour le 4eme : $Q_0 + 0.85\,(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

- Pour le 3eme : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- Pour le 2eme : $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
- Pour le 1er : $Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
- Pour le RDC : $Q_0 + 0.678 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

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

Etage	$Q_{plancher}$ (kN)	S_t (m^2)	$Q_{étage}$ (kN)		Coefficient De Dégression		$Q_{cumulé}$ (kN)
8eme	1	18.36	Q_0	18.36	-		18.3600
7eme	1.5	18.36	Q_1	27.54	1		45.9000
6eme	1.5	18.36	Q_2	27.54	0.95		70.6860
5eme	1.5	18.36	Q_3	27.54	0.90		92.7180
4eme	1.5	18.36	Q_4	27.54	0.85		111.9960
3eme	1.5	18.36	Q_5	27.54	$\frac{3+n}{2n}$	0.80	128.5200
2eme	1.5	18.36	Q_6	27.54		0.75	142.2900
1er	1.5	18.36	Q_7	27.54		0.7142	156.0049
RDC	1.5	18.36	Q_8	27.54		0.6875	167.7369

II.6.2.5 Calcul de la capacité portante ($\bar{N}$) :

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

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

Etage	Dimension	B_r (cm^2)	L_0 (m)	L_f (m)	i (m)	λ	α	A_s (cm^2)	$\bar{N}$ (kN)
8eme	35 x 35	1089	3.23	2.261	0.1010	22.3861	0.7857	1.089	16142.55
7eme	35 x 35	1089	3.23	2.261	0.1010	22.3861	0.7857	1.089	16142.55
6eme	35 x 35	1089	3.23	2.261	0.1010	22.3861	0.7857	1.089	16142.55
5eme	40 x 40	1444	3.23	2.261	0.1154	19.5927	0.7998	1.444	21788.95
4eme	40 x 40	1444	3.23	2.261	0.1154	19.5927	0.7998	1.444	21788.95

3eme	40 x 40	1444	3.23	2.261	0.1154	19.5927	0.7998	1.444	21788.95
2eme	40 x 40	1444	3.23	2.261	0.1154	19.5927	0.7998	1.444	21788.95
1er	45 x 45	1849	3.23	2.261	0.1299	17.4056	0.8099	1.849	28252.44
RDC	45 x 45	1849	3.23	2.261	0.1299	17.4056	0.8099	1.849	28252.44

II.6.2.6 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 :

- $N_{ultime} = 1,35G + 1,5Q$
- $N_U = 1,1N_{ultime}$

Tableau II.11 : Vérifications du $1.1N_{ultime}$ et N_U.

Etage	**G (kN)**	**Q (kN)**	**N_{ultime}**	**$1,1N_{ultime}$**	**N_U**	**$1,1N_{ultime} \leq N_U$ (kN)**
8eme	151.1636	18.3600	231.6108	254.7719	16142.55	**Condition vérifiée**
7eme	277.9336	45.9000	444.0603	488.4664	16142.55	**Condition vérifiée**
6eme	404.7036	70.6860	652.3788	717.6267	16142.55	**Condition vérifiée**
5eme	534.2206	92.7180	860.2748	946.3022	21788.95	**Condition vérifiée**
4eme	663.7376	111.9960	1064.0398	1170.4437	21788.95	**Condition vérifiée**
3eme	793.2546	128.5200	1263.6737	1390.0411	21788.95	**Condition vérifiée**
2eme	922.7716	142.2900	1459.1766	1605.0943	21788.95	**Condition vérifiée**
1er	1055.4391	156.0049	1658.8501	1824.7351	28252.44	**Condition vérifiée**
RDC	1188.1066	167.7369	1855.5492	2041.1041	28252.44	**Condition vérifiée**

II.6.2.7 Vérification aux zones nodales (Art.7.5) :

Pour les spécifications pour les poutres (coffrage), on vérifie le Tableau II.12 :

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

Etage	**8,7 et 6eme**	**5,4,3 et 2eme**	**1er et RDC**
B_{max} (cm)	30	30	30
h_1 (cm)	35	40	45
b_1 (cm)	35	40	45
$B_{max} \leq 1.5h_1 + b$	**Condition vérifiée**		
d (cm)	5	10	15
Max $(\frac{b1}{2} ; \frac{h1}{2})$	17.5	20	22.5
$d \leq$ Max $(\frac{b1}{2} ; \frac{h1}{2})$	**Condition vérifiée**		

Les Dimensions à respecter par les poutres sont illustrés sur la Figure II.4 :

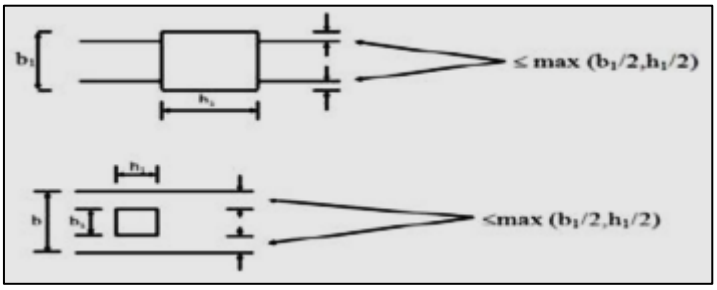


Figure II.4 : Dimensions à respecter par les poutres.

II.6.2.8 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.7 Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant l'[Art 7.7.1] du RPA99version2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent), et d'autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations.

Selon le RPA99version2003, « article 7.7.1 » un élément est considéré comme voile seulement dans le cas où il vérifie la condition (L ≥ 4 x a) sinon cet élément est considéré comme un élément linéaire.

Avec :

- L : Porté du voile.
- a : Épaisseur du voile.

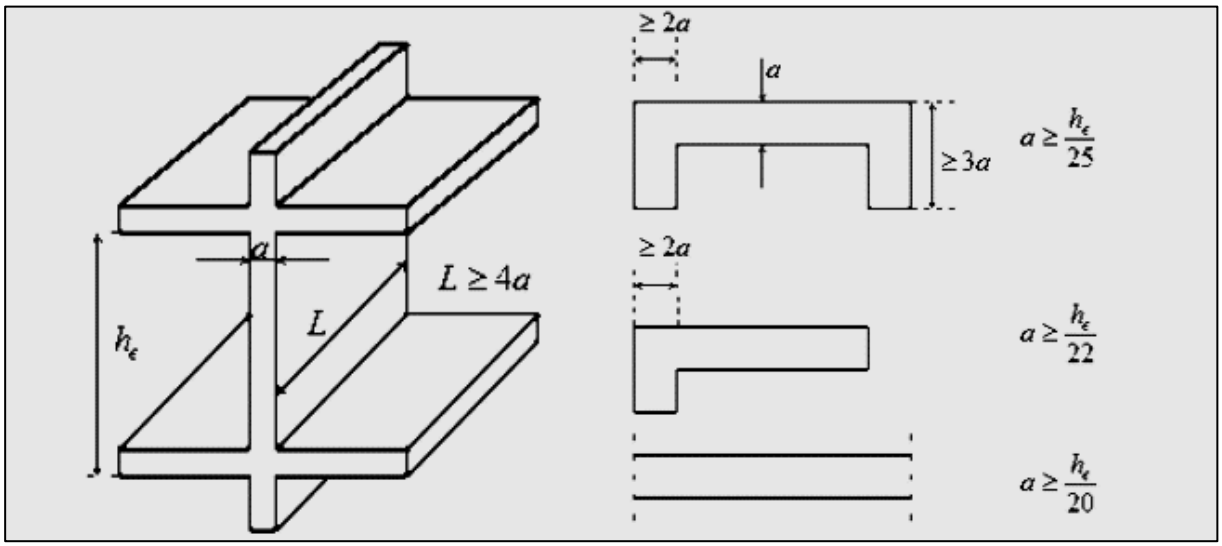


Figure II.5 : Vue en plan et vue en 3D et règles de prédimensionnement du voile.

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 *he*et des conditions de rigidité aux extrémités.

Et :

- $h_e = h_{étage} - h_{ps}$
- $L \geq 4.a$

Pour RDC + 8 Étages ($h_é$ = 3.23m et h_{ps} = 0.35m) :

- ✓ **Cas (1) : Voile entre deux poteaux :**

$a \geq Max\ [15cm ; \frac{he}{25}]$ ⇒ $a \geq Max\ [15cm ; \frac{323-35}{25} = 11.52cm]$ ⇒ $a = 15cm$.

- ✓ **Cas (2) : Voile avec un seul poteau :**

$a \geq Max\ [15cm ; \frac{he}{22}]$ ⇒ $a \geq Max\ [15cm ; \frac{323-35}{22} = 13.09cm]$ ⇒ $a = 15cm$.

- ✓ **Cas (3) : Voile seulement :**

$a \geq Max\ [15cm ; \frac{he}{20}]$ ⇒ $a \geq Max\ [15cm ; \frac{323-35}{20} = 14.40cm]$ ⇒ $a = 15cm$.

Donc On peut adopter pour tous les étages avec tous les cas un voile d'une épaisseur de 15 cm.

II.8 Conclusion :

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils sont susceptibles d'être changés après avoir effectué le calcul dynamique et après vérification des flèches des éléments porteurs.

CHAPITRE III

Calcul Des Éléments Secondaires

III.1 Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou contreventement de la structure. Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme tels ; dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ses efforts), mais ils dont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2 L'acrotère :

III.2.1 Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé construite à la périphérie du plancher terrasse et considéré comme une console soumise à la flexion composée due à :

- Une force verticale due à son poids propre (G).
- Une force horizontale due aux ouvriers (Q).

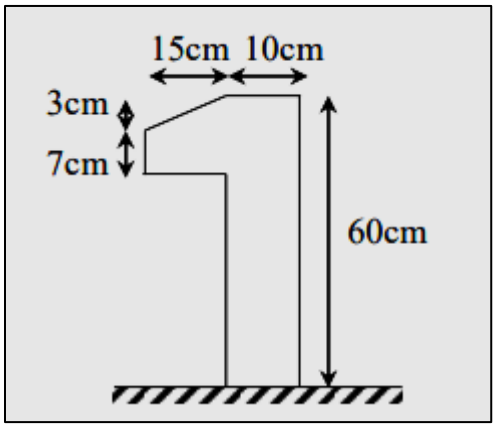


Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère.

III.2.2 Évaluation des charges :

Tableau III.1 : Évaluation des charges.

G (kN/ml)	[0,6 x 0,1 + 0,15 x (0,03+0,07)] x 1ml x $\gamma_{béton}$ = 1,875
Q (kN/ml)	1 x 1ml = 1

III.2.3 Détermination des efforts :

Tableau III.2 : Détermination des efforts.

ELU	
Effort Normal (N_u) [kN]	1,35 x G = 2.5312
Moment D'encastrement (M_u) [kN.m]	1,5 x Q x h = 0,9
Effort Tranchant (T_u) [kN]	1,5 x Q = 1,5
ELS	
Effort Normal (N_{ser}) [kN]	G = 1,875
Moment D'encastrement (M_{ser}) [kN.m]	Q x h = 0,6
Effort Tranchant (T_{ser}) [kN]	Q = 1

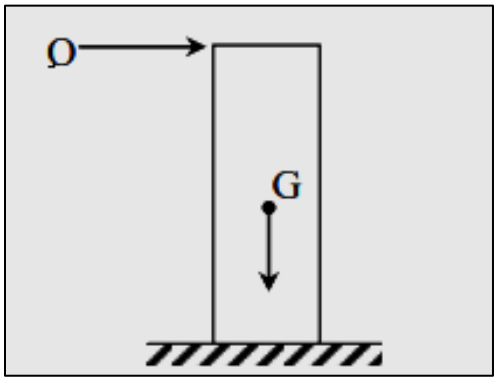


Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère.

III.2.4 Ferraillage :

Le calcul de ferraillage se fait par une section rectangulaire (100 x 10) cm² soumise à la flexion composée et en situation durable à l'état limite ultime.

III.2.4.1 Données :

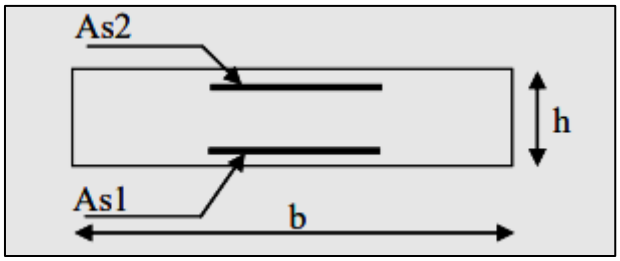


Figure III.3 : Section de calcul.

Tableau III.3 : Paramètres de calcul.

b (cm)	100	**c = c'(cm)**	2.5
h (cm)	10	**d (cm)**	7.5
fe (MPa)	400	**σ_{bc} (MPa)**	14.2
σ_{bc} (MPa)	14.2	**σ_s (MPa)**	348
U = (b + h) x 2 = 220 cm		**B** = b x h = 1000 cm²	

III.2.4.2 Vérification à E.L.U :

a) Calcul de l'excentricité :

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.5312} = 35.55$ cm

On a : $e_0 = 35.55\text{cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ cm

b) Calcul du moment de flexion :

e : Distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

$e = e_0 + (\frac{h}{2} - c') = 35.55 + 2.5 = 38.05$ cm = 0.3805 m

$M_1 = N \times e = 2.5312 \times 0.3805 = 0.9631$ kN.m

c) Calcul des armatures verticales :

Le calcul se fait en flexion simple :

$\mu = \frac{M1}{(\sigma bc \times \beta \times d2)} = 0.012$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A'_1 = 0$ et $\beta = 0.994$

$A_1 = \frac{M1}{(\sigma s \times \beta \times d)} = 0.371\ cm^2$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{\sigma s \times 100} = 0.37\ cm^2$

Et : $A' = A'_1 \quad \Rightarrow \quad A' = 0\ cm^2$

Donc : $A = 0.37\ cm^2$

d) Condition de non fragilité :

$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\ cm^2$

$A_{min} = 1\ cm^2 > A = 0.37\ cm^2$

On adoptera : A = **4HA8** = 2.01 cm²

e) Armatures de répartition :

$A_{rép} = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_{rép} \geq 0.5025$

Donc, on prendra : A_r = **4HA6** = 1.13 cm²

f) Espacement :

$S_t = (\frac{100}{4}) = 25$ cm ≤ S_{min} = min [3h = 30 cm ; 33 cm] = 30 cm

$S_{rép} = (\frac{60}{4}) = 15$ cm ≤ S_{min} = min [4h = 40 cm ; 45 cm] = 40 cm

III.2.4.3 Vérification à E.L.S :

Données :

N_{ser} = 1.875 kN

M_{ser} = 0.60 kN.m

a) Calcul de l'excentricité :

On a $e_0 = \frac{Mser}{Nser} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.875} = 32$ cm

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5$ cm < e_0 = 32 cm

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $\frac{M'G}{Nser} < \frac{I'G}{B0.\upsilon 2}$

On a : A = 2.01 cm² et A' = 0 cm²

Où : Bo = b x h + 15 (A + A') ⇒ B_o = 1030.15 cm²

$\upsilon_1 = \frac{1}{B0}[\frac{bh^2}{2} + 15(A'c + Ad)] \Rightarrow \upsilon_1 = 5.073$ cm

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 = 10 - 5.073 = 4.927 \Rightarrow \upsilon_2 = 4.927$ cm

$I'_G = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] = 8516.25$ cm⁴

Alors : $\frac{I'G}{B0.\upsilon 2} = 1.677$ cm

$M'_G = N_{ser} \times C_G'$

$C_G' = C_G + G_G' = C_G + (\upsilon_1 - \frac{h}{2}) = e_0 - (\frac{h}{2} - c) + (\upsilon_1 - \frac{h}{2}) = 29.573$ cm

$\frac{M'G}{Nser}$ = C_G' Donc C_G' = 29.573 cm > $\frac{I'G}{B0.\upsilon 2}$ = 1.677 cm

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que : $\begin{cases}\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s\end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où : $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{Nser}{SG'}$

$\sigma_s = 15k\,(d - y_1)$

On va calculer y2 à l'aide de l'équation suivante :

$Y_2^3 + pY_2 + q = 0$

Tq. Y_2 : Distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

$p = -3C^2 - 90(\frac{A'}{b})\,(C - c') + 90(\frac{A}{b})\,(d - C)$

$q = -2C^3 - 90\,(\frac{A'}{b})\,(C - c')^2 - 90(\frac{A}{b})\,(d - C)^2$

C : La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " $C = \frac{h}{2} - e = -33.05$ cm < 0 ".

$$\begin{cases} p = -3203.55255\ \text{cm2} \\ q = +69226.65203\ \text{cm2} \end{cases}$$

Donc l'équation devient : $Y_2^3 - 3203.55255Y_2 + 69226.65203 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -78375172.97 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.991 \Rightarrow \varphi = 172.30^0 \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 65.35\ \text{cm} \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont : $Y_2 \begin{cases} a\cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 35.17\ \text{cm} \\ a\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -65.28\ \text{cm} \\ a\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 30.10\ \text{cm} \end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante :

$$0 < Y_1 = Y_2 + C < d$$

Y_1 : distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

$$\text{Donc : } \begin{cases} Y_2 = 35.17 \text{ cm} \\ Y_1 = Y_2 + C = 2.12 \text{ cm} \end{cases}$$

$S_{xx'} = \frac{1}{2} b Y_1^2 + 15[A'(Y_1 - c') - A(d - Y_1)]$

$S_{xx'} = 62.513 \text{ cm}^3$

$K = \frac{Nser}{Sxx'} = \frac{1.875 \text{ x } 10^3}{62.513 \text{ x } 10^3} = 0.0299 \text{ N/mm}^3$

$\sigma_b = K. Y_1 = 0.0299 \text{ x } 21.2 = 0.63 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 0.6 \text{ x } f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 15K(d - Y_1) = 15 \text{ x } 0.0299 \text{ x } (75 - 21.2) = 24.12 \text{ MPa}$

$\overline{\sigma}_s = \text{Min } [\frac{2}{3} fe = 266.66 \text{ MPa} ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633 \text{ MPa}] = 201.633 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 24.12 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa}$

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U.

III.2.5 Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à :

$F = T_u - \frac{Mu}{0.9d}$

$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9 \text{ x } 7.5 \text{ x } 10^{-2}} = -11.8333 \text{ kN}$

- F < 0, Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction, Donc pas de vérification à faire.

III.2.6 Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

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

$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} = \frac{1.5 \text{ x } 10^3}{1000 \text{ x } 75} = 0.02 \text{ MPa.}$

Et $\overline{\tau} = \text{min } [0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}] = 2.5 \text{ MPa}$ (fissuration préjudiciable).

D'où alors : $\tau_u = 0.02 \text{ MPa} \leq \overline{\tau} = 2.5 \text{ MPa.}$

- Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.7 Vérification de l'acrotère au séisme :

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

$F_p = 4A. C_p. W_p$

A : Coefficient d'accélération.

A = 0,15 [Modificatifs et compléments aux RPA99V2003 (groupe d'usage2, zone IIa)].

C_p : Facteur de force horizontal. $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'élément. Wp = 1,875 kN

D'où alors :

Fp = 4 x 0,15 x 0,8 x 1,875 $\Rightarrow$ Fp = 0,9 kN < T_u = 1,5Q = 1,5kN **(Condition vérifiée).**

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

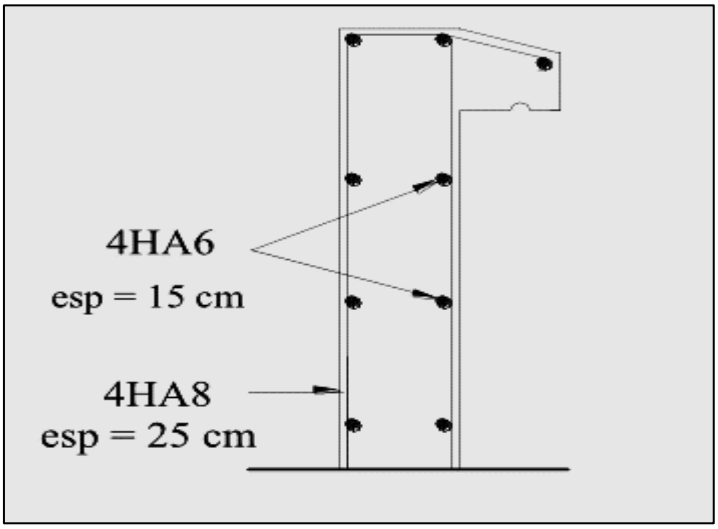


Figure III.4 : Ferraillage de l'acrotère.

III.3 Les escaliers :

III.3.1 Introduction :

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

III.3.2 Terminologie :

- **La montée :** Est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche :** Est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche :** Est la différence du niveau entre deux marches successives.
- **La contremarche :** Est le plan vertical situé entre deux marches successives.

- **Le nez de marche :** Est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron :** Est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée :** Est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier :** Est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement :** Est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour :** Est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée :** Est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée :** Est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse :** Est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

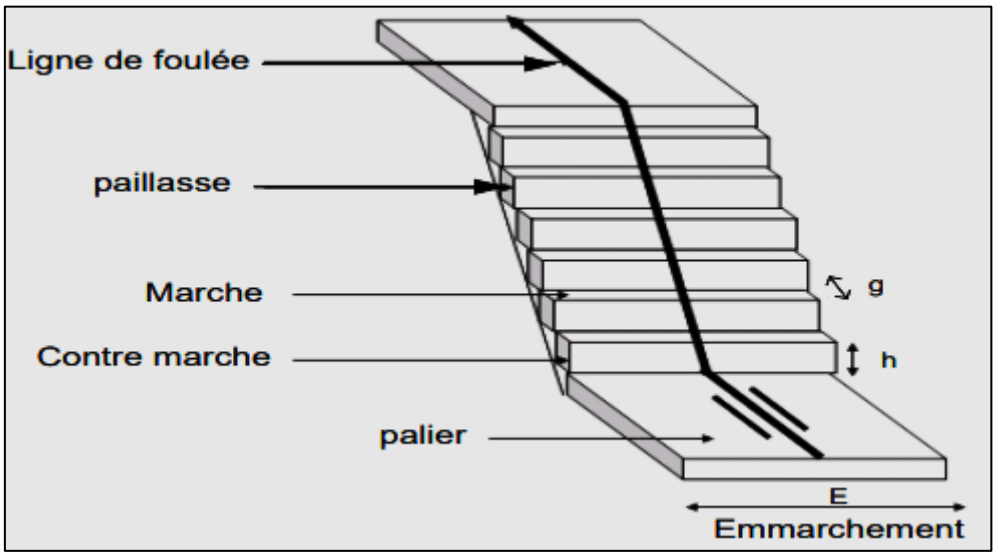


Figure III.5 : Représentation d'un escalier.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

III.3.3 Prédimensionnement :

Dans notre bâtiment, On a un seul type d'escalier droit à 2 volées avec un palier intermédiaire.

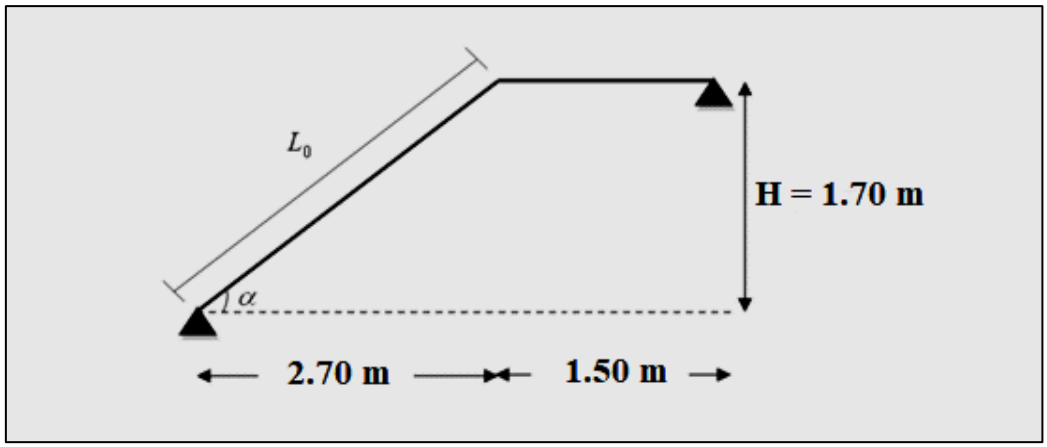


Figure III.6 : Schèma statique d'escalier (Volée 1).

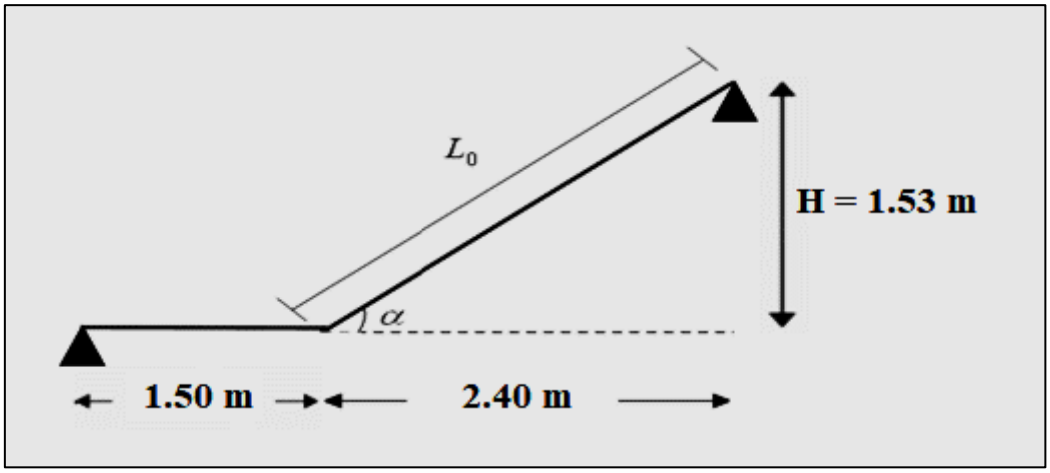


Figure III.7 : Schéma statique d'escalier (Volée 2).

- **Volée (1) :**

1. L'angle d'inclinaison α :

$$\text{Tan } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{270} = 0.63 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 32.21^{\circ}$$

2. Longueur de la paillasse :

$$L_0 = \frac{H}{\text{Sin } \alpha} = \frac{170}{\text{Sin } 32.21^{0}} \quad \Rightarrow \quad L_0 = 318.93 \text{ cm}$$

3. Détermination de n, g et h :

Et puisque (H= 1.70 m, L= 2.70 m).

Hauteur de contre marche : $14 \leq h \leq 20$.

On prend : **h = 17 cm.**

Langueur de marche : $59 \leq g + 2h \leq 66$ donc $25 \leq g \leq 32$.

On prend : **g = 30 cm.**

Vérification de la formule de BLONDEL :

$59 \leq g + 2h = 64 \leq 66$ **(Condition vérifiée).**

Nombre de contre marche : $\mathbf{n_{c.m} = \frac{H}{h} = \frac{170}{17} = 10}$

Donc on a : 10 contre de marche.

Nombre de marche : $\mathbf{n_m = n_{c.m} - 1 = 10 - 1 = 9}$

Donc on a : 9 marches.

4. Epaisseur de la paillasse :

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

Avec L = 270 + 150 = 420 cm.

$12 \leq e \leq 14$

On prendra : **e = 17 cm.**

Remarque : On prendre e = 17 cm par ce que la flèche vérifie jusqu'à **e = 17 cm.**

- **Volée (2) :**

1. L'angle d'inclinaison α :

$\text{Tan } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.63 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 32.21^{0}$

2. Longueur de la paillasse :

$L_0 = \frac{H}{\text{Sin } \alpha} = \frac{153}{\text{Sin } 32.21^{0}} \quad \Rightarrow \quad L_0 = 287.04 \text{ cm}$

3. Détermination de n, g et h :

Et puisque (H= 1.53 m, L= 2.40 m).

Hauteur de contre marche : $14 \leq h \leq 20$.

On prend : **h = 17 cm.**

Langueur de marche : $59 \leq g + 2h \leq 66$ donc $25 \leq g \leq 32$.

On prend : **g = 30 cm.**

Vérification de la formule de BLONDEL :

$59 \leq g + 2h = 64 \leq 66$ **(Condition vérifiée).**

Nombre de contre marche : $\mathbf{n_{c.m} = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9}$

Donc on a : 9 contre de marche.

Nombre de marche : $\mathbf{n_m = n_{c.m} - 1 = 9 - 1 = 8}$

Donc on a : 8 marches.

4. Epaisseur de la paillasse :

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

Avec :

L = 150 + 240 = 390 cm.

11.14 ≤ e ≤ 13

On prendra : **e = 17 cm.**

Tableau III.4 : Les caractéristiques géométriques pour les 2 volées.

	Tan α = $\frac{H}{L}$	**α⁰**	**$L_0 = \frac{H}{Sin\ \alpha}$ (cm)**	**n_m**	**$n_{c.m}$**	**h (cm)**	**g (cm)**	**e (cm)**
1ère volée	0.63	32.21	318.93	9	10	17	30	17
2éme volée	0.63	32.21	287.04	8	9	17	30	17

III.3.4 Evaluation des charges et surcharges :

III.3.4.1 Charges permanents :

Tableau III.5 : Charge permanente de la paillasse de l'escalier.

N⁰	**Composants**	**Epaisseur (m)**	**Poids volumique (kN/m³)**	**Poids surfacique (kN/m²)**
1	**Carrelage**	0.02	22	0.44
2	**Mortier de pose**	0.02	20	0.40
3	**Lit de sable**	0.03	18	0.54
4	**Poids propre de La marche**	$\frac{0.17}{2}$	25	2.125
5	**Poids propre de La paillasse**	$\frac{0.17}{\cos \alpha}$	25	5.02
6	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
Charge permanente				8.88

Tableau III.6 : Charge permanente 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	22	0.44
2	**Mortier de pose**	0.02	20	0.40
3	**Lit de sable**	0.03	18	0.54
4	**Poids propre du palier**	0.17	25	4.25
5	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
Charge permanente				5.99

III.3.4.2 Surcharge d'exploitation :

- Le palier : Q = 2.5 kN/m.
- La paillasse : Q = 2.5 kN/m.

III.3.5 Détermination des sollicitations :

- E.L.U : $P_u = 1.35G + 1.5Q$
- E.L.S : $P_{ser} = G + Q$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.7 : Combinaison des charges de l'escalier de l'escalier.

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	P_U (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
Palier	5.99	2.5	11.83	8.49
Paillasse	8.88	2.5	15.74	11.38

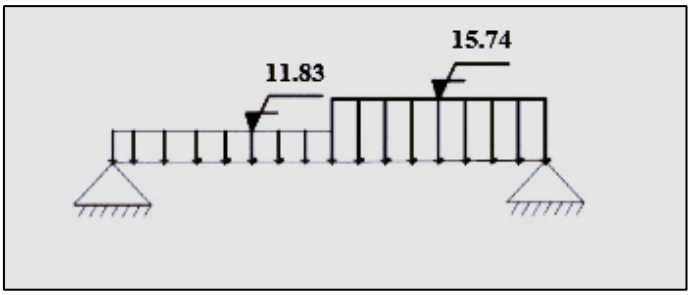


Figure III.8 : Distribution des charges à l'ELU.

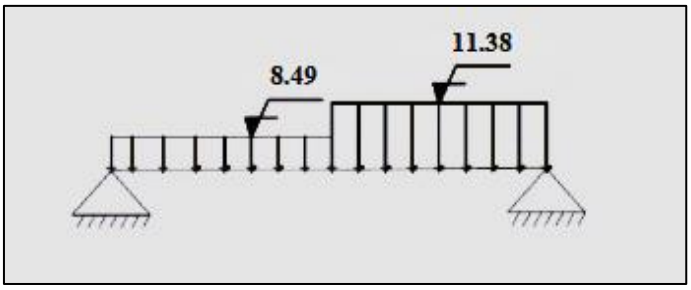


Figure III.9 : Distribution des charges à l'ELS.

III.3.5.1 Détermination des efforts :

- **A l'E.L. U :**

$\sum F = 0$

$R_a + R_b = (15.74 \times 2.70) + (11.83 \times 1.50) = 60.24$ kN.

$\sum M/A = 0$

$(R_b \times 4.20) - (15.74 \times 2.70 \times 1.35) - (11.83 \times 1.50 \times 3.45) = 0$

$R_b = 28.23$ kN.

$R_a = 56.709 - R_b = 60.24 - 28.23 = 32.01$ kN.

$$\mathbf{(0 \leq x \leq 2.70)}$$

Moment fléchissant : $M(x) = 32.01\,(x) - \frac{15.74\,(x^2)}{2}$

Effort tranchant : $T(x) = 32.01 - 15.74\,(x)$

M (0) = 0 kN.m ; T (0) = 32.01 kN

M (2.70) = 29.05 kN.m ; T (2.70) = -10.48 kN

La position du moment max se trouve dans l'intervalle : 0 m ≤ x ≤ 2.7 m

$\frac{dM(x)}{d\,(x)} = T(x) = 0$ => x = 2.03 m

M (2.03) = 32.54 kN.m ; T (2.03) ≈ 0 kN

Supposant qu'on a des semi-encastrements telle que :

M_t = 0.85. Mo = 0.85 x 32.54 = 27.65 kN.m

$M_a = M_b$ = 0.5. Mo = 0.5 x 32.54 = 16.27 kN.m

(0 ≤ x ≤ 1.50)

Moment fléchissant : $M(x) = 32.01\ (2.7 + x) - 15.74\ (2.7)\ (1.35 + x) - \frac{11.83\ (x^2)}{2}$

$M(x) = -5.91\ (x^2) - 10.48\ (x) + 29.05$

Effort tranchant : $\frac{dM(x)}{d\ (x)} = T(x) = -11.83\ (x) - 10.48$

M (0) = 29.05 kN.m ; T (0) = – 10.48 kN

M (1.50) ≈ 0 kN.m ; T (1.50) = 28.22 kN

- **A l'E.L.S :**

∑ F = 0

Ra + Rb = (11.38 x 2.7) + (8.49 x 1.50) = 43.46 kN

Ra + Rb = 43.46 kN

∑ M/A = 0

(R_b x 4.20) – (11.38 x 2.70 x 1.35) – (8.49 x 1.50 x 3.450) = 0

R_b = 20.33 kN.

$R_a = 43.46 - R_b = 43.46 - 20.33 = 23.13$ kN.

(0 ≤ x ≤ 2.70)

Moment fléchissant : $M(x) = 23.13\ (x) - \frac{11.38\ (x^2)}{2}$

Effort tranchant : T(x) = 23.13 – 11.38 (x)

M (0) = 0 kN.m ; T (0) = 23.13 kN

M (2.70) = 20.97 kN.m ; T (2.70) = – 7.59 kN

La position du moment max se trouve dans l'intervalle : 0 m ≤ x ≤ 2.7 m

$\frac{dM(x)}{d\ (x)} = T(x) = 0$ => x = 2.03 m

M (2.03) = 23.50 kN.m ; T (2.03) ≈ 0 kN

Supposant qu'on a des semi-encastrements telle que :

M_t = 0.85 x Mo = 0.85 x 23.50 = 19.97 kN.m

$M_a = M_b$ = 0.5 x Mo = 0.5 x 23.50 = 11.75 kN.m

(0 ≤ x ≤ 1.50)

Moment fléchissant : $M(x) = 23.13\ (2.7 + x) - 11.38\ (2.7)\ (1.35 + x) - \frac{8.49\ (x^2)}{2}$

$M(x) = -4.245\ (x^2) - 7.59\ (x) + 20.97$

Effort tranchant : $\frac{dM(x)}{d\ (x)} = T(x) = -8.49\ (x) - 7.59$

M (0) = 20.97 kN.m ; T (0) = – 7.59 kN

M (1.50) ≈ 0 kN.m ; T (1.50) = – 20.32 kN

III.3.6 Ferraillage des escaliers :

III.3.6.1 Les données :

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

Tableau III.8 : Les données.

Béton	**f_{c28} = 25 MPa**	**γ_b = 1.15**	**σ_{bc} = 14.2 MPa**	**c = 2 cm**
	f_{t28} = 2.1 MPa	**b = 100 cm**	**h = 17 cm**	**d = 15 cm**
Acier	**FeE400**	**Fe = 400 MPa**	**γ_s = 1.15**	**σ_s = 348 MPa**

- **En travée :**

$M_t = 0.85 \times M_{max} = 0.85 \times 32.54 = 27.65$ KN.m

$\mu = \frac{Mt}{\sigma bc\ .\ b\ .\ d^2} = \frac{27.65 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times 150^2} = 0.086 < \mu l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A' = 0.$

$\Rightarrow \quad \alpha = 0.1126\ ;\ \beta = 0.955$

Donc : $A = \frac{Mt}{\beta\ .\ d\ .\ \sigma s} = \frac{27.65 \times 10^6}{0.955 \times 150 \times 348} = 554.65\ mm^2 = 5.54\ cm^2$

On choisit A = **8HA10** = 6.28 cm^2.

- **En appuis :**

$Ma = 0.5 \times M_{max} = 0.5 \times 32.54 = 16.27$ KN.m

$\mu = \frac{Mu}{\sigma bc\ .\ b\ .\ d^2} = \frac{16.27 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times 150^2} = 0.050 < \mu l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad As' = 0.$

$\Rightarrow \quad \alpha = 0.0641\ ;\ \beta = 0.974$

Donc : $A = \frac{Mt}{\beta\ .\ d\ .\ \sigma s} = \frac{16.27 \times 10^6}{0.974 \times 150 \times 348} = 320.00\ mm^2 = 3.20\ cm^2$

On choisit A = **5HA10** = 3.93 cm^2.

III.3.6.2 Condition de non fragilité :

On vérifie que :

$$A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$$

En travées : $A = 6.28\ cm^2 \geq \frac{B}{1000} = \frac{100 \times 10}{1000} = 1.00\ cm^2$ **(C.V)**

En appuis : $A = 3.93\ cm^2 \geq \frac{B}{1000} = \frac{100 \times 10}{1000} = 1.00\ cm^2$ **(C.V)**

III.3.6.3 Les armatures de répartition :

Tableau III.9 : Les armatures de répartition.

	A_x (cm^2)	On adopte
En travées	$\frac{A}{4} = \frac{6.28}{4} = 1.57$	**4HA8** = 2.01 cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.85$	**4HA8** = 2.01 cm²

III.3.6.4 Vérification de l'espacement :

Tableau III.10 : Vérification de l'espacement des armatures.

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartitions
En travée	St = 12.5cm ≤ min [3h = 51cm ; 33cm] = 33cm	St = 25cm ≤ min [3h = 51cm ; 33cm] = 33cm
En appuis	St = 20cm ≤ min [4h = 68cm ; 45cm] = 45cm	St = 25cm ≤ min [4h = 68cm ; 45cm] = 45cm

III.3.6.5 Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$ MPa

- **Moment en travée :** $M_t = 0.85 \times M_{max} = 0.85 \times 32.54 = 27.65$ KN.m
- **Moment en appuis :** $M_a = 0.5 \times M_{max} = 0.5 \times 32.54 = 16.27$ KN.m

Tableau III.11 : Vérification du ferraillage de l'escalier A à l'E.L.S.

	En travées	**En appuis**
A (cm²)	6.28	3.93
M_{ser} (kN.m)	27.65	16.27
Y (cm)	$100y^2 + 30A.y - 30A.d = 0 \Rightarrow y = 4.45$	$100y^2 + 30A.y - 30A.d = 0 \Rightarrow y = 3.65$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 13422.06$	$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 9214.99$
$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	15	
σ_b (MPa)	$\sigma_b = \frac{Mser}{I} y = 9.16$	$\sigma_b = \frac{Mser}{I} y = 6.44$
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	**(C.V)**	**(C.V)**

III.3.6.6 Vérification de l'effort tranchant :

On a : $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d} = \frac{32.01 \times 10^3}{1000 \cdot 150} = 0.21 \text{ MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\, fc28}{\gamma b} = 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.21$ MPa $< \bar{\tau}_u = 3.33$ MPa **(C.V)**

III.3.6.7 Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{Mt}{M0} \quad \Rightarrow \quad \frac{17}{420} = 0.0400 \geq \frac{1}{20} \times \frac{0.85 \times M0}{M0} = 0.0425 \quad \textbf{(C.N.V)}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{2}{Fe} \quad \Rightarrow \quad \frac{6.28}{100 \times 15} = 0.0041 \leq \frac{2}{400} = 0.0050 \quad \textbf{(C.V)}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau III.12 : Vérification de la flèche de l'escalier.

A (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	ρ (%)	σ_s (MPa)	μ	Y (cm)	I_0 (cm^4)
6.28	27.65	0.41	307.35	0.492	9.24	47555.32
If_i (cm^4)	If_v (cm^4)	F_i (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
15064.84	26300.71	10.06	17.29	7.23	8.4	(C.V)

III.3.6.8 Schéma de ferraillage :

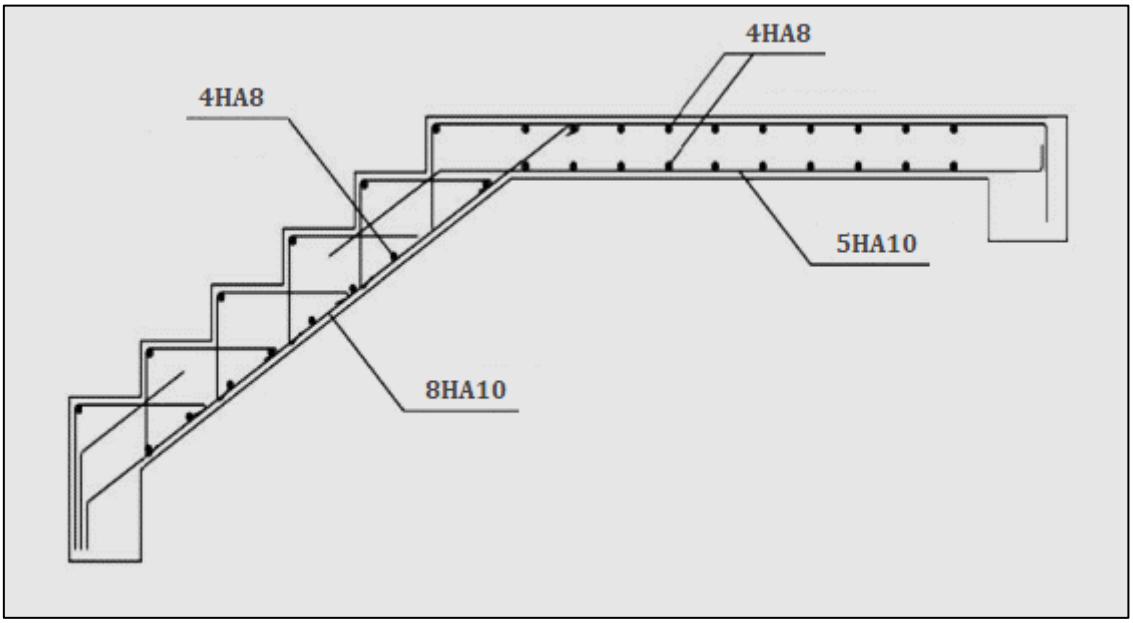


Figure III.10 : Ferraillage d'éscalier.

III.4 Poutre palière :

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

III.4.1 Prédimensionnement :

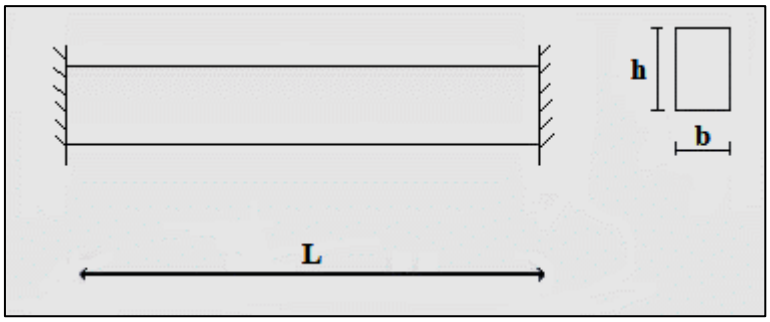


Figure III.11 : Dimensionnement de la poutre palière.

Elle se pré dimensionne selon les deux formules suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

b : Largeur de la base de la poutre.

h : Hauteur totale de la poutre.

L : La plus grande portée mesurée à nu d'appuis L = 3.15 m.

$$21 \leq h \leq 31.5 \quad => \quad h = 30 \text{ cm}$$

$$9 \leq b \leq 21 \quad => \quad b = 30 \text{ cm}$$

Donc la section de notre poutre palière est : (b x h) = (30x 30) cm^2

III.4.2 Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003 :

$$b = 30cm \geq 20cm. \text{ (C.V)}$$

$$h = 30cm \geq 30cm. \text{ (C.V)}$$

$$\frac{h}{b} = 1 < 4 \text{ (C.V)}$$

III.4.3 Charges revenants à la poutre :

$$R_{ultime} = 32.01 \text{ kN} \quad ; \quad R_{service} = 23.13 \text{ kN}$$

Poids propre de la poutre : 0,30 x 0,30 x 25 = 2.25 kN/ml.

Poids de la double cloison : 1,13 x 2,52 = 2.85 kN/ml.

G_T = 5.1 KN.

Donc :

$P_{ultime} = 1.35 \times G_T + R_{ultime} = 1,35 \times 5.1 + 32.01 = 38.89$ kN/ml.

$P_{service} = G_T + R_{service} = 5.1 + 23.13 = 28.23$ kN/ml.

III.4.4 Calcul des efforts :

On a pris les valeurs données par l'aide-mémoire de la résistance des matériaux. On a une poutre parfaitement encastrée, on calcul les réactions (R_A, R_B) avec la méthode de RDM.

- $R_A = R_B = \frac{PL}{2}$
- M_{max} (Appuis) = $M_A = M_B = \frac{PL^2}{12}$
- M_{max} (Travée) = $\frac{PL^2}{24}$

A). L'ELU :

Réaction d'appuis : $R_A = R_B = 61.25$ kN

Effort tranchant : $T_{max} = R_A = 61.25$ kN

Moment fléchissant : M_{max} (Travée) = 16.07 KN.m et M_{max} (Appuis) = 32.15 kN.m

B). L'ELS :

Réaction d'appuis : $R_A = R_B = 44.46$ kN

Effort tranchant : $T_{max} = R_A = 44.46$ kN

Moment fléchissant : M_{max} (Travée) = 11.67 kN.m et M_{max} (Appuis) = 23.34 kN.m

III.4.5 Ferraillage de la poutre palière :

- **Armatures longitudinales :**

Tableau III.13 : Les données.

Béton	**f_{c28} = 25 MPa**	**γ_b = 1.5**	**σ_{bc} = 14.2 MPa**	**c = 3 cm**
	f_{t28} = 2.1 MPa	**b = 30 cm**	**h = 30 cm**	**d = 27 cm**
Acier	**FeE400**	**Fe = 400 MPa**	**γ_s = 1.15**	**σ_s = 348 MPa**

Tableau III.14 : Ferraillage de la poutre palière.

	M (kN.m)	**μ**	**β**	**A (cm2)**	**A' (cm2)**	**A_{adp} (cm2)**	**A (cm2)**
En travée	16.07	0.052	0,973	1.75	0	**4HA12**	4.52
En appuis	32.15	0.104	0,945	3.62	0	**4HA12**	4.52

III.4.5.1 Condition de non fragilité :

$$\text{On vérifie que : } A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$$

En travée : $A = 4.52\ cm^2 \geq \frac{30 \times 30}{1000} = 0.9\ cm^2$ **(C.V)**

En appui : $A = 4.52\ cm^2 \geq \frac{30 \times 30}{1000} = 0.9\ cm^2$ **(C.V)**

III.4.5.2 Vérification à l'E.L.S :

Tableau III.15 : Vérification à l'ELS de la poutre palière.

	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
En travée	11.67	4.52	5.41	36881.49	1.71	**C.V**
En appui	23.34	4.52	5.41	36881.49	3.42	**C.V**

III.4.5.3 Vérification à RPA99Version2003 :

- Amin = 0,5% b.h
- Amax = 4% b.h **(zone courante).**
- Amax = 6% b.h **(zone de recouvrement).**

Tableau III.16 : Vérification vis-à-vis [RPA99 version2003] de la poutre palière.

	A (cm^2)	Amin = 4.5 (cm^2)	Amax = 36 (cm^2)
En travée	4.52	**(C.V)**	**(C.V)**
En appui	4.52	**(C.V)**	**(C.V)**

III.4.5.4 Vérification de l'effort tranchant :

On a : $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b0 \,.\, d} = \frac{61.25 \times 10^3}{300 \,.\, 270} = 0.75 \text{ MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$\bar{\tau}_u$ = Min [$\frac{0.2\ fc28}{\gamma b}$ = 3.33 MPa ; 5 MPa] = 3.33 MPa

τ_u = 0.75 MPa < $\bar{\tau}_u$ = 3.33 MPa **(C.V)**

III.4.5.5 Vérification des armatures longitudinales :

$$A \geq (\frac{Vu\ .\ \gamma s}{Fe}) \quad \Longrightarrow \quad 4.52\ cm^2 \geq 1.76\ cm^2 \quad \textbf{(C.V)}$$

III.4.5.6 Vérification de compression dans la bielle de béton :

$$V_u \leq 0.4\ (\frac{fc28}{1.5})\ b_0.a$$

Avec :

a = Min [b – c – 2 ; 0.9d] = 24.3 cm

V_u = 61.25 kN ≤ 486 kN **(C.V)**

III.4.5.7 Armatures transversales :

φ_t = Min [$\frac{h}{35}$ = 8.57 mm ; $\frac{b0}{10}$ = 30 mm ; φ_1 = 14] = 8.57 mm.

φ_t = 8 mm = 0.8 cm, a_t = $\frac{\pi\ .\ \varphi t^2}{4}$ = 0.5024 cm.

A_t = a_t x n_t (n_t = 4).

A_t = 2,0096 cm^2, At = **4HA8** = 2.01 cm^2

III.4.5.7.1 Section minimale d'armatures transversales :

On a : At = 2,01 cm^2 ≥ A_{min} = $\frac{0.4\ x\ 300\ x\ 243}{235}$ = 1.24 cm^2 **(C.V)**

III.4.5.8 Vérification vis-à-vis RPA99 Version2003 :

$S_t \leq [\frac{h}{4} ; 12\varphi_t]$

S_t ≤ Min [7,5 ; 9.6] = 7,5 cm **(zone nodale)**

$S_t \leq \frac{h}{2}$ = 15cm **(zone courante)**

On adopte les valeurs suivantes :

- S_t = 7 cm **(zone nodale)**
- S_t = 15 cm **(zone courante)**

A_{tmin} = 0.003 x S_t x b ≤ A_t

0,003 x 15 x 30 = 1.35 $cm^2 \leq$ 2.01 cm^2 **(C.V)**

III.4.5.9 Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L} = \frac{30}{315} = 0.095 \geq \frac{1}{16} = 0.062$ **(C.V)**
- $\frac{h}{L} = \frac{30}{315} = 0.095 \geq \frac{1}{10} \text{ x } \frac{Mt}{M0} = \frac{1}{10} \text{ x } \frac{11.67}{35.01} = 0.033$ **(C.V)**
- $\frac{A}{b.d} = \frac{4.52}{30 \text{ x } 27} = 0.0055 \leq \frac{4.2}{fe} = 0.0105$ **(C.V)**

✓ La vérification de la flèche n'est pas nécessaire parce que toutes les conditions sont vérifiées.

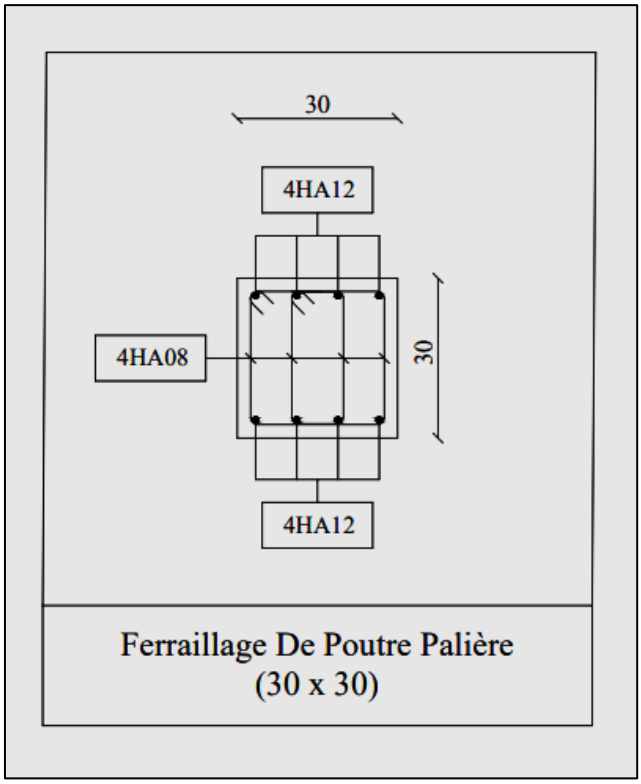


Figure III.12 : Ferraillage de poutre palière.

III.5 Les poutrelles :

III.5.1 Définition :

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

- **Avant coulage.**

- **Après coulage.**

III.5.2 Avant coulage :

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

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

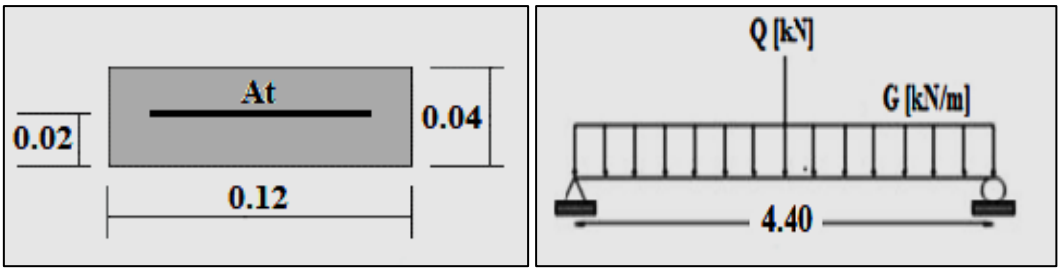


Figure III.13 : Schématisation de la poutrelle avant coulage.

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12 x 4 cm² :

Tableau III.17 : Les charges de la poutrelle avant coulage.

La travée (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
4.40	2.2	**Poids de poutrelle**	**Poids du corps creux**
		0.12 x 0.04 x 25 = 0.12	0.65 x 1 = 0.65
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous donne :

Tableau III.18 : Calcul des moments.

M_G (kN.m)	M_Q (kN.m)	M_U (kN.m)
$\frac{GL^2}{8}$ = 1.86	$\frac{QL}{4}$ = 2.42	$1.35M_G + 1.5M_Q$ = 6.14

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma bc\,.\,b\,.\,d^2} = \frac{6.14 \times 10^3}{14.2 \times 0.12 \times 18^2} = 11.131 \leq \mu l = 0.392 \quad \textbf{(C.N.V)}$$

Conclusion :

Les armatures comprimées A' sont nécessaires, cependant la section est faible, pour cela on prévoira des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant coulage de la table de compression.

- **Calcul des étaiements :**

C'est à partir du calcul de moment qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "μ" pour la comparer avec "μl", si ce coefficient est supérieur du premier donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'un coefficient de frottement inférieur au coefficient de frottement limite.

Tableau III.19 : Détermination du nombre d'étaiements.

N° Des Étaiements	Longueur De Travée (m)	G (kN)	Q (kN)	μ	μl	μ ≤ μl
0	4.400	0.77	2.2	11.131	0.392	**(C.N.V)**
1	2.200	0.77	1.1	2.783	0.392	**(C.N.V)**
2	1.467	0.77	1	1.502	0.392	**(C.N.V)**
3	1.100	0.77	1	1.032	0.392	**(C.N.V)**
4	0.880	0.77	1	0.780	0.392	**(C.N.V)**
5	0.733	0.77	1	0.344	0.392	**(C.V)**

Alors il faut prévoir cinq étaiements le long de la travée espacés de 0.733 m pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

III.5.3 Après coulage :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement par ces deux extrémités, elle sera soumise à des charges uniformément reparties.

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. 3 types de poutres continues sont à envisage :

Type 1 : 6 travées (travée de 3.35 m ; 3,45 m ; 4,20 m ; 4,20 m ; 3,45 m et 3,35m).

Type 2 : 3 travées (travée de 3.35 m ; 3.45 m et 4.20 m).

Type 3 : 2 travées (travée de 4.40 m et 4.20 m).

III.5.3.1 Sollicitations de calcul :

On a choisi le type le plus défavorable :

3eme Type : Poutrelles à deux travées.

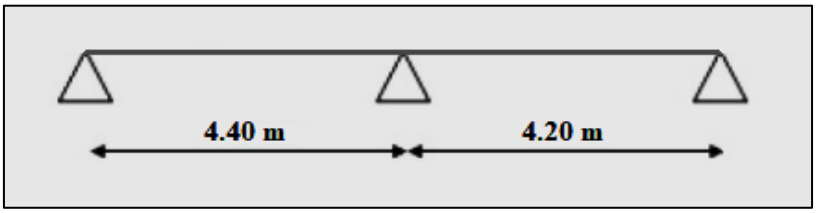


Figure III.14 : Schématisation de type le plus défavorable.

- **La méthode forfaitaire :**

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- ✓ Elle s'applique aux plancher à surcharge d'exploitation modérées,

$Q = 1{,}5\ kN/m^2 < \max\{2.G\ ;\ 5\ kN/m^2\} = 11{,}92\ kN/m^2$ **(C.V)**

- ✓ Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les déférentes travées. **(C.V)**
- ✓ Le rapport de deux portées successives des différentes travées est compris entre 0,8 et 1,25.

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4.40}{4.20} = 1.04\ cm. \quad \textbf{(C.V)}$$

- ✓ La fissuration est non préjudiciable (peu nuisible). **(C.V)**
- ✓ Donc la méthode forfaitaire est applicable.

- **Exposé de la méthode forfaitaire :**

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée à part. Il s'agira de déterminer le moment positif en travée Mt et les deux moments négatifs aux appuis :

M_t : Moment en travée.

M_w : Moment a l'appui de gauche.

M_e : Moment a l'appui de droite.

On désigne par :

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

Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max } [1.05M_o \text{ et } (1 + 0.3\alpha)\, M_o].$$

$$M_t \geq \begin{cases} \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) Mo & \text{pour les travées de rive.} \\ \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right) Mo & \text{pour les travées intermédiaire.} \end{cases}$$

Les moments d'encastrements des appuis :

$M_a \geq 0.6 \times M_o$ cas des poutres à 2 travées.

Remarque :

1) M_o : Moment isostatique ($M_o = \frac{PL^2}{8}$).

2) Dans les expressions ci-dessus les moments M_w et M_e sont pris en valeur absolues.

3) Sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.

4) Si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment ($M_a = 0.2 \times Mo$).

5) L'effort tranchant est égale :

$T_w = \frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$.

$T_e = \frac{-PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$.

6) Le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

$M_t = 0.85 \times M_o$.

$M_a = M_b = - 0.5 \times M_o$.

III.5.3.2 Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.20 : Actions de calcul des poutrelles après coulage.

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Terrasse	7.50 x 0,65 = 4,875	1 x 0.65 = 0,650	7.560	5.525
Plancher courant	5,96 x 0,65 = 3,874	1,5 x 0.65 = 0,975	6.692	4.849

a) Plancher courant :

Tableau III.21 : Moment et effort tranchant des poutrelles de plancher courant à l'ELU.

Travées	L (m)	q_u (kN/m)	M_0 (kN. m)	M_w (kN. m)	M_e (kN. m)	M_t (kN. m)	T_w (KN)	T_e (KN)
Travée 1	4.40	6.692	16.20	-3.24	-9.72	10.21	13.25	- 16.20
Travée 2	4.20	6.692	14.76	-9.72	-2.95	9.30	15.46	- 12.65

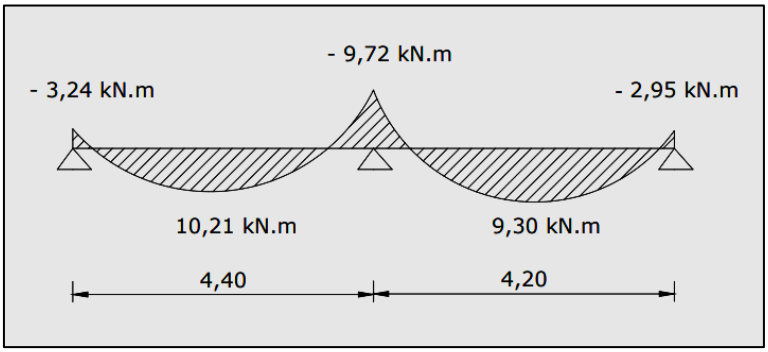


Figure III.15 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher courant.

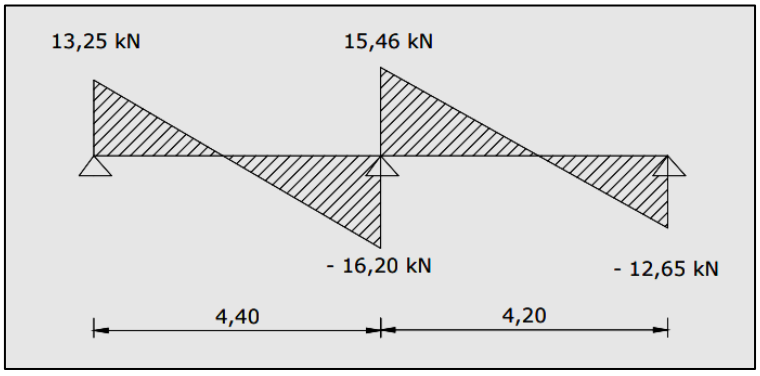


Figure III.16 : Diagrammes de l'éffort tranchant à l'ELU du plancher courant.

Tableau III.22 : Moment et effort tranchant des poutrelles du plancher courant à l'ELS.

Travées	L (m)	q_s (kN/m)	M_0 (kN. m)	M_w (kN. m)	M_e (kN. m)	M_t (kN. m)
Travée 1	4.40	4.849	11.73	-2.35	-7.04	7.39
Travée 2	4.20	4.849	10.69	-7.04	-2.14	6.74

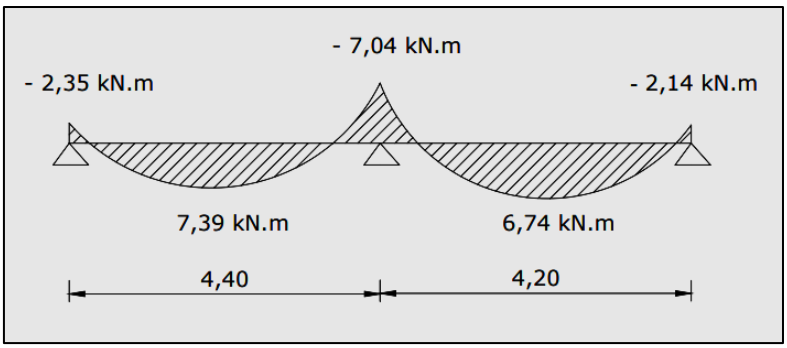


Figure III.17 : Diagramme des moments à l'ELS du plancher courant.

b) Plancher terrasse :

Tableau III.23 : Moment et effort tranchant des poutrelles de plancher terrasse à l'ELU.

Travées	L (m)	q_u (kN/m)	M_0 (kN. m)	M_w (kN. m)	M_e (kN. m)	M_t (kN. m)	T_w (KN)	T_e (KN)
Travée 1	4.40	7.56	18.29	-3.66	-10.97	11.29	14.96	- 18.29
Travée 2	4.20	7.56	16.66	-10.97	-3.33	10.29	17.45	- 14.28

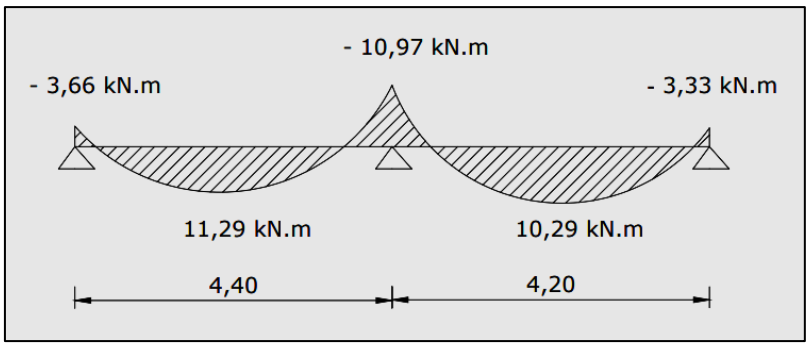


Figure III.18 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher terrasse.

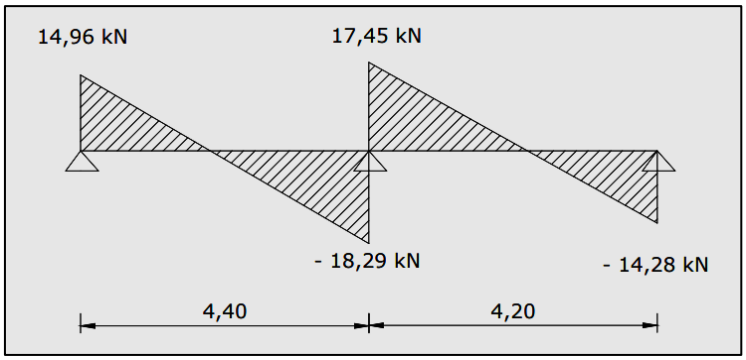


Figure III.19 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher terrasse.

Tableau III.24 : Moment et effort tranchant des poutrelles de plancher terrasse à l'ELS.

Travées	L (m)	q_s (kN/m)	M_0 (kN. m)	M_w (kN. m)	M_e (kN. m)	M_t (kN. m)
Travée 1	4.40	5.525	13.37	-2.67	-8.02	8.26
Travée 2	4.20	5.525	12.18	-8.02	-2.44	7.52

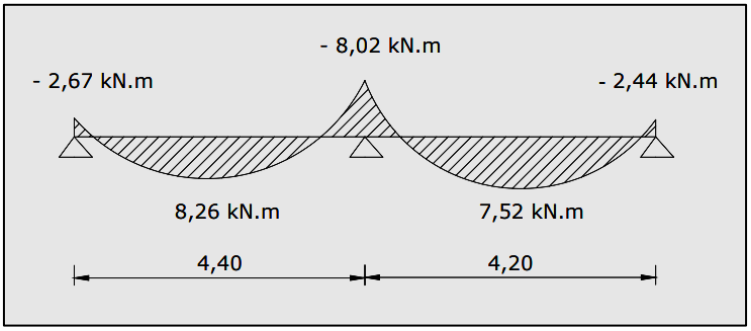


Figure III.20 : Diagramme des moments à l'ELS du plancher terrasse.

III.5.3.3 Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont : Référence : Poutrelle à 2 travées.

Tableau III.25 : Récapitulations des efforts internes de plancher courant.

	ELU			ELS	
	Ma_u (kN.m)	**Mt_u (kN.m)**	**Tu (kN)**	**Ma_{ser} (kN.m)**	**Mt_{ser} (kN.m)**
Sollicitations	9.72	10.21	16.20	7.04	7.39

III.5.3.4 Calcul du ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- ✓ Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- ✓ Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

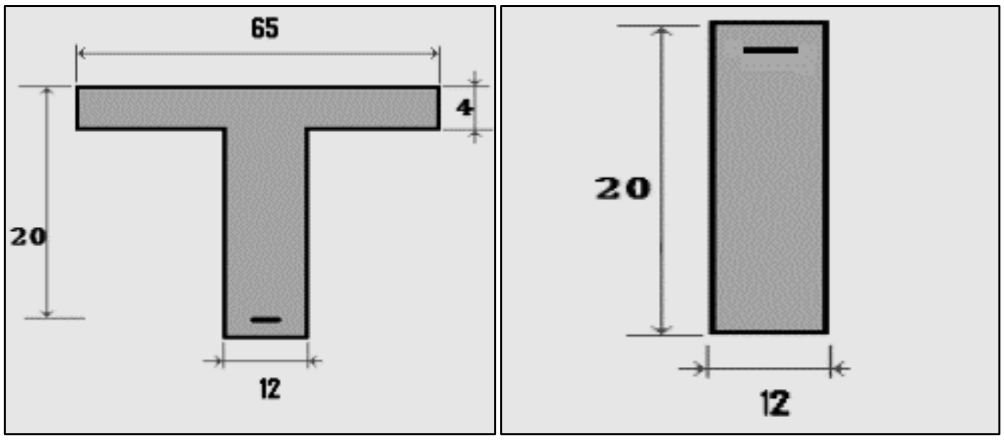


Figure III.21 : Les sections considérées pour le calcul des ferraillages En (Travée et Appui).

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III.26 : Calcul et vérification des armatures de plancher courant.

		En travée	**En appuis**
ELU	**M_u (kN.m)**	10.21	9.72
	M_0 (kN. m)	$M_0 = b.h_0.\sigma b.(d - \frac{h_0}{2})$; $M_0 = 59.07$ kN.m	

		$M_u < M_0 \Rightarrow$ l'axe Neutre appartient à La table. $\Rightarrow$ Etude d'une Section rectangulaire (b x h) = (65 x 20) $\Rightarrow$ Calcul en flexion simple.	$M_u < M_0 \Rightarrow$ l'axe Neutre appartient à La table. $\Rightarrow$ Etude d'une Section rectangulaire (b x h) = (12 x 20) $\Rightarrow$ Calcul en flexion simple.
	μ	0.034	0.032
	μl	0.392	
	μ < μl	**Condition vérifiée**	**Condition vérifiée**
	β	0.983	0.984
	A (cm^2)	1.65	1.68
	A_{min} (cm^2)	1.3	0.24
	A > A_{min}	**Condition vérifiée**	**Condition vérifiée**
	Le choix A	2HA10 = 1.57 cm^2	2HA10 = 1.57 cm^2
	Le choix A'	0	0
ELS	**M_{ser} (kN.m)**	7.39	7.04
	σb_{adm} (MPa)	15	
	Y (cm)	2.68	2.68
	I (cm4)	5944.3	5944.3
	σb (MPa)	3.33	3.17
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	**Condition vérifiée**	**Condition vérifiée**

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau III.27 : Ferraillages longitudinaux des poutrelles.

Section d'armature	En travée	En appuis
	2HA10 = 1.57 cm^2	**2HA10** = 1.57 cm^2

Tableau III.28 : Calcul et vérification des armatures transversales.

Φ_t (mm)	A_t (cm2)	Le choix d'A_t (cm2)	S_t (cm)	A_{tmin} (cm2)	$A_t \geq A_{tmin}$
5	0.39	**2HA5** = 0.39	15	0.18	**Condition vérifiée**

III.5.3.5 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

Tableau III.29 : Vérification des contraintes de cisaillement des poutrelles.

T (kN)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)	$\tau_u \leq \tau_{adm}$
16.20	0.75	3.33	**Condition vérifiée**

III.5.3.6 Vérification préliminaires de la flèche :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau III.30 : Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.

1ere condition	2eme condition
$\frac{h}{L} = \frac{0.20}{4.40} = 0.045 \geq \frac{1}{15} \times \frac{Mt}{M0} = \frac{1}{15} \times \frac{10.21}{16.20} = 0.042$	$\frac{A}{b0 \cdot d} = \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.007 \leq \frac{3.6}{fe} = \frac{3.6}{400} = 0.009$
Condition vérifiée	**Condition vérifiée**

Donc : le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

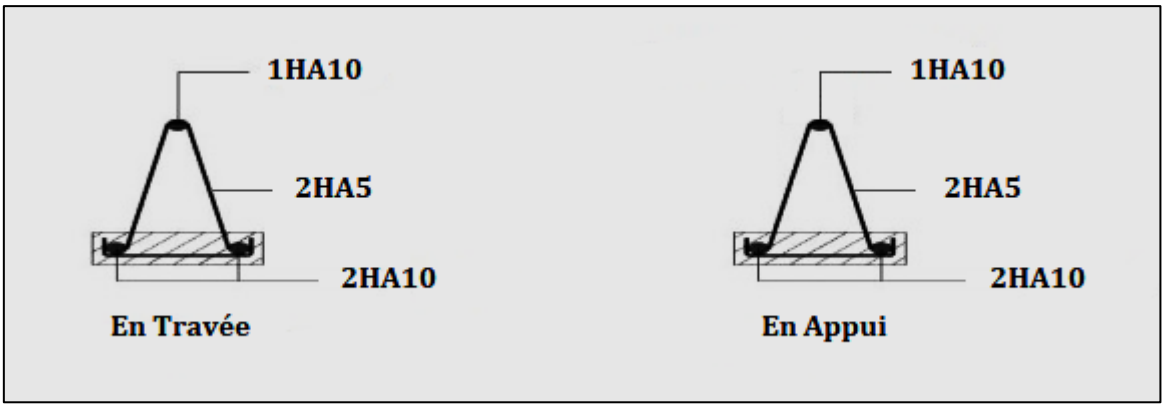


Figure III.22 : Schéma de ferraillage des poutrelles du plancher de plancher courant.

CHAPITRE IV

Etude Sismique

IV.1 Introduction :

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

IV.2 Disposition des voiles :

La forme architecturale dans notre structure un peu compliqué le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions des voiles qui ont abouti soit à un mauvais comportement ou sois au non vérifications de l'interaction voile portique. Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représente dans la disposition proposée sur les plans.

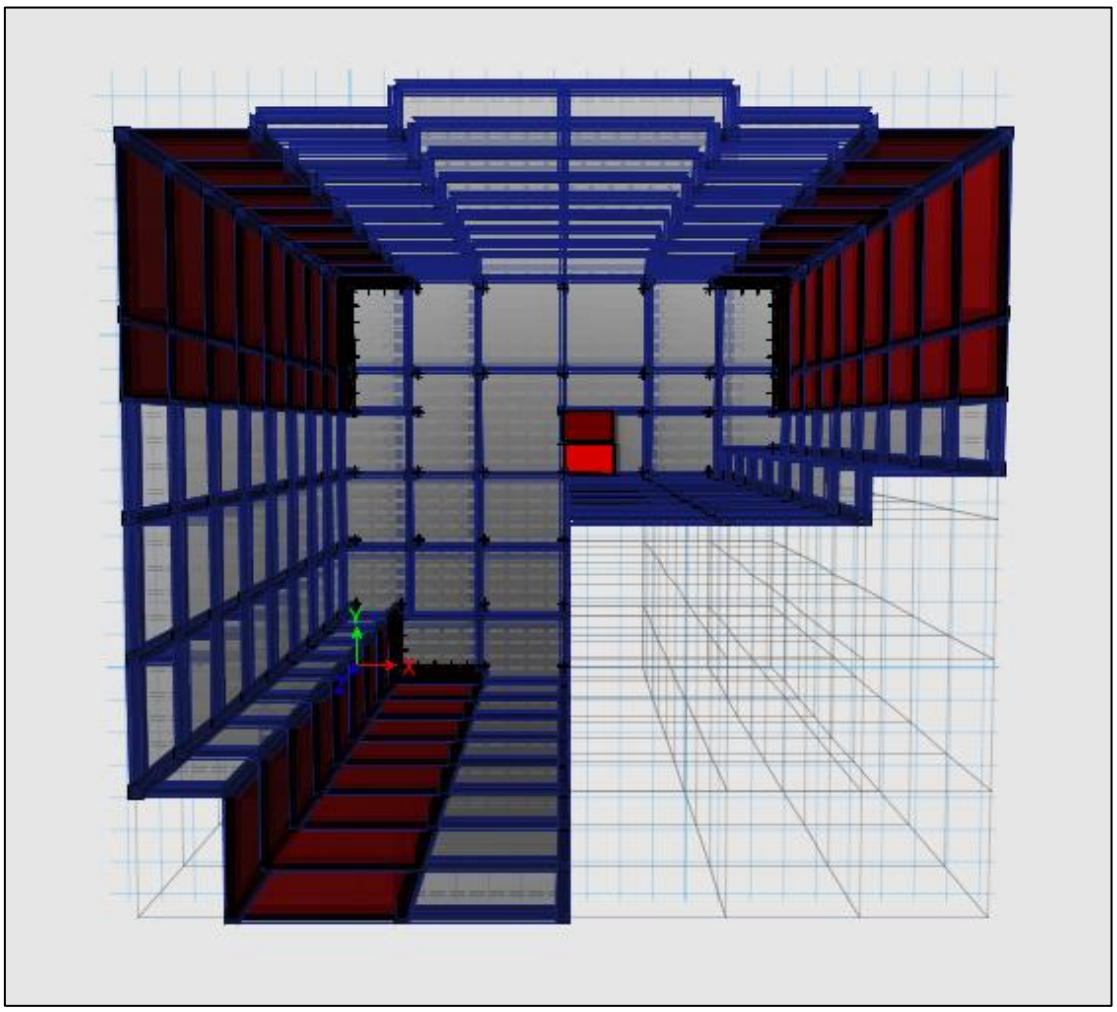


Figure IV.1 : Disposition des voiles (Vue en 3D).

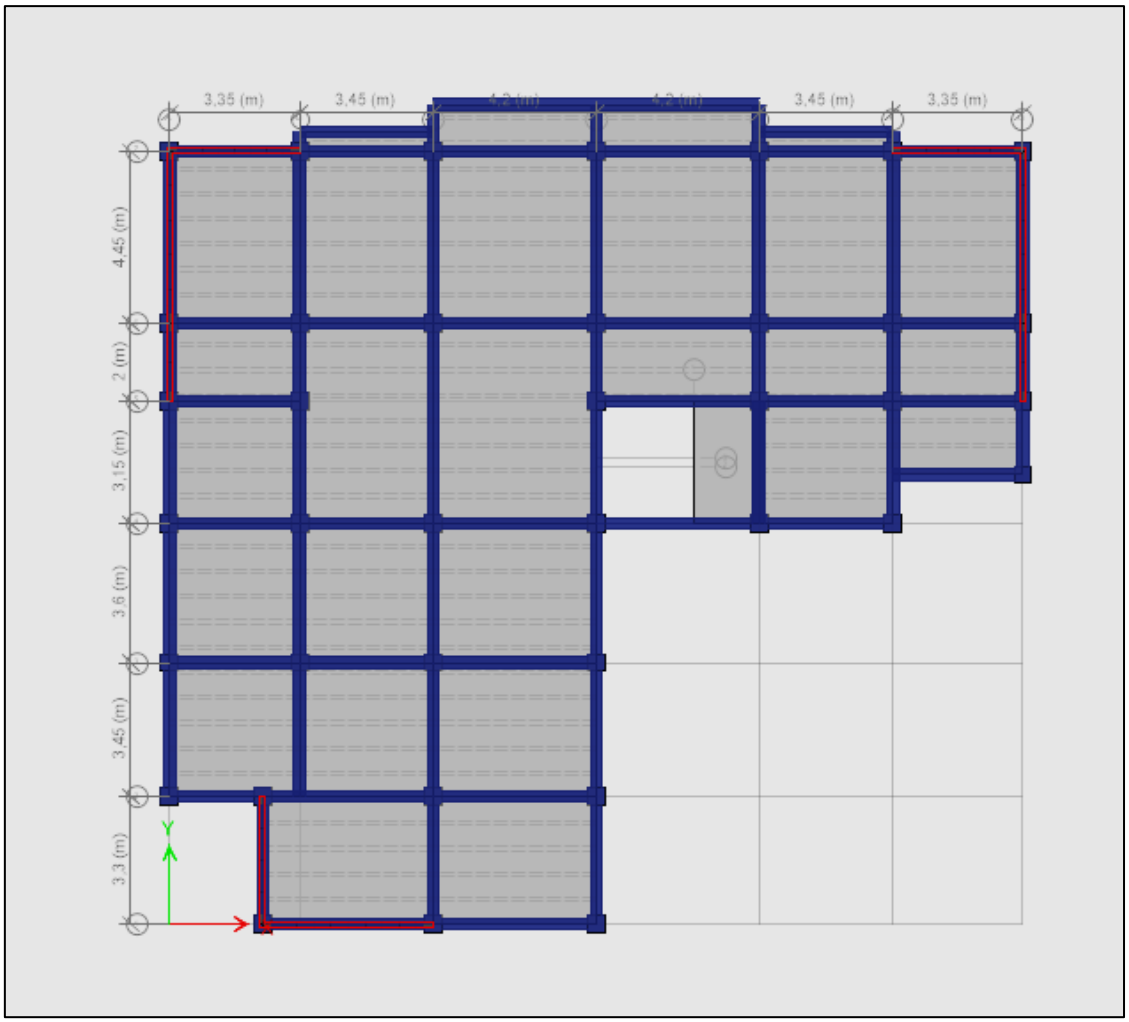


Figure IV.2 : Disposition des voiles (Vue en 2D).

IV.3 Choix de la méthode de calcul « RPA99V2003 Article 4.1.2 » :

Le bâtiment ayant une configuration régulière, situé en (zone IIa), appartient au (groupe d'usage 2) et dépasse le (8 mètres) en hauteur. La méthode statique équivalente n'est pas applicable et on utilise donc la méthode modale dynamique spectrale. Le RPA99V2003 exige une disposition des voiles en conséquence.

IV.4 Modélisation « RPA99V2003 Article 4.3.2.B » :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel (3D), encastré à la base où les masses sont concentrées au niveau des centres des gravités des planchers. La modélisation et le calcul se fait par le logiciel d'analyse structurelle : « ETABS 21 ».

IV.5 Caractéristiques dynamiques de la structure :

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

- ✓ Le centre de Masse (M).
- ✓ Le centre de Torsion (R).

IV.5.1 Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; et ce par la formule suivante :

$$\begin{cases} X_M = \dfrac{\sum Wi \,.\, Xi}{Wi} \\ Y_M = \dfrac{\sum Wi \,.\, Yi}{Wi} \end{cases}$$

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_M et Y_M : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.5.2 Centre de rigidité :

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

NB : Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : D'où le risque de rotation par rapport à axe vertical. Pour diminuer la distance entre les deux axes qui présente une rotation du plancher par conséquent on envisage une disposition de refends en béton armé avec interaction des portiques comme système de contreventement.

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

$$\begin{cases} X_R = \dfrac{\sum I_{Yi} \cdot Y_i}{\sum K_{Yi}} \\ Y_R = \dfrac{\sum I_{Xi} \cdot X_i}{\sum I_{Xi}} \end{cases}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

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

Etage	Wi (kN)	Wi.Xi (kN.m)	Wi.Yi (kN.m)	X_M (m)	Y_M (m)	X_R (m)	Y_R (m)
8eme	1255.77	11942.37	15345.50	9.51	12.22	9.61	13.07
7eme	1465.51	14127.51	17835.25	9.64	12.17	9.61	13.08
6eme	1447.82	14130.72	17692.36	9.76	12.22	9.59	13.09
5eme	1495.88	14584.83	18249.73	9.75	12.20	9.56	13.10
4eme	1550.12	15098.16	18880.46	9.74	12.18	9.52	13.10
3eme	1550.12	15098.16	18880.46	9.74	12.18	9.46	13.04
2eme	1550.12	15098.16	18880.46	9.74	12.18	9.40	12.88
1er	1605.71	15639.61	19525.43	9.74	12.16	9.34	12.61
RDC	1817.18	17281.38	22278.62	9.51	12.26	9.16	12.23

IV.5.3 Excentricité :

IV.5.3.1 Excentricité statique :

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

$$\begin{cases} e_X = |X_R - X_M| \\ e_Y = |Y_R - Y_M| \end{cases}$$

Tableau IV.2 : Calcul de l'excentricité statique.

	Direction (X)			Direction (Y)		
Etage	**X_M (m)**	**X_R (m)**	**e_x (m)**	**Y_M (m)**	**Y_R (m)**	**e_Y (m)**
8eme	9.61	9.51	0.10	13.07	12.22	0.85
7eme	9.61	9.64	0.03	13.08	12.17	0.91
6eme	9.59	9.76	0.17	13.09	12.22	0.87
5eme	9.56	9.75	0.19	13.10	12.20	0.90
4eme	9.52	9.74	0.23	13.10	12.18	0.92
3eme	9.46	9.74	0.28	13.04	12.18	0.86
2eme	9.40	9.74	0.35	12.88	12.18	0.70
1er	9.34	9.74	0.40	12.61	12.16	0.45
RDC	9.16	9.51	0.35	12.23	12.26	0.03

IV.5.3.2 Excentricité accidentelle :

La torsion résultant de la non-coïncidence des centres de gravité (C_M) avec les centres de torsion (C_R), qu'on appelle dans la suite la torsion "naturelle", cependant que la distance entre (C_M) et (C_R) est appelée excentricité structurale (e_0).

- La torsion résultant des incertitudes et phénomènes additionnels divers, qu'on appelle dans la suite torsion "accidentelle" et qui est traduite dans une excentricité accidentelle (e_a) additionnelle à l'excentricité structurale (e_0).

La résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

$$\begin{cases} Ex = 0.05Lx \\ Ey = 0.05Ly \end{cases}$$

Dans l'Eurocode 8, l'excentricité accidentelle additionnelle à l'excentricité naturelle vaut : ($e_{ai} = 0{,}05L_i$) où (e_{ai}) est l'excentricité accidentelle de la masse du niveau i par rapport à sa position nominale, appliquée dans la même direction à tous les niveaux et (L_i) est la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique. Pour un séisme de direction (y), les moments de torsion de calcul à considérer dans l'analyse simplifiée sont ($M_{T1} = V_i[e_{0X} + 0{,}05L_i]$) et ($M_{T2} = V_i[e_{0X} - 0{,}05L_i]$). De même pour un séisme de direction (x). Il existe plusieurs façons de tenir compte des effets de la torsion présente dans la réponse d'un bâtiment :

- Si on effectue une analyse d'un modèle (3D) de la structure à l'aide d'un logiciel, les flexibilités de tous les éléments structuraux sont prises en compte et la torsion naturelle est automatiquement calculée ; ce n'est pas le cas de la torsion accidentelle, qui demande un calcul additionnel dont on cumule les résultats à ceux du précédent
- **Calcul des effets de la torsion par des analyses dynamiques sur modèles (3D) de bâtiments** :

Dans l'analyse dynamique d'une structure effectuée sur un modèle 3D de structure, les modes de vibration torsionnelle sont mis en évidence comme les autres par l'analyse pour ce qui concerne la torsion "naturelle" résultant d'excentricité "structurales" entre les centres de gravité (C_M) et les centres de rigidité (C_R).

Les effets calculés (S3D) (sollicitations, déplacements) incluent les effets de la torsion naturelle. Un problème pratique existe concernant la prise en compte de l'excentricité accidentelle (voir la figure IV.3) dont les codes demandent d'affecter la position des centres de gravité d'étage, car déplacer le centre de gravité (C_M) en modifiant la distribution des masses peut s'avérer compliqué dans les structures multi étagées complexes. Si des diaphragmes ou planchers rigides sont présents, l'Eurocode 8 permet de déterminer les effets de torsion accidentels en appliquant des moments de torsion statiques ai ($F_i.M = e$) · d'axe vertical à chaque niveau (i).

(e_{ai}) est l'excentricité accidentelle de la masse du niveau (i) et (F_i) la force horizontale d'étage agissant au niveau (i). On considère les (e_{ai}) et (F_i) des différentes directions de séisme analysées et avec des signes positif et négatif pour (F_i) et on applique le même signe pour tous les étages (ce qui donne le maximum possible).

Un problème pratique est la détermination des forces horizontales d'étage (F_i). Celles-ci sont en principe établies par l'analyse dynamique 3D et déduite du diagramme des cisaillements résultants d'étage en faisant la différence des valeurs résultantes entre étages successifs. Ce

calcul peut être fastidieux. On peut éventuellement effectuer un estimation simplifiée des forces horizontales d'étage (F_i) en effectuant une distribution triangulaire de la résultante globale de cisaillement en pied du bâtiment, valeur simple donnée comme résultat de l'analyse.

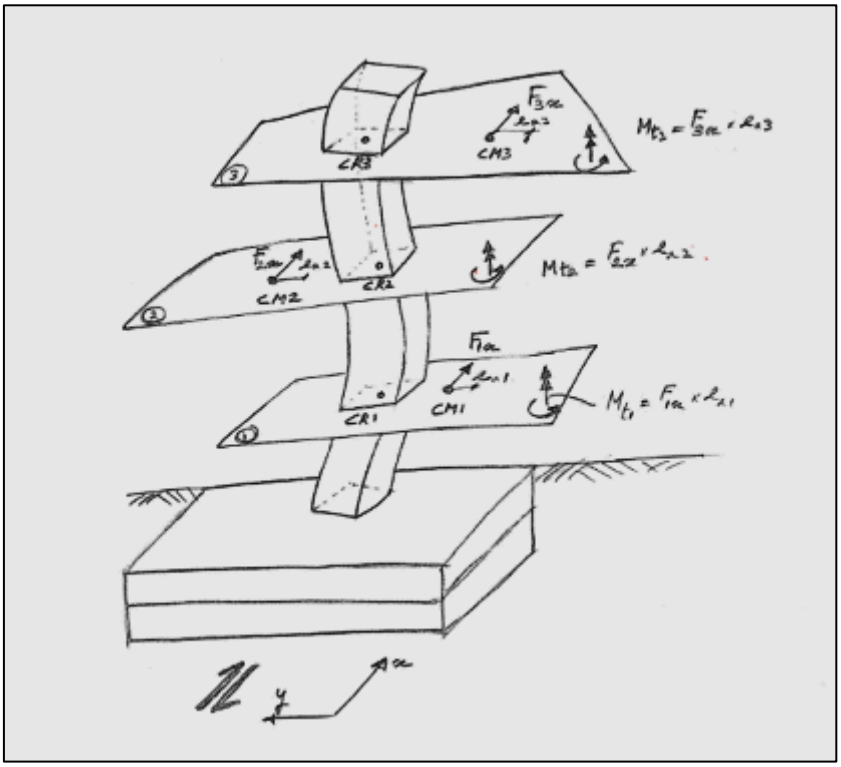


Figure IV.3 : Les effets des excentricités accidentelles e_{ai} sont calculés séparément dans une analyse statique ou on applique les (M_{ti}).

L'application d'un moment de torsion (M_{ai}) peut être effectué :

- En appliquant un moment (M_{ai}) d'axe vertical en un point quelconque du diaphragme.
- En appliquant une paire de forces (F_{Ti}) égales, parallèles, de direction opposée et entre distantes de di, tel que ($F_{Ti}.d_i = M_{ai}$). La position de la paire de forces (F_{Ti}) est quelconque, comme leur orientation, car le résultat est seulement un couple appliqué.

On peut aussi penser à évaluer les sollicitations torsionnelles résultantes en déplaçant les centres de gravité d'étage de l'excentricité accidentelle requise, tout en conservant la même masse totale à chaque niveau, mais il faut noter :

- Il n'y a pas une distribution de masse unique qui réalise cette condition.

- Déplacer les masses change les modes et les périodes, ce qui introduit une erreur dans le calcul. On note aussi que, dans les structures très dissymétriques, l'excentricité accidentelle (e_a = 0,05L) peut être faible devant l'excentricité naturelle ($e_0 = C_M - C_R$).

Dans ce cas, les effets de l'excentricité accidentelle peuvent être négligés.

$$\begin{cases} Ex = 0.05Lx \\ Ey = 0.05Ly \end{cases}$$

Dimensions du bâtiment :

Lx = 22.35 m.

Ly = 21.50 m.

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Excentricité accidentelle.

Etage	E_x (m)	E_y (m)
8eme	1.117	1.075
7eme	1.117	1.075
6eme	1.117	1.075
5eme	1.117	1.075
4eme	1.117	1.075
3eme	1.117	1.075
2eme	1.117	1.075
1er	1.117	1.075
RDC	1.117	1.075

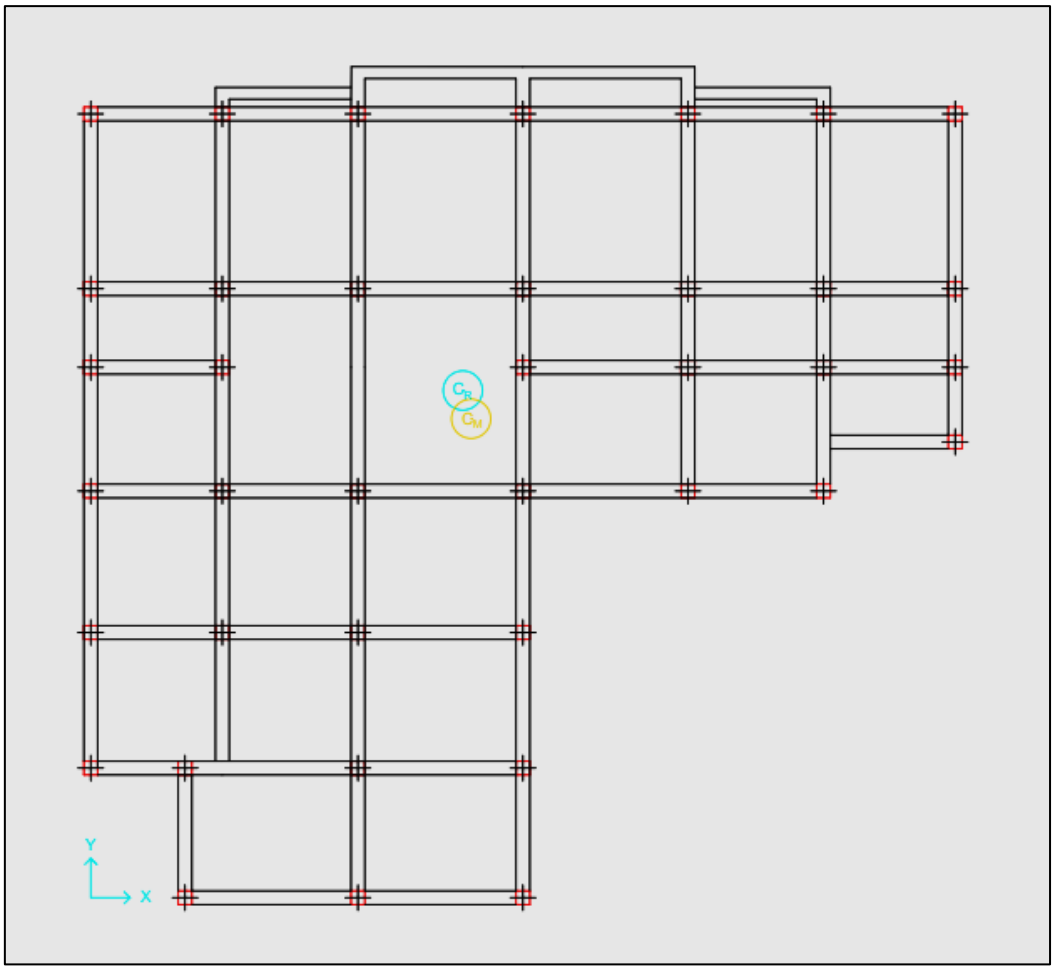


Figure IV.4 : Position du Centre de masse et Centre de rigidité.

IV.6 Choix de la méthode de calcul :

IV.6.1 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 accéléré programme.

IV.6.2 Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

1) En zone IIa le bâtiment étudier à une hauteur au plus égale à : 65m **(C.V).**

a) Régularité en plan :

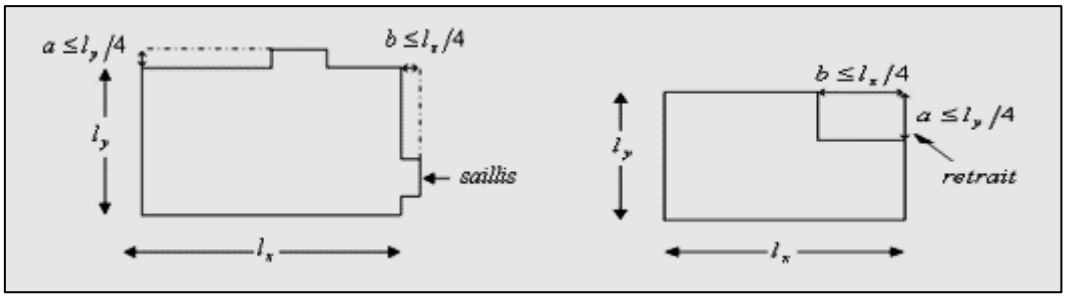


Figure IV.5 : Régularité en plan.

- Dans notre cas on a un retrait ou « a et b » sont supérieure à $\frac{1}{4}$ de Lx et Ly **(C.N.V).**

b) Régularité en élévation :

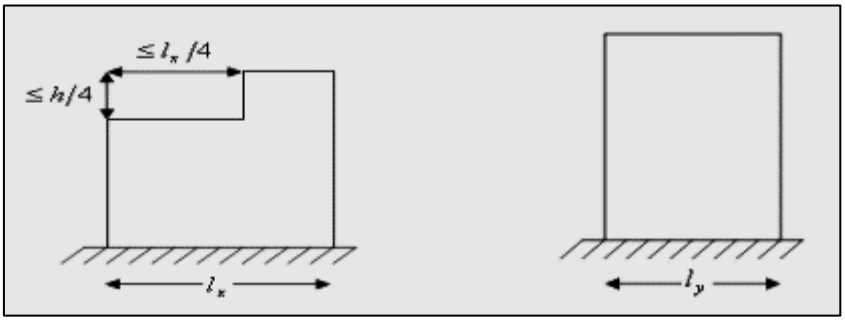


Figure IV.6 : Régularité en élévation.

- **(C.V)** Car on n'a pas des retraits en élévation.

2) La configuration étudiée est irrégulière. (En zone sismique IIa, groupe d'usage 2, Ht = 29.58 m**) (C.N.V).**

Donc selon : [Art 4.1.2] les conditions d'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mené. La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel d'analyse structurelle (ETABS 21).

IV.6.3 Méthode dynamique modale spectrale :

IV.6.3.1. Principe :

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

IV.6.3.2 Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur (ETABS 21) est le modèle du nœud maître basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.6.3.3 Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1 + \frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_1}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3s \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_1}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3s \end{cases}$$

a) Coefficient d'accélération (A) :

Tableau IV.4 : Coefficient d'accélération (A) de zone.

Zone	Groupe 1A	Groupe 1B	Groupe 2	Groupe 3
IIa	0.25	0.20	**0.15**	0.10

b) Facteur de correction d'amortissement (η) :

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad \rightarrow \quad \xi = 7\%$

Avec remplissage dense $\rightarrow$ $\eta = 0{,}882$

c) Coefficient de comportement (R) :

Conformément à cet article « RPA99 version 2003, Art 3.4 », ce bâtiment doit vérifier les conditions suivantes : Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. Donc :

R = 3,5 (système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé).

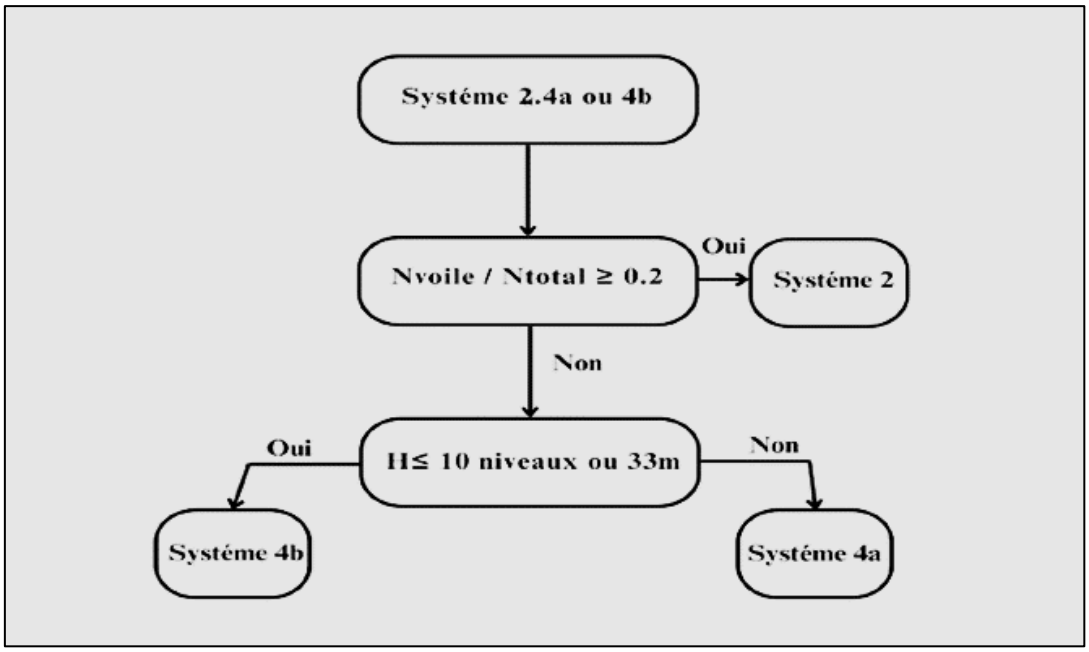


Figure IV.7 : Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voile

« Guide d'utilisation à l'usage des ingénieurs ctc-centre ».

$\frac{\sum N_{VOILE}}{\sum N_{TOTAL}} = \frac{10867.85}{34371.15} = 0.31 \geq 0.2$ Donc système 2 (voiles porteurs) **R = 3.5**

d) Facteur de qualité (Q) :

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

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Détermination du facteur de qualité (Q).

(N°)	Critère	Suivant (X)		Suivant (Y)	
		Observé	**Valeur**	**Observé**	**Valeur**
(1)	**Conditions minimales sur les files de contreventement**	Oui	0	Oui	0
(2)	**Redondance en plan**	Oui	0	Oui	0
(3)	**Régularité en plan**	Non	0.05	Non	0.05
(4)	**Régularité en élévation**	Oui	0	Oui	0
(5)	**Contrôle de la qualité des matériaux**	Oui	0	Oui	0
(6)	**Contrôle de la qualité de l'exécution**	Oui	0	Oui	0

En récapitulant les résultats on trouve : $\begin{cases} Q_X = 1 + 0.05 = 1.05 \\ Q_y = 1 + 0.05 = 1.05 \end{cases}$

e) Périodes caractéristiques :

$$\text{Site (3)} = \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$$

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître

- À partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de spectre de réponse.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

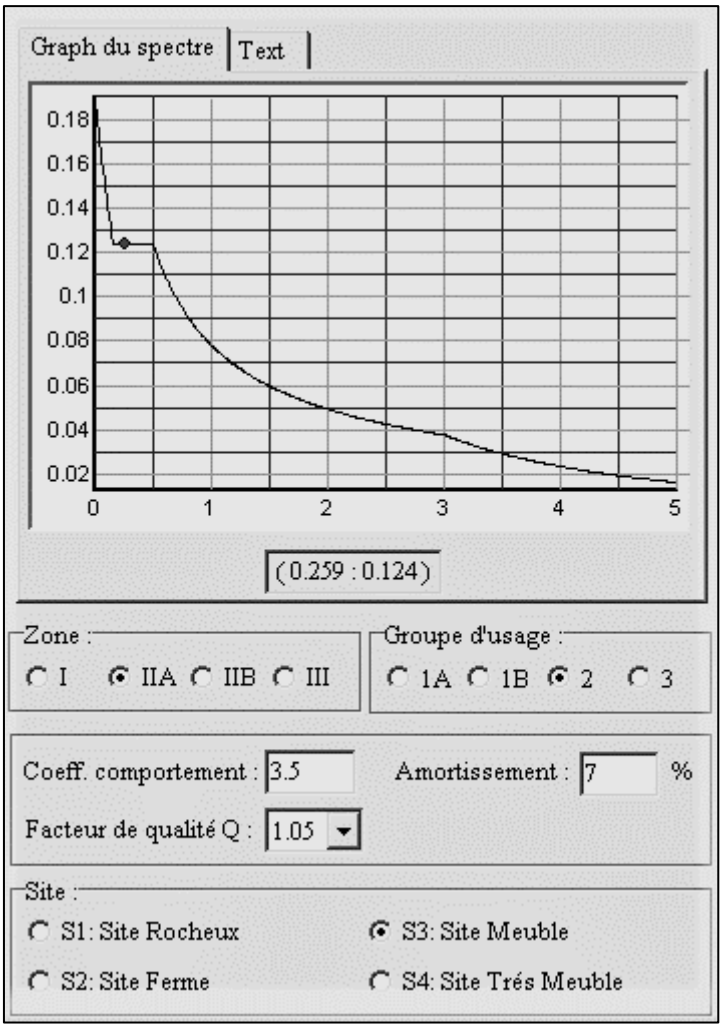


Figure IV.8 : Spectres de réponse.

IV.6.4 Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99V2003 exige les vérifications suivantes :

1) Analyse modale :

1.1) Définition :

L'analyse modale est une méthode utilisée pour étudier le comportement d'une structure soumise à l'action sismique. Elle va permettre de déterminer le comportement d'un bâtiment sous une excitation de direction quelconque lorsque ce dernier va se trouver dans ses fréquences de résonances. Cette analyse va déterminer tous les « modes propres » de la structure. Chacun de ces « modes propres » est caractérisé par sa fréquence de résonance. L'analyse modale est constituée des étapes suivantes :

- ✓ La recherche des modes propres.
- ✓ La sélection des modes utiles pour la suite de l'analyse.

- ✓ La combinaison des réponses modales.

a) **Mode propre :** Chaque bâtiment a un ou plusieurs modes propres, qui représentent les configurations dans lesquelles il préfère vibrer. Si un bâtiment est dévié selon l'un de ses modes propres, des vibrations harmoniques apparaissent à l'intérieur. Cependant, les scénarios de charge réel combinent souvent plusieurs modes propres, entrainant une vibration globale plus complexe.

b) **Masse modale :** La masse modale indique la proportion de la masse totale d'un bâtiment impliquée dans la vibration. Cela varie selon le mode propre, car toutes les parties de la structure ne vibrent pas de la même manière dans chaque mode. Le premier mode propre est généralement celui dans lequel le plus de masses sont impliquées.

1.2) Importance de l'analyse modale :

Le mode propre, la période propre et la masse modale sont déterminés à l'aide d'une analyse modale, une procédure cruciale pour comprendre la réponse dynamique des structures aux actions sismiques. La combinaison de ces trois propriétés dynamiques permet aux ingénieurs civils de simuler avec précision la réponse potentielle des structures aux séismes, contribuant ainsi à l'optimisation de la conception et à la réduction des risques.

1.3) Nombre de modes à considérer :

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

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20 \text{ sec}$$

Avec :

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

T_k : La période du mode K.

2) Analyse statique et dynamique :

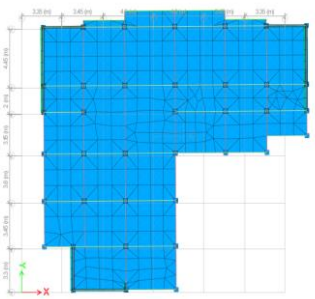
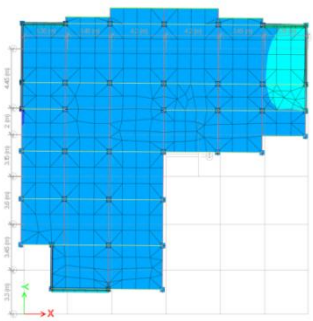
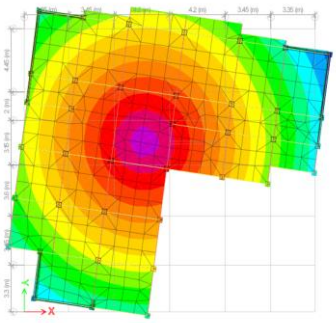
- Stabilité de la structure :
  - ✓ Vérification de la force sismique à la base.
  - ✓ Vérification de la stabilité au renversement.
  - ✓ Vérification du déplacement en tête.
  - ✓ Vérification des déplacements inter-étage.
  - ✓ Vérification de l'effet P-Δ.
- Résistance des éléments.
  - ✓ Vérification de la contrainte tangentielle de cisaillement des éléments.
  - ✓ Vérification des contraintes normales de compression.

IV.7 Résultats des analyses dynamiques :

IV.7.1 Analyse modale « Art 4.3.4 RPA99v2003 » :

IV.7.1.1 Comportement modal de la structure :

Tableau IV.6 : Comportement des trois premiers modes.

Mode	T_1 = 0,64 s	T_2 = 0.48 s	T_3 = 0,32 s
	Participation massique (%)	**Participation massique (%)**	**Participation massique (%)**
Suivant (X)	**68.43**	0.82	0.08
Suivant (Y)	0.84	**68.17**	0.07
Suivant (Z)	0.05	0.08	**68.76**
Comportement			
	Translation suivant (X)	**Translation suivant (Y)**	**Rotation autour de (Z)**

IV.7.1.2 Résultats de l'analyse modale :

C'est dans cette configuration que l'analyse modale est effectuée. Après 8 modes, la masse vibrante globale atteint les 90% dans les deux directions verticale (X) et horizontales (Y).

Ces 8 modes peuvent donc être retenus pour la suite de l'analyse sismique. Les modes prépondérants sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Participation massique.

Mode	Période (Sec)	Cumulé des masses modales effectives (%)		
		Suivant (X)	Suivant (Y)	Autour de (Z)
(1)	0.64	68.43	00.84	00.05
(2)	0.48	69.26	69.01	00.13
(3)	0.32	69.33	69.08	68.89
(4)	0.17	87.69	69.32	68.90
(5)	0.12	87.98	89.15	68.91
(6)	0.08	89.07	89.15	86.75
(7)	0.08	**94.31**	89.24	89.73
(8)	0.06	94.40	**95.16**	89.74

Observation :

On observe que la participation massique est atteinte les 90% selon (X) dans le mode 7 et selon (Y) dans le mode 8.

- Le nombre des modes retenus : 8 modes.
- La période du mode K = 1.95 secs.

IV.7.2 Analyse statique et dynamique :

IV.7.2.1 Vérification de la force sismique à la base :

La résultante des forces sismiques à la base (Ed) obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doivent pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (V) :

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

La force sismique totale (V) doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule imposée par « RPA99v2003 Art 4.2.3» :

$$V_X = \frac{A \times D_X \times Q_X}{R} \times W \quad , \quad V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} \times W$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone IIa, Groupe 2) ⇒ A = 0.15.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta\left(\frac{T_1}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta\left(\frac{T_1}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique. (Site 3) ⇒ $T_2 = 0.5$ sec.

η : Facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$ → $\xi = 7\%$

(Avec remplissage dense) → $\eta = 0{,}882 \geq 0.7$ **(C.V).**

(T) : période fondamentale suivant les deux directions, puis on prend les valeurs minimums des deux formules suivantes :

1) $T = C_T.H_N^{\frac{3}{4}}$

2) $T = 0.09.\ H_N/D^{\frac{1}{2}}$

$$\begin{cases} T_X = 0.634 \\ T_Y = 0.634 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} D_X = 1.882 \\ D_Y = 1.882 \end{cases}$$

- W : Poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

$\beta = 0{,}2 \quad \Rightarrow \quad W = 30754.23$ kN.

Tableau IV.8 : Calcul de la force sismique.

A	D_X	D_Y	R	Q_X	Q_Y	W (kN)	V_X (kN)	V_Y (kN)
0.15	1.882	1.882	3.5	1.05	1.05	30754.23	2604.57	2604.57

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « ETABS 21 ».

Tableau IV.9 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	E_d (KN)	V (KN)	$\frac{E_d}{V}$	$\frac{E_d}{V} \geq 0.8$
Sens (X)	2120.08	2604.57	0.81	**Condition vérifiée**
Sens (Y)	2492.04	2604.57	0.95	**Condition vérifiée**

IV.7.2.2 Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation, et le moment stabilisant sera calculé en

prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. La structure est stable au renversement si :

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

Le moment de renversement égale à :

$$M_{R_X} = \sum_{i=1}^{n} f_{i_X}.h_i \quad , \quad M_{R_Y} = \sum_{i=1}^{n} f_{i_Y}.h_i$$

Avec :

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

$$F_{i_X} = \frac{W_i.h_i}{\sum W_i.h_i} E_{dx} \quad , \quad F_{i_Y} = \frac{W_i.h_i}{\sum W_i.h_i} E_{dy}$$

Avec :

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

W_i : La masse du plancher de chaque niveau.

Tableau IV.10 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

Moment de renversement		**Moment de stabilité**	
$M_R = \sum M_{R_i} = \sum h_i.F_i$		$M_S = \sum M_{S_i} = \sum XG_i.W_i$	
M_{R_X} (kN.m)	51000.13	M_{R_Y} (kN.m)	43179.20
M_{S_X} (kN.m)	377057.51	M_{S_Y} (kN.m)	-288012.18
$\left\|\frac{M_{S_X}}{M_{R_X}}\right\|$	7.39	$\left\|\frac{M_{S_Y}}{M_{R_Y}}\right\|$	6.67
$\left\|\frac{M_{S_X}}{M_{R_X}}\right\| \geq 1.50$	**Condition vérifiée**	$\left\|\frac{M_{S_Y}}{M_{R_Y}}\right\| \geq 1.50$	**Condition vérifiée**

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

IV.7.2.3 Vérification du déplacement en tête :

Déplacement réel = R x δ

Déplacement admissible = $\frac{H}{250}$

Avec :

R = Coefficient de comportement = 3,5.

δ = Déplacement théorique.

H = Hauteur totale du bâtiment.

Tableau IV.11 : Vérification du déplacement en tête.

Sens	H (m)	δ_x (cm)	R	δ_x x R (cm)	$\frac{He}{250}$ (cm)	Vérification
(X)	29.58	1.3948	3.5	4.88	11.83	**(C.V)**
(Y)	29.58	0.9278	3.5	3.24	11.83	**(C.V)**

Commentaire :

Déplacements en tête sont inférieurs au déplacement admissible.

IV.7.2.4 Vérification des déplacements inter-étages :

On doit vérifier les conditions suivantes :

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

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

Avec :

δ_{ek} : Déplacement dû au force sismique F_i.

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 le RPA99V2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible Δ_{adm}.

$$\Delta_{adm} = \frac{He}{100}$$

He : La hauteur d'étage (k).

Tableau IV.12 : Vérification des déplacements inter-étage suivant (X).

Etage	Niveau (m)	He (cm)	δ_{ex} (cm)	δ_{ex} x R (cm)	Δ_{kx} (cm)	$\frac{He}{100}$ (cm)	Vérification
8	29.58	323	1.3948	4.88	0.62	3.23	**(C.V)**
7	26.35	323	1.2180	4.26	0.65	3.23	**(C.V)**
6	23.12	323	1.0331	3.62	0.67	3.23	**(C.V)**
5	19.89	323	0.8429	2.95	0.66	3.23	**(C.V)**
4	16.66	323	0.6553	2.29	0.64	3.23	**(C.V)**
3	13.43	323	0.4730	1.66	0.59	3.23	**(C.V)**
2	10.20	323	0.3049	1.07	0.50	3.23	**(C.V)**
1	6.97	323	0.1615	0.57	0.37	3.23	**(C.V)**
RDC	3.74	323	0.0557	0.19	0.19	3.23	**(C.V)**

Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter-étage suivant (Y).

Etage	Niveau (m)	He (cm)	δ_{ey} (cm)	δ_{ey} x R (cm)	Δ_{ky} (cm)	$\frac{H}{100}$ (cm)	Vérification
8^{eme}	29.58	323	0.9278	3.25	0.43	3.23	**(C.V)**
$7e^{me}$	26.35	323	0.8057	2.82	0.44	3.23	**(C.V)**
6^{eme}	23.12	323	0.6795	2.38	0.45	3.23	**(C.V)**
5^{eme}	19.89	323	0.5516	1.93	0.44	3.23	**(C.V)**
4^{eme}	16.66	323	0.4268	1.49	0.42	3.23	**(C.V)**
3^{eme}	13.43	323	0.3074	1.08	0.38	3.23	**(C.V)**
2^{eme}	10.20	323	0.1987	0.70	0.32	3.23	**(C.V)**
1^{er}	6.97	323	0.1069	0.37	0.24	3.23	**(C.V)**
RDC	3.74	323	0.0387	0.14	0.14	3.23	**(C.V)**

Commentaire :

Les déplacements et les déformations inter-étages sont inférieurs aux valeurs admissibles.

IV.7.2.5 Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_k : Effort tranchant d'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 $0.10 \leq \theta \leq 0.20$, 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 $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.14 : Vérification l'effet P-Δ sens (X).

h_k (m)	P_k (kN)	F_{ix} (kN)	V_{kx} (kN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ ≤ 0.10
29.58	3054.89	550.33	550.33	0.62	0.0011	**(C.V)**
26.35	6319.25	378.46	928.79	0.65	0.0016	**(C.V)**
23.12	9571.99	296.54	1225.33	0.67	0.0022	**(C.V)**
19.89	12822.27	247.83	1473.16	0.66	0.0028	**(C.V)**
16.66	16181.00	206.31	1679.47	0.64	0.0037	**(C.V)**
13.43	19539.73	167.42	1846.89	0.59	0.0046	**(C.V)**
10.20	22898.46	127.52	1974.41	0.50	0.0056	**(C.V)**
6.97	26255.50	94.43	2068.84	0.37	0.0067	**(C.V)**
3.74	29729.59	51.24	2120.08	0.19	0.0071	**(C.V)**

Tableau IV.15 : Vérification l'effet P-Δ sens (Y).

h_k (m)	P_k (kN)	F_{iy} (kN)	V_{ky} (kN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ ≤ 0.10
29.58	3054.89	634.76	634.76	0.43	0.00069	**(C.V)**
26.35	6319.25	456.98	1091.74	0.44	0.00096	**(C.V)**
23.12	9571.99	354.14	1445.88	0.45	0.00128	**(C.V)**
19.89	12822.27	291.75	1737.63	0.44	0.00163	**(C.V)**
16.66	16181.00	241.49	1979.12	0.42	0.00206	**(C.V)**
13.43	19539.73	195.24	2174.36	0.38	0.00254	**(C.V)**
10.20	22898.46	149.30	2323.66	0.32	0.00309	**(C.V)**
6.97	26255.50	108.88	2432.54	0.24	0.00371	**(C.V)**
3.74	29729.59	59.50	2492.04	0.14	0.00446	**(C.V)**

Commentaire :

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifiée vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.7.2.6 Vérification du cisaillement des éléments :

IV.7.2.6.1 Les poutres :

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

Avec :

$$\bar{\tau} = \min \left[0.20 \text{ x } \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right] \text{ fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \min \left[0.15 \text{ x } \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right] \text{ fissuration préjudiciable.}$$

Tableau IV.16 : Vérification du cisaillement des poutres.

Eléments	Section (cm^2)	Vu (kN)	Combinaison	Type de Fissuration	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutre Principale	(30x40)	88.04	G + Q + Edy	Fissuration Peu nuisible	0.78	4.35	**(C.V)**
Poutre Secondaire	(30x35)	57.11	G + Q + Edx	Fissuration Peu nuisible	0.59	4.35	**(C.V)**
Poutre Palière	(30x30)	22.39	G + Q + Edy	Fissuration Peu nuisible	0.23	4.35	**(C.V)**
Chainage	(30x30)	18.74	G + Q + Edx	Fissuration Peu nuisible	0.19	4.35	**(C.V)**

Commentaire :

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

IV.7.2.6.2 Les poteaux :

Tableau IV.17 : Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (X).

Section (cm^2)	L (m)	Vu (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
(45x45)	3.23	47.32	G + Q + Edx	0.247	1.875	**(C.V)**
(40x40)	3.23	53.64	G + Q + Edx	0.358	1.875	**(C.V)**
(35x35)	3.23	43.82	G + Q + Edx	0.385	1.875	**(C.V)**

Tableau IV.18 : Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (Y).

Section (cm^2)	L (m)	Vu (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
(45x45)	3.23	37.55	G + Q + Edy	0.196	1.875	**(C.V)**
(40x40)	3.23	32.12	G + Q + Edy	0.214	1.875	**(C.V)**
(35x35)	3.23	25.07	G + Q + Edy	0.408	1.875	**(C.V)**

Commentaire :

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

IV.7.2.6.3 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 : $\bar{\tau} = 0{,}2 \times f_{c28}$.

Tableau IV.19 : Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (X).

Voile	b (cm)	L (cm)	|Vu| (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
(X1)	15	440	735.66	G + Q + Edx	1.73	5	**(C.V)**
(X2)	15	335	472.84	G + Q + Edx	1.46	5	**(C.V)**
(X3)	15	335	470.82	G + Q + Edx	1.46	5	**(C.V)**

Tableau IV.20 : Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (Y).

Voile	b (cm)	L (cm)	|Vu| (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
(Y1)	15	330	349.62	G + Q + Edy	1.10	5	**(C.V)**
(Y2)	15	200	274.99	G + Q + Edy	1.43	5	**(C.V)**
(Y3)	15	445	692.22	G + Q + Edy	1.61	5	**(C.V)**
(Y4)	15	445	657.28	G + Q + Edy	1.53	5	**(C.V)**
(Y5)	15	200	272.21	G + Q + Edy	3.85	5	**(C.V)**

Commentaire :

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

IV.7.2.7 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile dans les poteaux sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}}$$

Avec :

υ : Effort normal réduit.

N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Section brute du béton.

Tableau IV.21 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux (X).

Etage	b (cm)	h (cm)	N_d (kN)	B_c (mm^2)	Combinaison	υ	υ ≤ 0.30
8eme	35	35	164.07	108900	G + Q + Edx	0.06	**(C.V)**
7eme	35	35	-306.89	108900	G + Q + Edx	0.11	**(C.V)**
6eme	35	35	-450.82	108900	G + Q + Edx	0.17	**(C.V)**
5eme	40	40	-596.67	144400	G + Q + Edx	0.17	**(C.V)**
4eme	40	40	-741.88	144400	G + Q + Edx	0.21	**(C.V)**
3eme	40	40	-888.67	144400	G + Q + Edx	0.25	**(C.V)**
2eme	40	40	-1037.04	144400	G + Q + Edx	0.29	**(C.V)**
1er	45	45	-1189.69	184900	G + Q + Edx	0.26	**(C.V)**
RDC	45	45	-1345.38	184900	G + Q + Edx	0.29	**(C.V)**

Tableau IV.22 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux (Y).

Etage	b (cm)	h (cm)	N_d (kN)	B_c (mm^2)	Combinaison	υ	υ ≤ 0.30
8eme	35	35	168.45	108900	G + Q + Edx	0.06	**(C.V)**
7eme	35	35	-318.87	108900	G + Q + Edx	0.12	**(C.V)**
6eme	35	35	-469.86	108900	G + Q + Edx	0.17	**(C.V)**
5eme	40	40	-623.83	144400	G + Q + Edx	0.17	**(C.V)**
4eme	40	40	-777.78	144400	G + Q + Edx	0.22	**(C.V)**
3eme	40	40	-932.24	144400	G + Q + Edx	0.26	**(C.V)**
2eme	40	40	-1087.00	144400	G + Q + Edx	0.30	**(C.V)**
1er	45	45	-1245.13	184900	G + Q + Edx	0.27	**(C.V)**
RDC	45	45	-1403.41	184900	G + Q + Edx	0.30	**(C.V)**

Commentaire :

Tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour équilibrer les efforts normaux réduit.

IV.8 Conclusion :

Les sections finales adoptées sont mentionnées ci-dessous :

Tableau IV.23 : Dimensionnement finales des éléments.

Eléments		Section initiale (cm^2)	Section choisie (cm^2)
Poutres Principales		(30 x 40)	(30 x 40)
Poutres secondaires		(30 x 35)	(30 x 35)
Poutre palière		(30 x 30)	(30 x 30)
Poutre Chainage		(30 x 30)	(30 x 30)
Poteaux	**$6^{éme}$; $7^{éme}$,$8^{éme}$ étage**	(35 x 35)	(35 x 35)
	$2^{éme}$; $3^{éme}$; $4^{éme}$; $5^{éme}$ étage	(40 x 40)	(40 x 40)
	RDC ; $1^{ér}$ étage	(45 x 45)	(45 x 45)

- ✓ La structure est stable.
- ✓ Tous les éléments de la structure sont des éléments résistants.

CHAPITRE V
Ferraillage Des Éléments Structuraux

V.1 Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le CBA93 et RPA99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

❖ Les combinaisons données par les règles du **CBA 93 :**

- ✓ E.L.U : 1,35G +1,5Q
- ✓ E.L.S : G + Q

❖ Les combinaisons données par les règles RPA99 version 2003 **« Art 5.2 » :**

- ✓ G +Q ± E
- ✓ 0,8 G ± E

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitations.

E : Charges sismiques.

V.2 Ferraillage des poutres :

V.2.1 Introduction :

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

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

V.2.2 Recommandation du RPA99 :

V.2.2.1 Armatures longitudinales :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- ✓ Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ A Travée et appui $\geq A_{min}$ CBA et A_{min} RPA.
- ✓ A Travée et appui $\leq A_{max}$ RPA.

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

Elément	b × h (cm²)	M_t (KN.m)	Combinaison	A_{s1} (cm²)	M_a (KN.m)	Combinaison	A_{s2} (cm²)
Poutres Principales	(30x40)	60.24	G + Q + Edy	4.2	-95.40	G + Q + Edy	6.8
Poutres Secondaires	(30x35)	53.03	G + Q + Edx	4.3	-75.06	G + Q + Edx	6.2
Poutres Chainages	(30x30)	12.60	G + Q + Edx	1.2	-27.11	G + Q + Edx	2.5

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

Elément	Section calculée		Section choisie	
	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)
Poutres Principales	4.2	6.8	3HA14 + 2chHA12 = 6.88	3HA14 + 3chHA12 = 8.01
Poutres Secondaires	4.3	6.2	3HA14+ 1chHA12 = 5.75	3HA14 + 2chHA12 = 6.88
Poutres Chainages	1.2	2.5	3HA12 + 1chHA12 = 4.52	3HA12 + 1chHA12 = 4.52

V.2.2.1.1 Vérification des contraintes a l'ELS :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

Tableau V.3 : Vérification des contraintes des poutres à l'ELS. (Travée)

Elément	Mt_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Poutres Principales	35.90	4.10	152.10	47.40	15	201.63	**(C.V)**
Poutres Secondaires	19.82	3.10	116.40	34.10	15	201.63	**(C.V)**
Poutres Chainages	9.23	1.60	19.50	19.50	15	201.63	**(C.V)**

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

Elément	Ma_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Poutres Principales	-53.13	6.00	195.10	71.30	15	201.63	**(C.V)**
Poutres Secondaires	-36.39	5.60	180.30	64.00	15	201.63	**(C.V)**
Poutres Chainages	-14.28	3.50	126.90	35.60	15	201.63	**(C.V)**

V.2.2.1.2 Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

A_{min} = 0.5% b.h (cm²) « RPA99V2003 Article 7.5.2.1 ».

Section tendue : $A_{t\,min}$ = 0.1% b.h (cm²) « C.B.A93 Article B.6.4 ».

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

Elément	A_t (cm^2)	A_a (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{t\,min}$ (cm^2)	Vérification
Poutres Principales	6.88	8.01	6.00	1.20	**(C.V)**
Poutres Secondaires	5.75	6.88	5.25	1.05	**(C.V)**
Poutres Chainages	4.52	4.52	4.50	0.90	**(C.V)**

V.2.2.1.3 Vérification de la flèche :

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

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

$M_t = k \times M_0$

k : Est un coefficient rédacteur ($0,75 \leq k \leq 0,85$), on prend : k = 0,75.

d = 0.9 x H

Tableau V.6 : Vérification de flèche des poutres.

Elément	1er Condition	2éme Condition	3eme Condition
Poutres Principales	$0.089 \geq 0.060$	$0.089 \geq 0.075$	$0.0063 \leq 0.0105$
	Condition Vérifiée	**Condition Vérifiée**	**Condition Vérifiée**
Poutres Secondaires	$0.079 \geq 0.060$	$0.079 \geq 0.075$	$0.0060 \leq 0.0105$
	Condition Vérifiée	**Condition Vérifiée**	**Condition Vérifiée**
Poutres Chainages	$0.071 \geq 0.060$	$0.071 \geq 0.075$	$0.0055 \leq 0.0105$
	Condition Vérifiée	**Condition Non Vérifiée**	**Condition Vérifiée**

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire pour les poutres de chainages.

Évaluation détaillée de la flèche :

$\mathbf{F_{limite}} = \frac{\mathbf{L}}{\mathbf{500}} = \frac{\mathbf{4200}}{\mathbf{500}} = 8.4$ mm.

Tableau V.7 : Vérification de la flèche de poutre chainage.

A (cm²)	M_{ser} (KN.m)	ρ	σ_s (MPa)	μ	Y (cm)	I_0 (cm⁴)
4.52	14.28	0.0055	126.90	0.248	15.84	296128.21
If_i (cm⁴)	**If_v (cm⁴)**	**F_i (mm)**	**F_v (mm)**	**ΔF (mm)**	**$\bar{F}$ (mm)**	**$\Delta F < \bar{F}$**
152260.40	236395.04	5.1	9.9	4.8	8.4	**(C.V)**

✓ Donc ; On garde h = 30 cm et b = 30 cm pour les poutres de chainages.

V.2.2.2 Armatures transversales :

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence FeE400. L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

$$\text{Selon le RPA2003} : \begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 \times b} \\ S_t \leq \min\left[\dfrac{h}{4} ; 12\Phi\right] \quad \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{4} \quad \text{Zone couraante} \end{cases}$$

$$\text{Selon le CBA1993} : \begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \dfrac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28} K)}{0.9 f_e (\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq \min [0.9d ; 40\ cm] \\ \dfrac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4\ MPa \end{cases}$$

Tableau V.8 : La section d'armatures transversales.

Elément	V_{max} (kN)	τ_u (MPa)	$S_{adoptée}$ (cm)		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
			S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	
Poutres Principales	28.20	0.026	10	15	4HA8 = 2.01
Poutres Secondaires	27.54	0.029	8	15	4HA8 = 2.01
Poutres Chainages	1.93	0.002	7	15	4HA8 = 2.01

V.2.2.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Tableau V.9 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Elément	b x h (cm^2)	V_{max} (kN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
Poutres Principales	(30x40)	28.20	G + Q + Edx	0.026	3.33	**(C.V)**
Poutres Secondaires	(30x35)	27.54	G + Q + Edy	0.029	4.35	**(C.V)**
Poutres Chainages	(30x30)	1.93	1.35G + 1.5Q	0.002	4.35	**(C.V)**

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

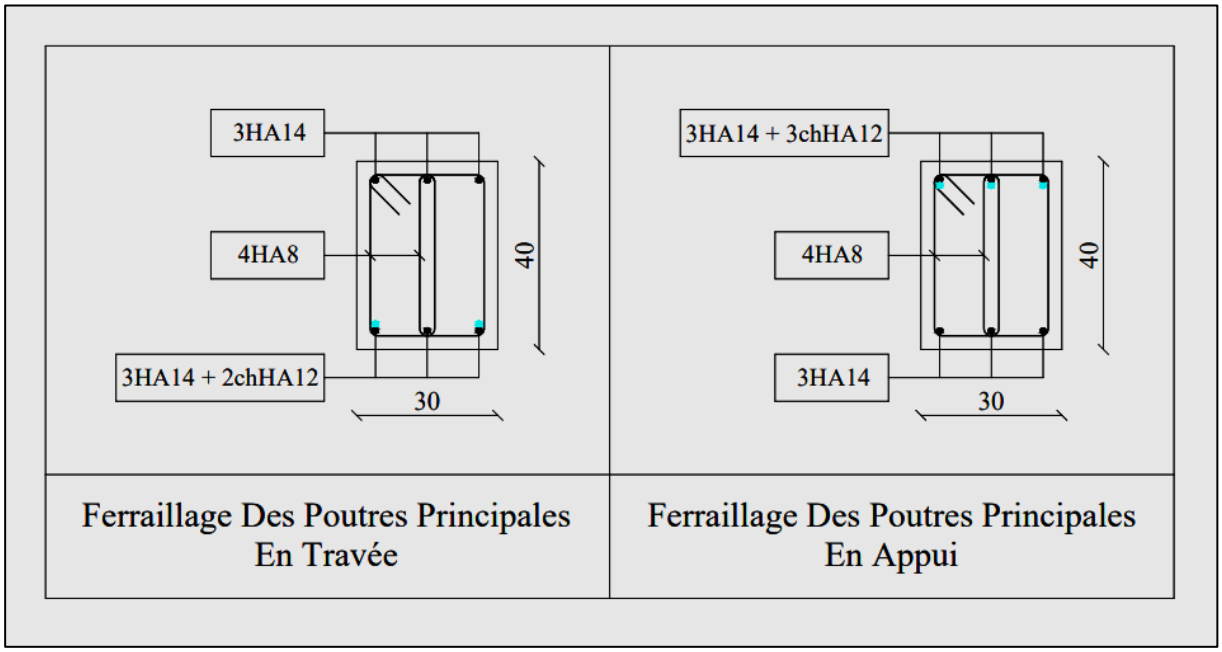


Figure V.1 : Ferraillage des poutres principales.

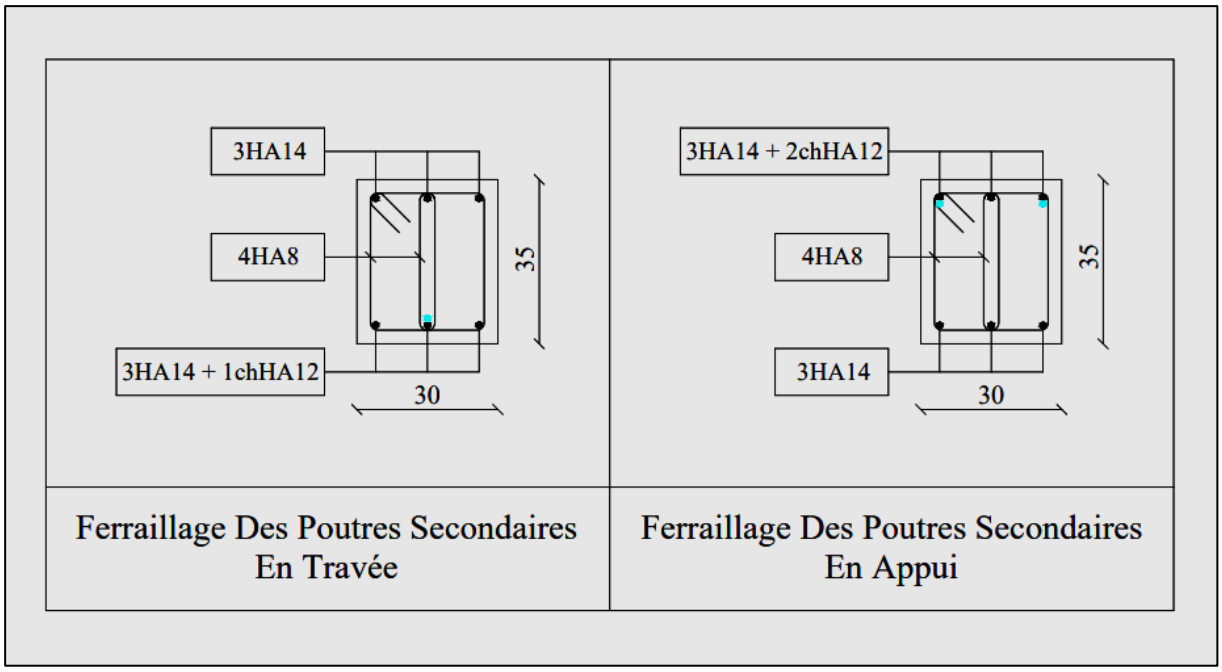


Figure V.2 : Ferraillage des poutres secondaires.

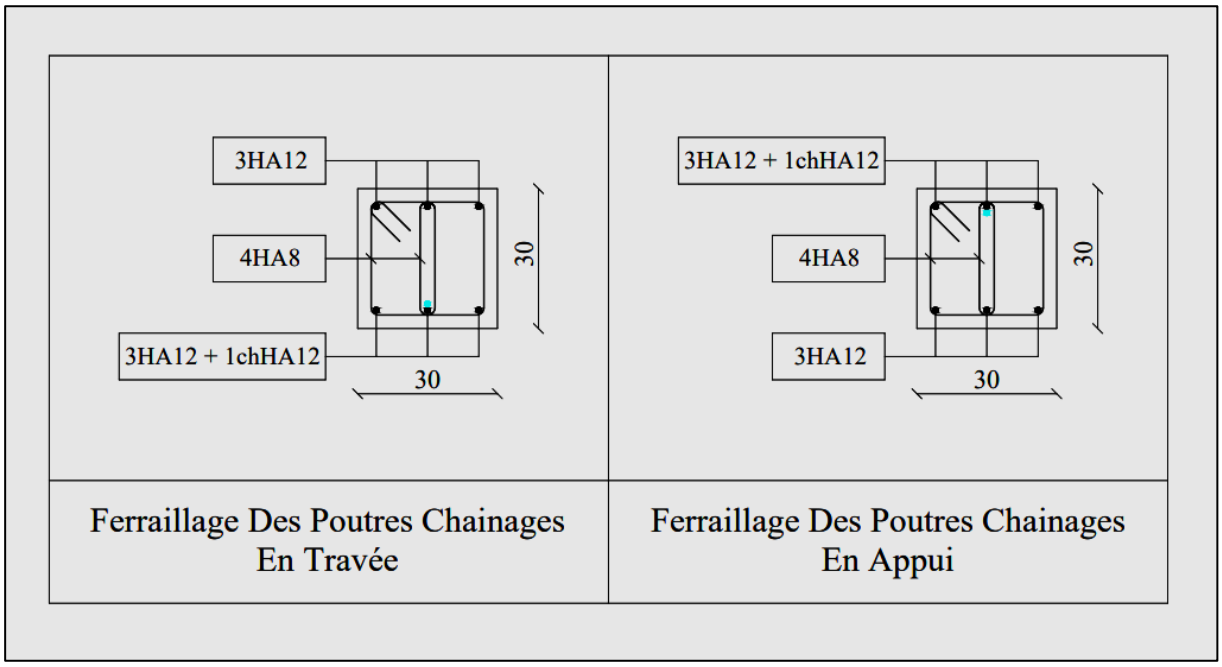


Figure V.3 : Ferraillage des poutres chainages.

V.3 Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées.

Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée déviée (N, Mx, My).

V.3.1 Détermination des armatures longitudinales :

V.3.1.1 Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

- $A_l = \min \begin{cases} 4\ cm^2 \text{ par metre de longueur de parement.} \\ 0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\% \quad B : \text{Section béton comprimée.} \end{cases}$

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

❖ **Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :**

La Zone nodale est ornée par la face supérieur du plancher et h'.

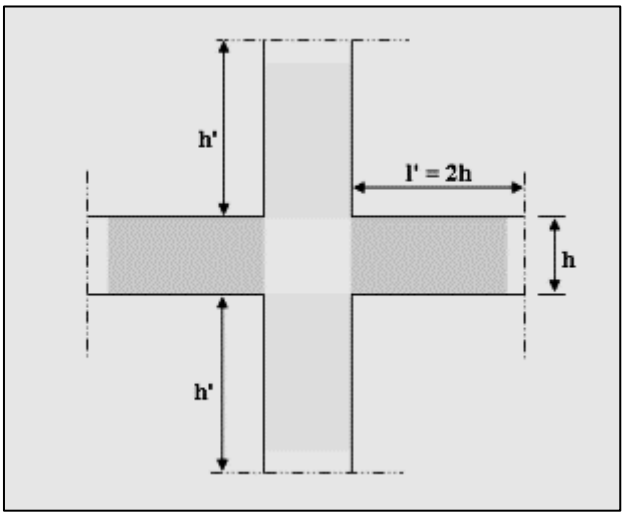


Figure V.4 : Définition de la zone nodale dans les poteaux.

$h' = \max [\frac{H_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\ cm]$. H_e : la hauteur d'étage. $h' = 60$ cm.

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

$$0.8\% \leq \frac{A_l}{b \times h} \leq 4\% \quad \text{En zone courante.}$$

$$0.8\% \leq \frac{A_l}{b \times h} \leq 6\% \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.

- La longueur minimale des recouvrements est de : 40 Φ en zone IIa.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20cm en zone IIa.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

V.3.1.2 Sollicitations extrêmes de ferraillage :

❖ Les combinaisons données par les règles RPA99 version 2003 **:**

✓ $G + Q \pm E$

✓ $0.8G \pm E$

✓ $G + Q \pm 1.2E$

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

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

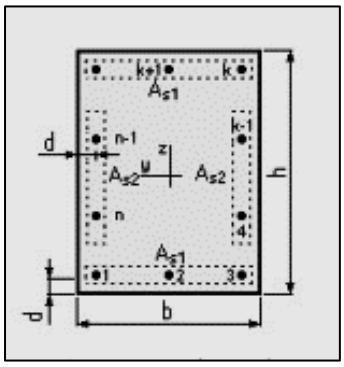


Figure V.5 : Les sections des poteaux.

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

Section (cm^2)	Sollicitations						$A_{calculer}$ (cm^2)	A_{min} (RPA) (cm^2)	A_t (Choisie) (cm^2)
45 x 45	N_{max}	1825.00	$M_{x\ cor}$	0.73	$M_{y\ cor}$	3.12	21.6	16.2	12HA16 = 24.12
	N_{min}	-298.99	$M_{x\ cor}$	-2.43	$M_{y\ cor}$	11.17			
	$M_{xy\ max}$	49.67	$M_{xy\ cor}$	11.77	N_{cor}	-721.14			
40 x 40	N_{max}	1407.30	$M_{x\ cor}$	0.75	$M_{y\ cor}$	6.03	19.8	12.8	4HA16 + 8HA14 = 20.36
	N_{min}	-242.60	$M_{x\ cor}$	-2.03	$M_{y\ cor}$	20.49			
	$M_{xy\ max}$	77.86	$M_{xy\ cor}$	16.43	N_{cor}	-354.30			
35 x 35	N_{max}	611.85	$M_{x\ cor}$	0.85	$M_{y\ cor}$	5.66	13.6	9.8	4HA14 + 8HA12 = 15.21
	N_{min}	-64.80	$M_{x\ cor}$	-1.73	$M_{y\ cor}$	15.72			
	$M_{xy\ max}$	66.33	$M_{xy\ cor}$	17.60	N_{cor}	-99.40			

V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS :

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

Section (cm^2)	Sollicitations						$A_{calculer}$ (cm^2)		$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
							σ_b	σ_s	
45 x 45	N_{max}	1330.50	$M_{x\ cor}$	0.52	$M_{y\ cor}$	2.18	5.1	76.2	**(C.V)**
	N_{min}	227.32	$M_{x\ cor}$	-7.28	$M_{y\ cor}$	0.49	1.2	16.9	**(C.V)**
	$M_{xy\ max}$	-22.38	$M_{xy\ cor}$	0.90	N_{cor}	739.26	3.9	54.1	**(C.V)**
40 x 40	N_{max}	1026.15	$M_{x\ cor}$	0.53	$M_{y\ cor}$	4.18	5.1	75.3	**(C.V)**
	N_{min}	105.26	$M_{x\ cor}$	-10.25	$M_{y\ cor}$	-1.27	1.2	15.8	**(C.V)**
	$M_{xy\ max}$	28.32	$M_{xy\ cor}$	11.29	N_{cor}	435.54	4.6	59.6	**(C.V)**
35 x 35	N_{max}	446.72	$M_{x\ cor}$	0.60	$M_{y\ cor}$	3.92	3.2	46	**(C.V)**

	N_{min}	20.28	$M_{x\ cor}$	-13.96	$M_{y\ cor}$	-1.35	2.4	43.2	**(C.V)**
	$M_{xy\ max}$	29.34	$M_{xy\ cor}$	12.64	N_{cor}	117.72	6.4	81.5	**(C.V)**

V.3.2 Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le

RPA2003 « Art 7.4.2.2 » :

$$A_t = \frac{P_a \times S_t \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

- T_u : Effort tranchant.
- P_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

$$2{,}50 \text{ si : } \lambda \geq 5$$
$$3{,}75 \text{ si : } \lambda < 5$$

Avec :

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

- t : L'espacement des armatures transversales.

$$t = \begin{cases} 10 \text{ cm} \\ \min\left[\frac{b_1}{2} ; \frac{h_1}{2} ; 10\emptyset_l\right] \end{cases}$$

Avec :

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

$$\frac{A_t}{t \times b_1} \geq 0.3\% \qquad \text{Si :} \quad \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{t \times b_1} \geq 0.3\% \qquad \text{Si :} \quad 5 \geq \lambda > 3$$

$$\frac{A_t}{t \times b_1} \geq 0.8\% \qquad \text{Si :} \quad \lambda \leq 3$$

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R = 3,5), donc : $\lambda > 5$ pour tous les poteaux $\Rightarrow A_t = A_{t\,min} = 0{,}003 \times t \times b_1$

Tableau V.12 : Les sections d'armatures transversales des poteaux.

Etage	Section (cm²)	Zone	t (cm)	A_t (cm²)
RDC et 1er	(45 x 45)	Nodale	10	4HA8 = 2.01
		Courante	15	4HA8 = 2.01
2eme, 3eme, 4eme et 5eme	(40 x 40)	Nodale	10	4HA8 = 2.01
		Courante	15	4HA8 = 2.01
6eme, 7eme et 8eme	(35 x 35)	Nodale	10	4HA8 = 2.01
		Courante	15	4HA8 = 2.01

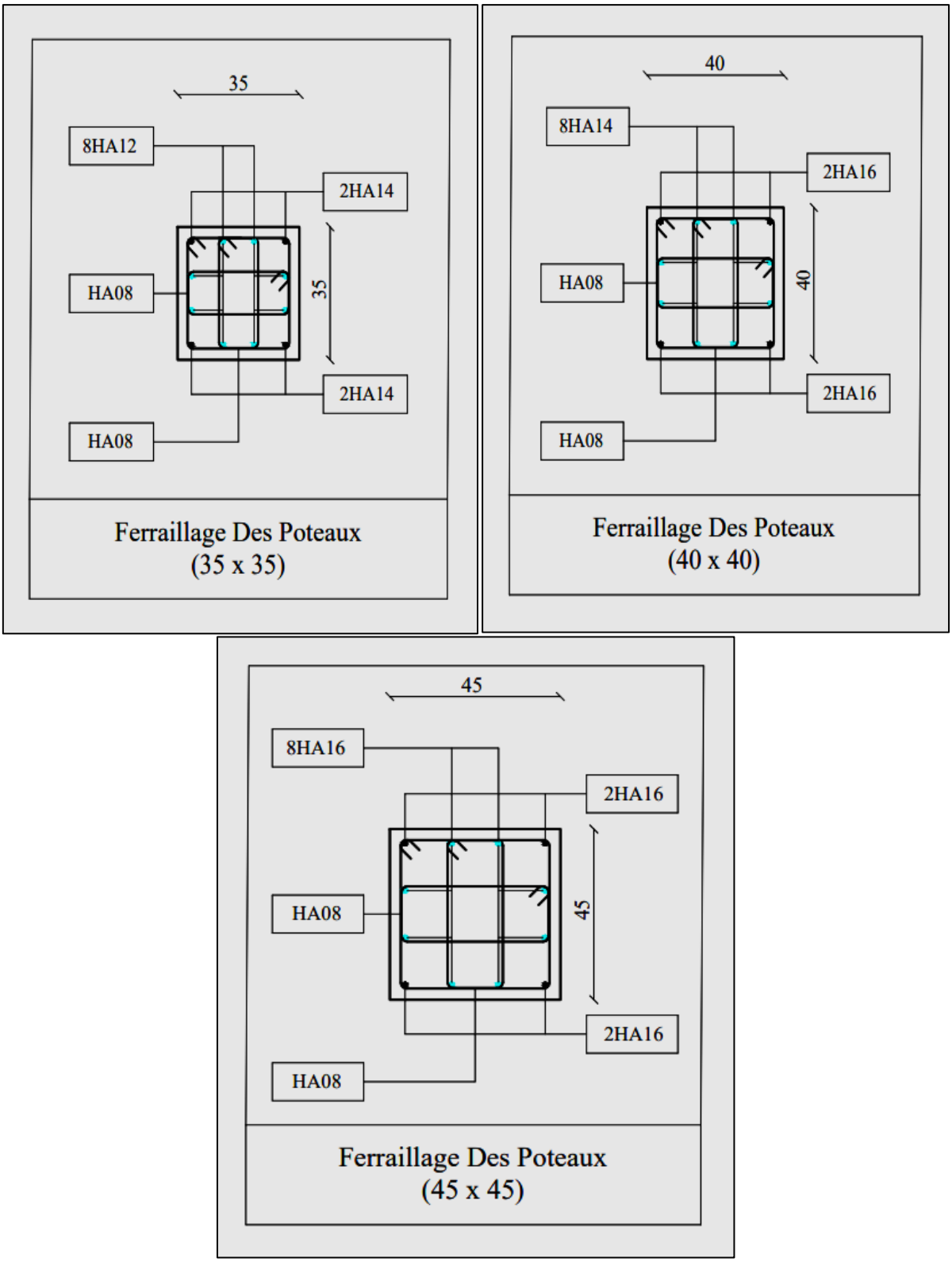


Figure V.6 : Ferraillage des poteaux.

V.4 Ferraillage des voiles :

V.4.1 Introduction :

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

V.4.2 Ferraillage des trumeaux :

V.4.2.1 Calcul d'armatures verticales :

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

- **Sections minimales et maximales :**

✓ Selon le RPA99V2003 Article « 7.7.4.1 » :

$$\begin{cases} A_V = 0{,}2\%B_t \\ A_V = 0{,}15\%B \\ A_V = 0{,}1\%B_c \end{cases}$$

Avec :

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

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

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

✓ Selon le CBA93 Art « B.6.4 » :

$$0.1\% \leq \frac{2 \times A_V}{a \times B_t} \leq 0.5\% \quad \Rightarrow \quad A_V \geq 0{,}1\%Bt$$

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

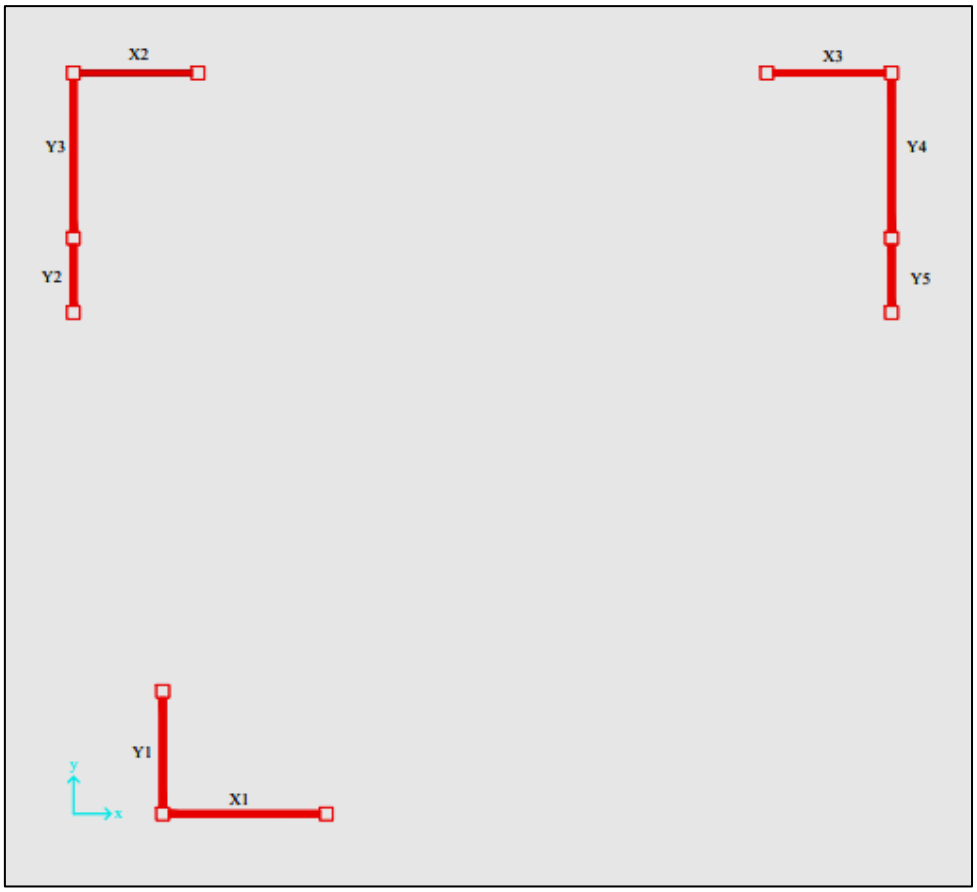


Figure V.7 : Disposition des voiles (Vue en 2D).

Tableau V.13 : La section calculée d'armatures verticales des voiles.

Voile	L (cm)	a (cm)	$\frac{L}{10}$ (cm)	N (kN)	M (kN.m)	Cas	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A'_{calculé}$ (cm^2)
(X1)	440	15	44.00	478.62	2536.89	S.P.C	6.60	0.00
(X2)	335	15	33.50	115.93	1210.21	S.P.C	5.02	0.00
(X3)	335	15	33.50	505.17	1219.99	S.P.C	5.02	0.00
(Y1)	330	15	33.00	323.47	817.97	S.P.C	4.95	0.00
(Y2)	200	15	20.00	1439.43	-264.47	S.P.C	3.00	0.00
(Y3)	445	15	44.50	688.71	1465.24	S.P.C	6.67	0.00
(Y4)	445	15	44.50	776.31	1414.75	S.P.C	6.67	0.00
(Y5)	200	15	20.00	559.94	238.16	S.P.C	3.00	0.00

Tableau V.14 : La section choisie d'armatures verticales des voiles.

Voile	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{courante}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{V\ globale}$ (cm^2)
(X1)	6.60	2 x (4HA12) = 9,04	11.50	2 x (14HA12) = 31,64	23.00	49.72
(X2)	5.02	2 x (4HA12) = 9,04	7.90	2 x (15HA12) = 33,90	15.80	51.98
(X3)	5.02	2 x (4HA12) = 9,04	7.90	2 x (15HA12) = 33,90	15.80	51.98
(Y1)	4.95	2 x (4HA12) = 9,04	7.70	2 x (15HA12) = 33,90	15.40	51.98
(Y2)	3.00	2 x (4HA12) = 9.04	3.40	2 x (21HA12) = 47.46	6.80	65.54
(Y3)	6.67	2 x (4HA12) = 9,04	11.50	2 x (14HA12) = 31,64	23.00	49.72
(Y4)	6.67	2 x (4HA12) = 9,04	11.50	2 x (14HA12) = 31,64	23.00	49.72
(Y5)	3.00	2 x (4HA12) = 9.04	3.40	2 x (21HA12) = 47.46	6.80	65.54

V.4.2.2 Vérification des contraintes normales à L'ELS :

Tableau V.15 : Vérification des contraintes normales des voiles.

Voile	N (kN)	M (kN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$(MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
(X1)	1148.63	128.68	1.8	15	27.3	201.63	**(C.V)**
(X2)	68.32	98.44	0.4	15	6.1	201.63	**(C.V)**
(X3)	68.95	-103.34	0.4	15	6.3	201.63	**(C.V)**
(Y1)	76.63	88.75	0.4	15	6	201.63	**(C.V)**
(Y2)	41.58	-36.08	0.4	15	6.2	201.63	**(C.V)**
(Y3)	935.60	42.87	1.4	15	20.5	201.63	**(C.V)**
(Y4)	1152.47	100.46	1.8	15	26.3	201.63	**(C.V)**
(Y5)	41.50	-18.84	0.3	15	4.1	201.63	**(C.V)**

V.4.2.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC :

La vérification de la résistance des voiles 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 :

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \quad ; \quad V_u = 1.4 \times T$$

Avec :

T : L'effort tranchant a la base du voile.

b : Epaisseur de voile.

d : Hauteur utile d = 0.9 x h

h : Hauteur totale de la section brute.

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$, Il faut vérifier la condition suivante : $\tau \leq \bar{\tau}$.

Tableau V.16 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.

Voile	L (cm)	a (cm)	T (kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
(X1)	440	15	6.34	0.00220	5	**(C.V)**
(X2)	335	15	5.30	0.00190	5	**(C.V)**
(X3)	335	15	5.25	0.00180	5	**(C.V)**
(Y1)	330	15	4.69	0.00170	5	**(C.V)**
(Y2)	200	15	0.13	0.00004	5	**(C.V)**
(Y3)	445	15	5.96	0.00210	5	**(C.V)**
(Y4)	445	15	6.26	0.00220	5	**(C.V)**
(Y5)	200	15	0.23	0.00008	5	**(C.V)**

V.4.2.4 Calcul des armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (Ah) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est d'équilibrer l'effort tranchant dans le voile. Selon le D.T.R.-B.C.-2.42 Art 2.233-b.

$$A_h = \text{Max}\left[\frac{2}{3} \text{ x } A_{V\,ch} \text{ ; } 0.15\%.\ a.h_e\right]$$

Le calcul d'At et d'espacement se fait selon l'annexe E.

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

Voile	$A_{V\,globale}$ (cm^2)	$A_{h\,cal}$ (cm^2)	$S_{th\,choisie}$ (cm)	$A_{h\,choisie}$ (cm^2)
(X1)	49.72	33.16	13.5	2 x (20HA12) = 45.2
(X2)	51.98	34.65	13.5	2 x (20HA12) = 45.2
(X3)	51.98	34.65	13.5	2 x (20HA12) = 45.2
(Y1)	51.98	34.65	13	2 x (20HA12) = 45.2
(Y2)	65.54	43.69	13	2 x (20HA12) = 45.2
(Y3)	49.72	33.16	13	2 x (20HA12) = 45.2
(Y4)	49.72	33.16	13	2 x (20HA12) = 45.2
(Y5)	65.54	43.69	13	2 x (20HA12) = 45.2

V.4.2.5 Armatures d'attache :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers d'attache (épingles) dont le diamètre des armatures Φ_t est tel que $\Phi_t \geq \frac{\Phi_v}{3}$,$3\Phi_v$.

Avec :

Φ_v : Le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile « RPA99V2003 Article 7.7.4.3 ».

Autre recommandation : (CBA93 et RPA99V2003)

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

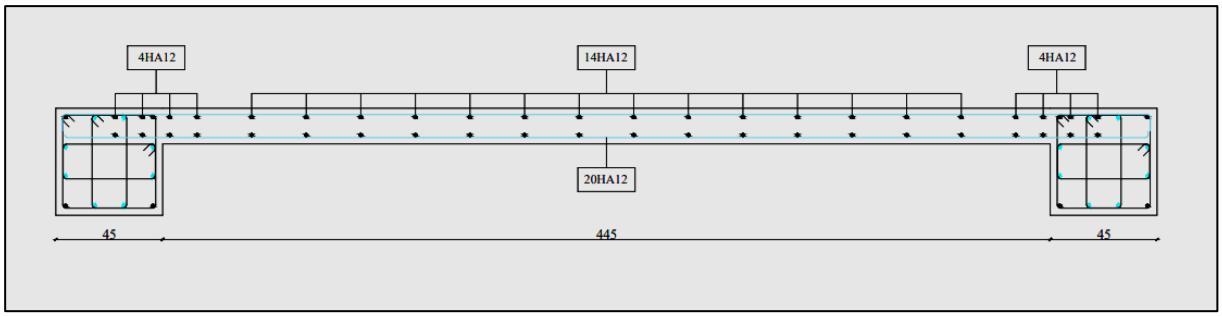


Figure V.8 : Ferraillage de voile le plus sollicité (Y4).

V.5 Conclusion :

Dans ce chapitre on a vu le ferraillage des éléments structuraux, aussi on a déterminé et vérifie le ferraillage de tous les éléments quelle que soit les poteaux, les poutres et les voiles.

CHAPITRE VI

Etude De L'infrastructure

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.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2 Caractéristique 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. Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- Sol de faible humidité et de moyenne à forte compacité W = 9.96%.
- Sol de nature argilo marneuse brunâtre carbonatée.
- Sol Peu plastique.
- Sol Peu compressible et peu gonflant.
- Sol de bonne cohésion c = 0.10 bars.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle ; Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondant à (σ_{sol} = 2.0 bars, γ_d = 17.5 kN/m^3 et φ = 15°) avec un ancrage de 2.5 m par rapport au niveau du sol.

VI.3 Etude préliminaire du choix de type de semelle :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.

- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les semelles seront de 3 natures :

- ✓ Semelle isolée.
- ✓ Semelle filante.
- ✓ Semelle radier.

VI.4 Calcule semelle isolée :

VI.4.1 Méthode de calcul :

Les méthodes de calcul choisie suivant la répartition de la réaction du sol on deux méthodes :

Si cette condition vérifie :

a) Répartition trapézoïdale de réaction du sol :

VI.4.2 Dimensionnement des semelles isolées :

Le calcul de " A et B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre Statique :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{6}$$

On appelle contrainte moyenne σ_m, la contrainte située à une distance $\frac{B}{4}$ 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 :

$$A = \left(\frac{a}{b}\right) B$$

Il faut résoudre :

$$[(\frac{a}{b})\ \bar{\sigma}_{sol}]B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq 0$$

Remarque :

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

$$[(\frac{a}{b})\ \bar{\sigma}_{sol}]A^3 - N \times A - (3 \times e_{0b} \times N) \geq 0$$

Diagramme trapézoïdale : $[(\frac{a}{b})\ \bar{\sigma}_{sol}]B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq 0$ (Même pour A).

Diagramme triangulaire : $[1.995(\frac{a}{b})\ \bar{\sigma}_{sol}]B^3 - [3.99 \times \frac{a}{b} \times e_{0b} \times \bar{\sigma}_{sol}]B - [2N] \geq 0$ (Même pour A).

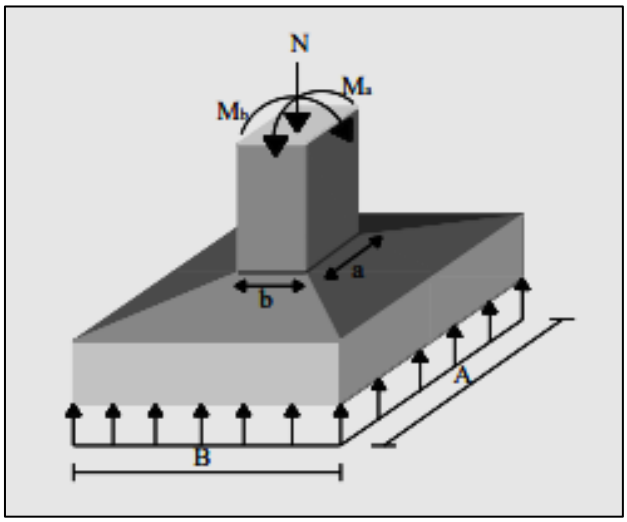


Figure VI.1 : Semelle isolée.

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

Section	a (cm)	b (cm)	N (KN)	M_X (KN.m)	M_Y (KN.m)	Diagramme
S1	45	45	1330.50	2.18	- 0.52	Trapézoïdale
S2	45	45	987.54	0.82	0.16	Trapézoïdale
S3	45	45	534.47	- 3.49	- 2.64	Trapézoïdale

Section	$A_{calculé}$ (m)	$B_{calculé}$ (m)	$A_{choisie}$ (m)	$B_{choisie}$ (m)	$h_{calculé}$ (cm)	$h_{choisie}$ (cm)
S1	2.58	2.58	2.60	2.60	56	60
S2	2.22	2.22	2.25	2.25	48	50
S3	1.63	1.63	1.65	1.65	33	35

VI.4.3 Vérification de l'interférence entre les semelles :

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

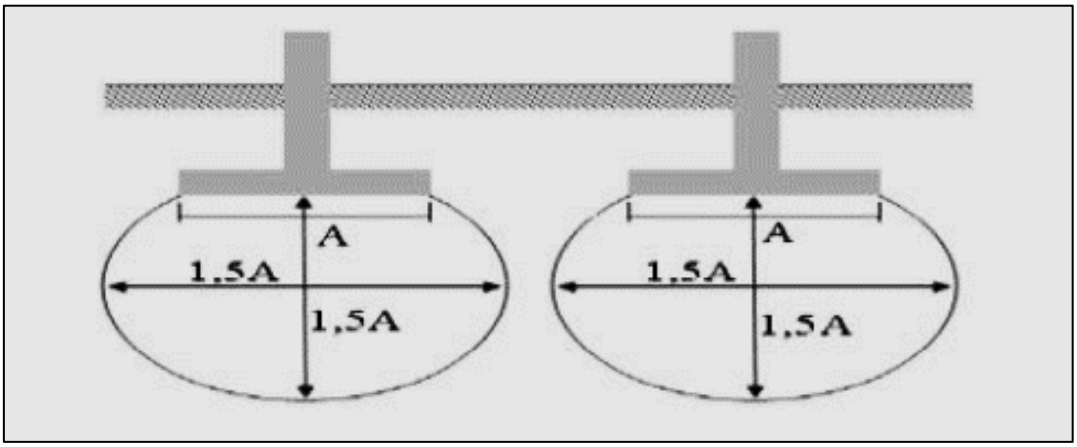


Figure VI.2 : Les bulbes de pression sous la semelle.

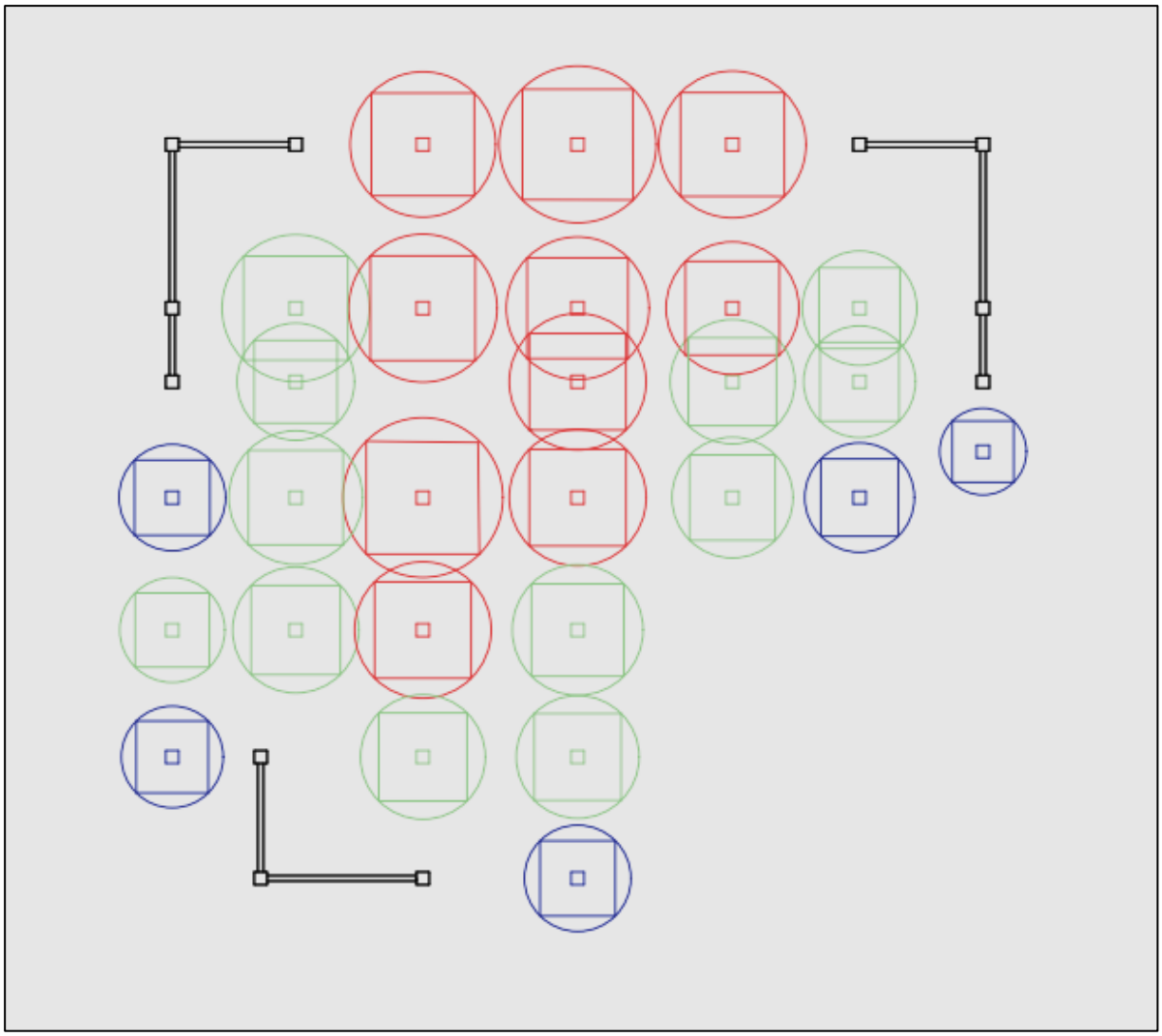


Figure VI.3 : Les bulles de pression sous la semelle.

Remarque :

D'après le Figure VI.3, Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant les deux directions, ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

VI.5 Calcule de semelle filante :

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.
- Non poinçonnement.

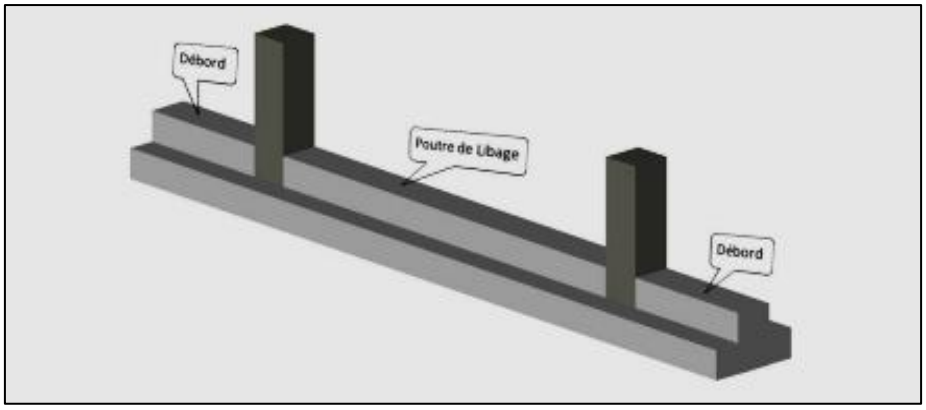


Figure VI.4 : Semelle filante sous poteaux.

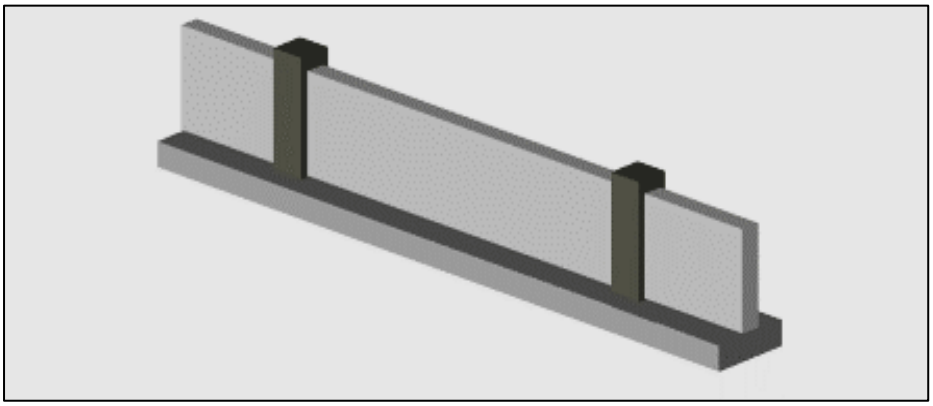


Figure VI.5 : Semelle filante sous voiles.

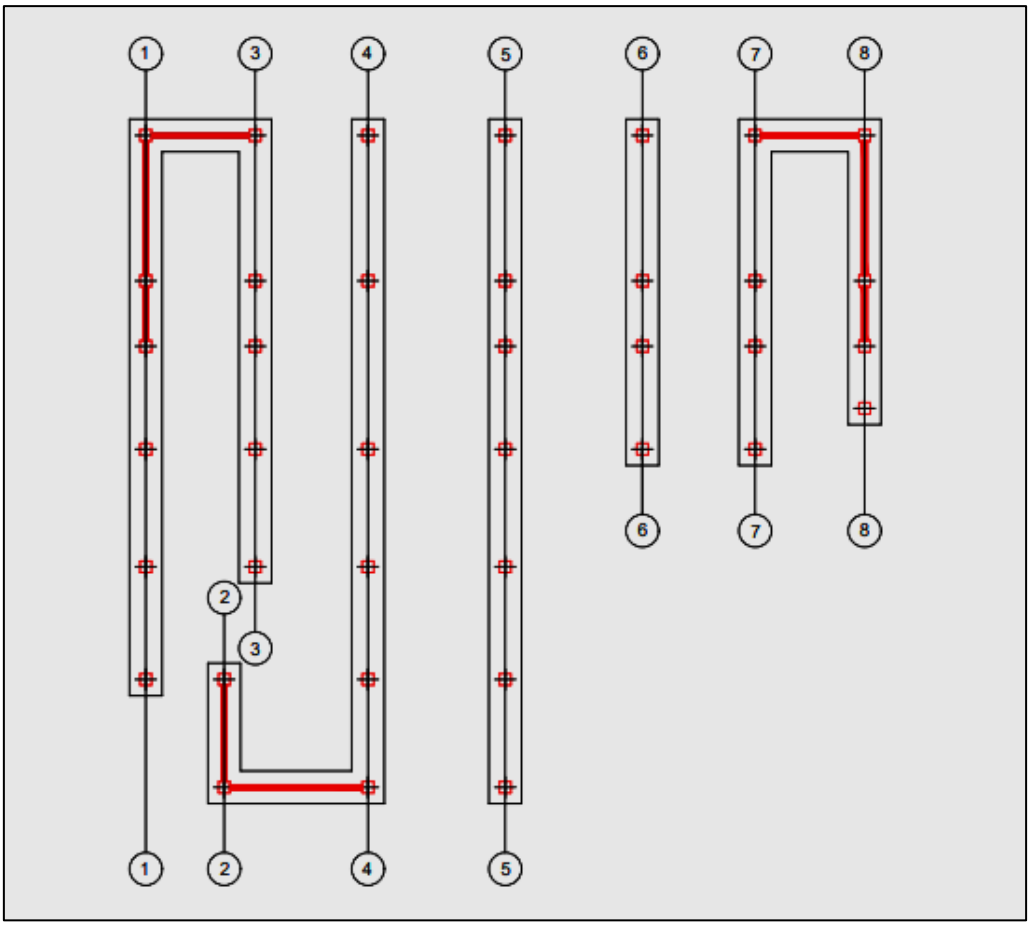


Figure VI.6 : Schéma des Semelles filantes.

VI.5.1 Dimensionnement et vérification de semelle filante :

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

$$\frac{\sum N_{ser}}{L \times B} \leq [\sigma_{sol}] \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times [\sigma_{sol}]} \quad ; \quad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

On doit vérifier :

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

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

VI.5.1.1 Semelle filante sous poteaux :

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

Semelle	L (m)	$\sum N_{ser}$ (kN.m)	B_{cal} (m)	B_{ch} (m)	h_{cal} (cm)	h_{ch} (cm)	σ_{sol} (bar)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (bar)
S_{fp3}	13.20	4081.00	1.54	1.60	31.75	35	2.37	2
S_{fp4}	19.95	6198.45	1.55	1.60	31.75	35	2.37	
S_{fp5}	19.95	6800.69	1.70	1.80	36.75	40	2.33	
S_{fp6}	9.60	3688.39	1.92	2.00	41.75	45	2.36	
S_{fp7}	9.60	2467.86	1.28	1.30	24.25	30	2.42	

VI.5.1.2 Semelle filante sous voiles :

Tableau VI.3 : Dimensionnement et vérification des semelles filantes à l'ELS.

Semelle	L (m)	$\sum N_{ser}$ (kN.m)	B_{cal} (m)	B_{ch} (m)	h_{cal} (cm)	h_{ch} (cm)	σ_{sol} (bar)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (bar)
S_{fv1}	16.65	4258.95	1.27	1.30	24.25	30	2.40	2
S_{fv2}	3.30	1561.96	2.36	2.40	51.75	55	2.42	
S_{fv8}	8.35	2969.11	1.77	1.80	36.75	40	2.41	

Remarque :

On remarque que la condition $\sigma_{sol} \leq \bar{\sigma}_{sol}$ n'est pas vérifié, ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes croisées.

VI.5.2 Dimensionnement et vérification de semelle filante croisée :

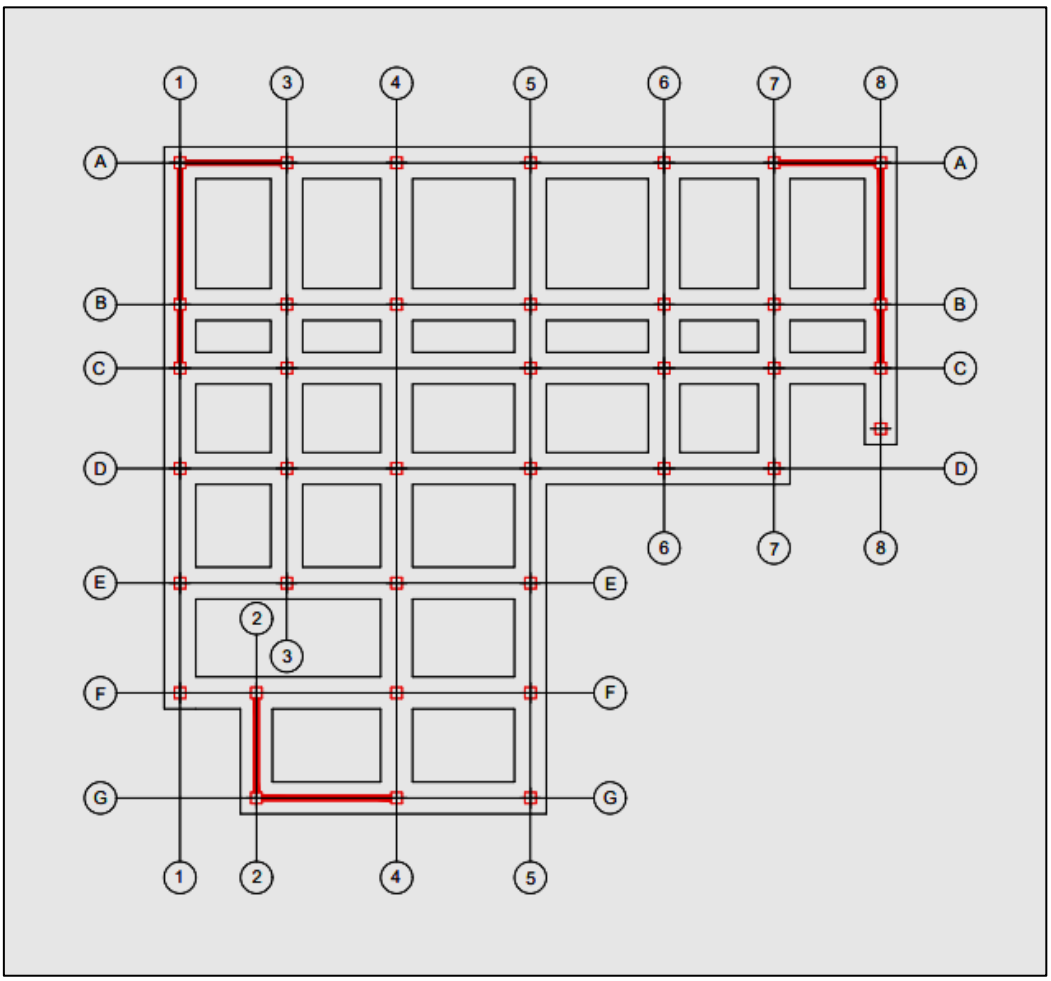


Figure VI.7 : Schéma des Semelles filantes croisées.

VI.5.2.1 Semelle filante croisée sous poteaux :

Tableau VI.4 : Dimensionnement et vérification des semelles filantes croisées à l'ELS.

Semelle	L (m)	$\sum N_{ser}$ (kN)	B_{cal} (m)	B_{ch} (m)	h_{cal} (cm)	h_{ch} (cm)	σ_{sol} (bar)	$\overline{\sigma}_{sol}$ (bar)
S_{fp3}	13.20	2040.50	0.77	1.00	16.75	40	1.99	2
S_{fp4}	19.95	3099.22	0.77	1.00	16.75	40	1.99	
S_{fp5}	19.95	3400.35	0.85	1.10	19.25	40	1.99	
S_{fp6}	9.60	1844.19	0.96	1.25	23.00	40	1.98	
S_{fp7}	9.60	1233.93	0.64	0.85	13.00	40	1.97	

S_{fpB}	22.00	3273.47	0.74	1.00	16.25	40	1.92	
S_{fpC}	22.00	2150.15	0.48	0.65	8.00	40	1.94	
S_{fpD}	18.65	2674.56	0.71	1.00	16.75	40	1.87	
S_{fpE}	11.00	1785.04	0.81	1.10	19.25	40	1.91	
S_{fpF}	11.00	1190.12	0.54	0.80	11.75	40	1.80	

VI.5.2.2 Semelle filante croisée sous voiles :

Tableau VI.5 : Dimensionnement et vérification des semelles filantes croisées à l'ELS.

Semelle	L (m)	$\sum N_{ser}$ (kN)	B_{cal} (m)	B_{ch} (m)	h_{cal} (cm)	h_{ch} (cm)	σ_{sol} (bar)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (bar)
S_{fv1}	16.65	2681.48	0.80	1.10	21.25	40	1.91	
S_{fv2}	3.30	1072.02	1.62	1.90	39.25	40	1.99	
S_{fv8}	8.35	2047.18	1.22	1.60	33.75	40	1.97	2
S_{fvA}	22.00	4144.17	0.94	1.25	25.00	40	1.95	
S_{fvG}	8.60	1706.80	0.99	1.30	26.25	40	1.97	

VI.5.2.3 Vérification de la stabilité au renversement :

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde), 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.

$$e_0 = \frac{M_S}{N_S} \leq \frac{B}{4}$$

Remarque :

La semelle de couleur gris est la semelle sous les poteaux et les voile en même temps.

Tableau VI.6 : Vérification de renversement des semelles filantes croisées.

Semelle	L (m)	N_{max} (kN)	M (kN.m)	a (cm)	b (cm)	e_0 (cm)	Distribution	B (m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	Vérification
S_{fp3}	13.20	493.77	0.16	45	45	0.03	Trapézoïdale	1.00	25.00	**(C.V)**
S_{fp4}	19.95	645.17	1.79	45	45	0.27	Trapézoïdale	1.00	25.00	**(C.V)**
S_{fp5}	19.95	665.25	0.52	45	45	0.07	Trapézoïdale	1.10	27.50	**(C.V)**
S_{fp6}	9.60	517.20	3.82	45	45	0.73	Trapézoïdale	1.25	31.25	**(C.V)**
S_{fp7}	9.60	374.21	1.82	45	45	0.48	Trapézoïdale	0.85	21.25	**(C.V)**
S_{fpB}	22.00	645.03	2.89	45	45	0.44	Trapézoïdale	1.00	25.00	**(C.V)**
S_{fpC}	22.00	541.98	2.94	45	45	0.54	Trapézoïdale	0.65	16.25	**(C.V)**
S_{fpD}	18.65	645.17	4.67	45	45	0.72	Trapézoïdale	1.00	25.00	**(C.V)**
S_{fpE}	11.00	551.88	0.06	45	45	0.01	Trapézoïdale	1.10	27.50	**(C.V)**
S_{fpF}	11.00	438.12	1.68	45	45	0.38	Trapézoïdale	0.80	20.00	**(C.V)**
S_{fv1}	16.65	234.05	0.27	45	45	0.11	Trapézoïdale	1.10	27.50	**(C.V)**
S_{fv2}	3.30	202.09	0.17	45	45	0.08	Trapézoïdale	1.90	47.50	**(C.V)**
S_{fv8}	8.35	238.17	0.40	45	45	0.16	Trapézoïdale	1.60	40.00	**(C.V)**
S_{fvA}	22.00	231.46	0.25	45	45	0.10	Trapézoïdale	1.25	31.25	**(C.V)**
S_{fvG}	8.60	245.19	0.21	45	45	0.08	Trapézoïdale	1.30	32.50	**(C.V)**

VI.5.2.4 Vérification de poinçonnement de semelle filante croisée :

$$F \leq F_{limite} = 0.045.u_c.h.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

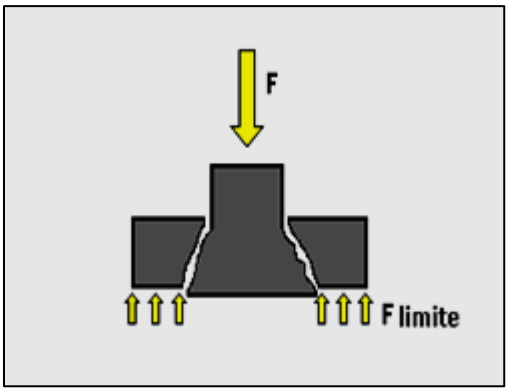


Figure VI.8 : Schéma de poinçonnement de la Semelle.

Tableau VI.7 : Vérification de poinçonnement de la semelle filante croisée.

Semelle	h (cm)	F_{limite} (kN)	F (kN)	Vérification
S_{fc}	40	1020.00	912.50	(C.V)

La condition est vérifiée donc ne doit pas prévoir la poutre de libage.

VI.5.3 Ferraillage de semelle filante croisée :

On a deux cas des semelles filantes :

- Semelle filante sous plusieurs poteaux.
- Semelle filante sous voile.

Je prendrai de chaque semelle filante plus sollicité pour chaque différent et le généraliserai aux autres.

VI.5.3.1 Semelle filante croisée sous plusieurs poteaux :

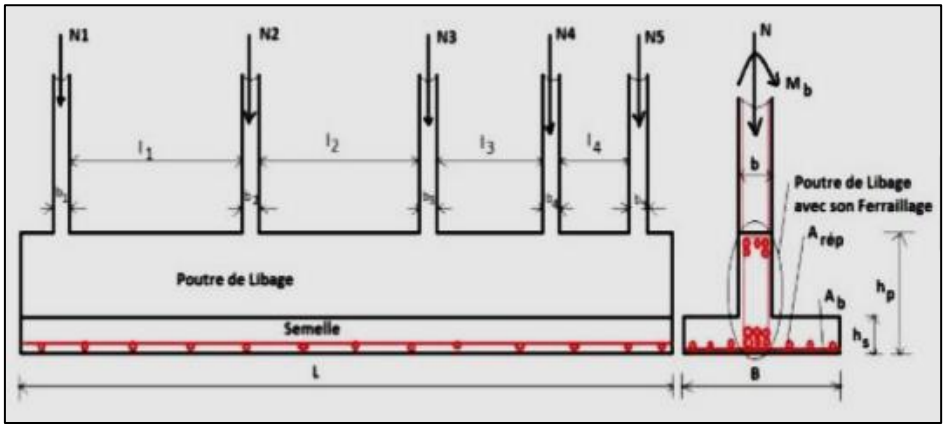


Figure VI.9 : Schéma du Semelle filante croisée sous plusieurs poteaux.

Tableau VI.8 : Choix de méthode de calcul.

Semelle	N_u (kN.m)	M_u (kN)	e_0 (cm)	$\frac{B}{18}$ (cm)	Méthode
S_{fp5}	912.50	0.73	0.08	6.11	**Bielle**
S_{fpB}	886.86	3.97	0.44	5.55	**Bielle**

- **Armatures principales :**

Tableau VI.9 : Ferraillage des semelles filantes croisées.

Semelle	N_u (kN)	A (m)	B (m)	A_{cal} (cm^2)	A_{ch} (cm^2)	S_t (cm)
S_{fp5}	912.50	4.65	1.10	13.13	14HA12 = 15.82	34
S_{fpB}	886.86	4.27	1.00	12.91	14HA12 = 15.82	31

- **Armature de répartitions :**

Tableau VI.10 : Armature de répartition des semelles filantes croisées.

Semelle	N_u (kN)	A (m)	B (m)	$A_{r\,cal}$ (cm^2)	$A_{r\,ch}$ (cm^2)	S_t (cm)
S_{fp5}	912.50	4.65	1.10	4.35	6HA12 = 6.78	10.50
S_{fpB}	886.86	4.27	1.00	3.95	6HA12 = 6.78	8.50

VI.5.3.2 Semelle filante croisée sous voile :

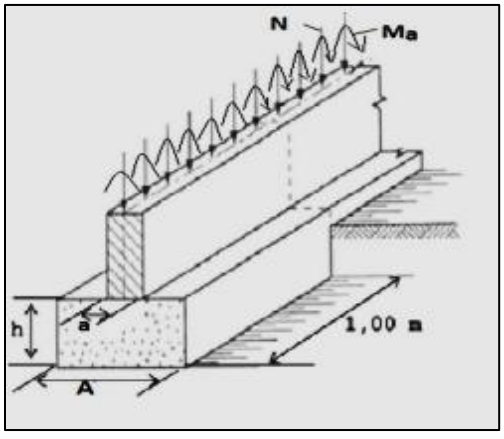


Figure VI.10 : Schéma du Semelle filante croisée sous voile.

Tableau VI.11 : Choix de méthode de calcul.

Semelle	N_u (kN)	M_u (kN.m)	e_0 (cm)	$\frac{A}{18}$ (cm)	Méthode
S_{fvG}	335.26	0.30	0.08	7.22	**Bielle**
S_{fv8}	325.31	0.55	0.16	8.88	**Bielle**

- **Armatures principales :**

Tableau VI.12 : Ferraillage des semelles filantes croisées.

Semelle	N_u (kN)	A (m)	B (m)	a (m)	A_{cal} (cm^2)	A_{ch} (cm^2)	S_t (cm)
S_{fvG}	335.26	1.30	1.00	0.15	4.81	6HA12 = 6.78	23
S_{fv8}	325.31	1.60	1.00	0.15	4.67	6HA12 = 6.78	29

- **Armature de répartitions :**

Tableau VI.13 : Armature de répartition des semelles filantes croisées.

Semelle	N_u (kN)	A (m)	B (m)	a (m)	$A_{r\,cal}$ (cm^2)	$A_{r\,ch}$ (cm^2)	S_t (cm)
S_{fvG}	335.26	1.30	1.00	0.15	1.69	5HA12 = 4.52	22
S_{fv8}	325.31	1.60	1.00	0.15	1.69	5HA12 = 4.52	22

VI.5.3.3 Prédimensionnement de la poutre de libage :

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 :

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5 \,.\, K \,.\, l_{max}{}^4}{E}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton (E = 32164,2 MPa).

l_{max} : La plus grande travée dans la fille.

K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3 moyenne sol).

h_p : La hauteur de la poutre de libage.

Tableau VI.14 : Prédimensionnement de poutre de libage.

Poutre de libage	**l_{max} (m)**	**$h_{p\,cal}$ (m)**	**$h_{p\,ch}$ (m)**	**b_p (m)**
	4.45	0.62	0.70	0.45

VI.5.3.3.1 Vérification de poinçonnement de la poutre de Libage :

$$F \leq F_{limite} = 0.045.u_c.h.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Tableau VI.15 : Vérification de Poinçonnement de la poutre de libage.

Poutre de libage	**Section (cm)**	**F (kN)**	**F_{limite} (kN)**	**Vérification**
	(45 x 70)	912.50	2415.00	**(C.V)**

Remarque :

Pas de poinçonnement de la poutre de libage.

VI.5.3.3.2 Vérification de cisaillement de la poutre de libage à l'ELU :

On doit vérifier :

$$\tau = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \qquad \text{(Fissuration préjudiciable).}$$

Tableau VI.16 : Vérification de cisaillement des poutres de libage.

Poutre de libage	T (kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
(45 x 70)	523.55	1.94	2.5	**(C.V)**

VI.5.3.3.3 Ferraillage de la poutre de libage :

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (kN/m^2) par la formule suivante :

$$\sigma_{ELU} = \frac{\sum N_u + 1.35 \text{ x } (P_{semelle}) + P_{poutre\ de\ libage}}{B \text{ x } L}$$

$$\sigma_{ELS} = \frac{\sum N_u + P_{semelle} + P_{poutre\ de\ libage}}{B \text{ x } L}$$

Avec :

$\sum N_i$: La somme des efforts normaux.

L : La longueur totale de la poutre de libage.

B : La hauteur de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (KN/m). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

$$F_{ELU} = \sigma_{ELU} \text{ x } B$$

$$F_{ELS} = \sigma_{ELS} \text{ x } B$$

La quantité de ferraillage calculé est très grand donc on a adopté une solution de crée des poutres de libage à mi-travée (dans la travée longs).

Tableau VI.17 : Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage.

Élément	σ_{ELU} (MPa)	σ_{ELS} (MPa)	F_{ELU} (kN/m)	F_{ELS} (kN/m)
Poutre de libage	2.67	1.99	293.70	218.90

VI.5.3.3.4 Armature calculée en travée et en appui :

Combinaison : 1,35G + 1,5Q

Tableau VI.18 : Ferraillage longitudinal des poutres de libage.

Poutre de libage (45 x 70)	M_t (kN/m)	M_a (kN/m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	
					Travée	Appui
	467.37	- 450.87	21.80	21.00	5HA16 + 6chHA16 = 22.11	5HA16 + 6chHA16 = 22.11

- **Section minimale :** A_{min} = 0,5%.b.h (cm^2) « RPA99V2003 Article 7.5.2.1 ».
- **Section tendue :** $A_{t\,min}$ = 0,1 %.b.h (cm^2) « CBA93 Article B.6.4 ».

VI.5.3.3.5 Vérification des contraintes à L'ELS :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

Tableau VI.19 : Vérification des contraintes a L'ELS.

Élément	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	348.34	10.50	201.60	15	201.63	**(C.V)**
Appui	- 336.04	10.30	201.60	15	201.63	**(C.V)**

VI.5.3.3.6 Armature transversale :

Tableau VI.20 : Armature transversale.

Elément				Espacement et Armatures			
b (cm)	h (cm)	T (kN)	τ (MPa)	ZN (cm)	ZC (cm)	$\emptyset$ (cm)	A_t (cm^2)
45	70	523.55	1.94	10	15	8	4HA8 = 2.01

VI.5.3.3.7 Vérification de la flèche a L'ELS :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Tableau VI.21 : Vérifications préliminaire de la flèche.

1er condition		2éme condition		3éme condition	
0.15	0.06	0.15	0.075	0.008	0.105
Condition vérifiée		**Condition vérifiée**		**Condition vérifiée**	

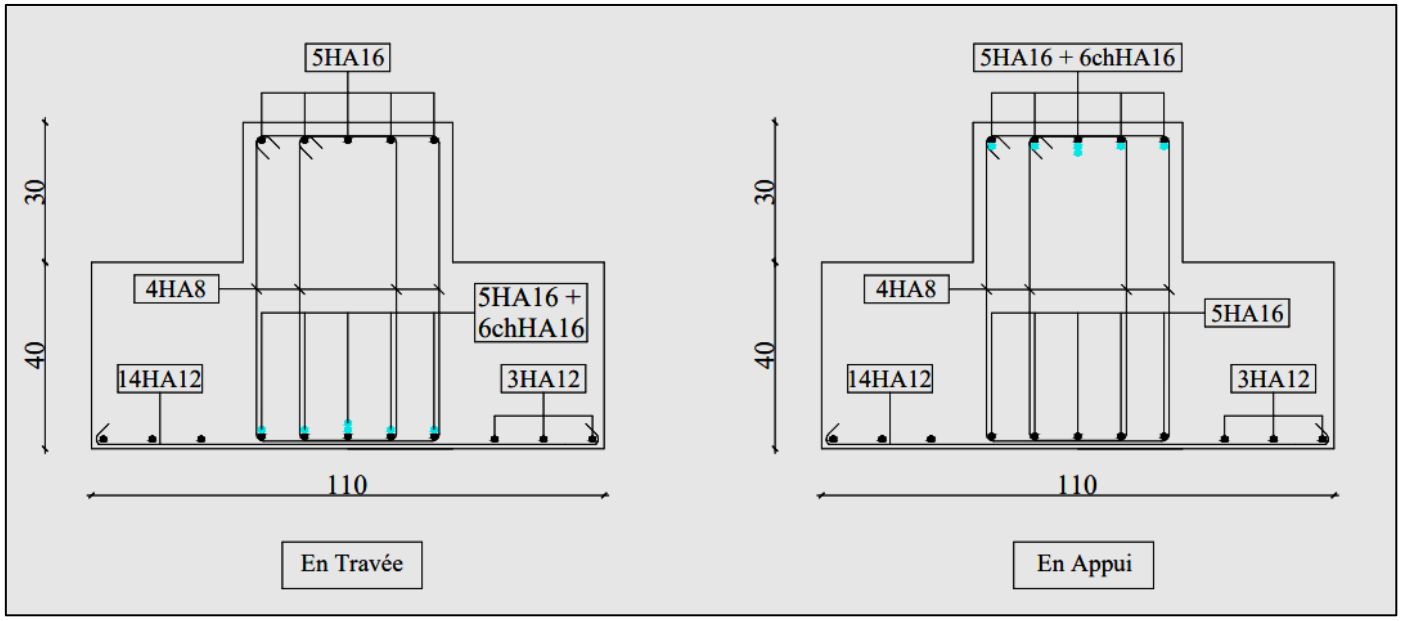


Figure VI.11 : Ferraillage de semelle filante croisée (Plus Sollicité) et de poutre de libage.

VI.6 Ferraillage des longrines :

Les longrines sont des poutres dimensionnées pour minimiser la déformation due au sol (tassement, gonflement, soulèvement ……) ; minimiser la longueur du flambement des poteaux appui continue pour les murs double cloison.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines selon « l'article 10.1.1 » de l'RPA2003 sont :

- (25 x 30) : Sites de catégorie S2 et S3.
- (30 x 30) : Site de catégorie S4.

On adopte la section (30 x 30) pour les longrines.

VI.6.1 Calcul de ferraillage à L'ELU ou L'ACC :

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

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

Tableau VI.22 : Coefficient α.

Site	Zone I	Zone IIa	Zone IIb / III
S1	/	/	/
S2	/	**15**	12
S3	15	12	10
S4	12	10	8

Avec :

N : Egale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée étant donné que le béton tendu est négligé.

$$F_u = \frac{912.50}{15} = 60.82 \text{ kN} \quad ; \quad A = \frac{F_u}{\sigma_s} = \frac{F_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{60.82}{\frac{400}{1.15}} = 0.17 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des Armatures :**

✓ Section minimale : 0,6 % x (b x h) = 0,006 x 30 x 30 = 5.40 cm².

Tableau VI.23 : Ferraillage des longrines.

Elément	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{ch} (cm^2)
Longrines	0.17	5.40	6HA12 = 6.78

VI.6.2 Vérification des contraintes à l'ELS :

Type de fissuration : (préjudiciable).

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{F_{ser}}{A_{ch}}$$

Tableau VI.24 : Vérification des contraintes normales.

Sollicitation a L'ELS		**Contraintes normales**		**Contraintes admissibles**		**Vérification**
N_{ser} (kN)	**α**	**σ_b (MPa)**	**σ_s (MPa)**	**$\overline{\sigma}_b$ (MPa)**	**$\overline{\sigma}_s$ (MPa)**	
665.25	15	/	65.40	/	201.63	**(C.V)**

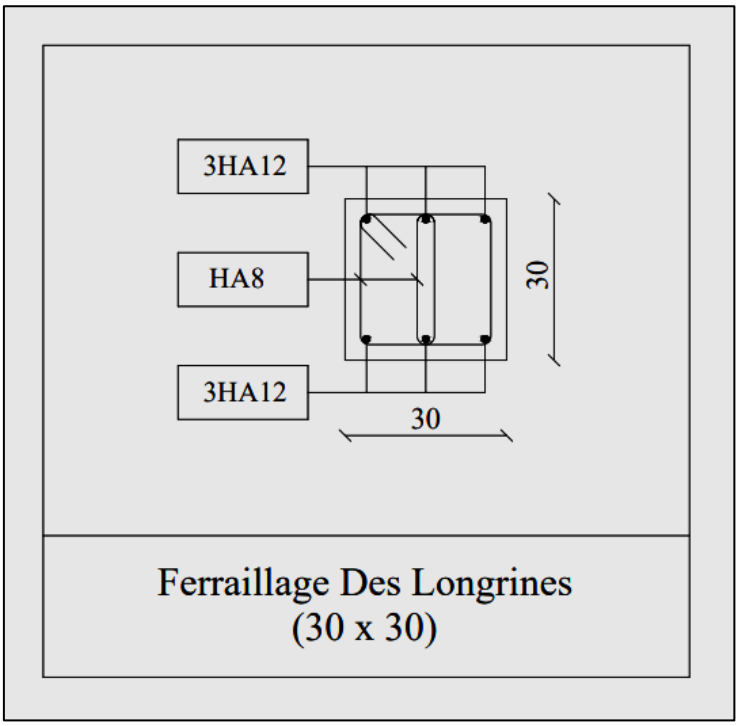


Figure VI.12 : Ferraillage des longrines.

CHAPITRE VII

Conclusion Générale

VII.1 Conclusion Générale :

La mission principale de l'ingénieur c'est de stabiliser les ouvrages envers le risque sismique et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en tenant compte la résistance et l'économie. L'achèvement de ce mémoire nous a permis de faire les conclusions suivantes :

- Le prédimensionnement des éléments résistants est une étape très importante m'est pas définitive dans les études techniques des ouvrages.
- Les formes géométriques irrégulières des ouvrages engendrent un problème sur la disposition voiles afin de stabiliser le bâtiment.
- L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans toutes les études de génie civil sur la superstructure ; en effet, elle permet d'examiner par simulation le comportement de la structure en cas d'un tremblement de terre.
- Le pré-dimensionnent adéquat des éléments résistants d'un ouvrage permet de trouver une section de ferraillage approprié.
- Le choix de la fondation de la structure dépend de la qualité et la nature du sol sur lequel l'ouvrage est implanté ainsi que la capacité des charges provenant de la structure.
- L'utilisation des logiciels de calcul, permet de faciliter la tâche des ingénieures sur les études techniques, minimiser les erreurs par rapport au calcul manuel et diminuer le gaspillage du temps. La fiabilité de leur résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

Enfin, ce mémoire nous a donné la possibilité de récapituler nos connaissances acquises durant notre cycle universitaire, et de les améliorer surtout dans la conception et la mise en application des règlementations en vigueurs.

Références Bibliographiques Et Annexes

Références Bibliographiques

Documents techniques règlementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) : D.T.RB.C.2.41.
- Règlements Parasismiques Algériennes (RPA99 version2003) : D.T.R-B.C.2.48.
- Charges permanentes et charges d'exploitation : D.T.R-B.C.2.2.
- « Guide d'utilisation à l'usage des ingénieurs ctc-centre ».

Logiciels :

- ETABS CSI V21
- Robot EXPERT 2010
- AutoCAD 2020
- Microsoft office 2016

ANNEXE A

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHE

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

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}02\, f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\,\lambda_i$ 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 homogène 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 : Etant 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 Fi et Fv 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 : $\Delta f_t \leq f_{\text{limite}} = \bar{f}$

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & \text{si } L \leq 5\text{cm} \\ \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & \text{si } L \geq 5\text{cm} \end{cases}$$

ANNEXE B

CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

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

- **Pour les Poutres :**

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

- **Pour les Poutrelles :**

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

- **Pour les Dalles Pleines :**

$$\begin{cases} \dfrac{h}{I_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_0} \\ \dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

$\mathrm{M_t} = \mathrm{k}.\mathrm{M_0}$

K : Est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq \mathrm{k} \leq 0.85$).

ANNEXE C
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 fissuresau 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 un double hachuré.

Le 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.

$\sum$Travaux externes = $\sum$ Travaux internes

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

Travail intérieur : en fonction du moment.

Pour le cas des charges réparties :

Avec :

$T_{ext} = q.s.f_{cdg}$

q : Charge répartie.

S : Surface de la région rigide.

f_{cdg} : Flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

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

M : Moment de flexion,

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

Θ *:* L'angle de rotation.

ANNEXE D

METHODE FORFAITAIRE

Calcul des moments :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

a) Elle est encastrée sur un seul côté : $M = -\frac{qL2}{2}$

b) Elle repose simplement sur deux côtés : $M = \frac{qL2}{8}$

c) Elle est encastrée sur ses quatre cotés : $M_t = 0{,}8M_0$

$$M_a = -0{,}5M_0$$

Avec :

$$M_0 = \frac{qLx2}{8}$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle articulée sur leur contour :

$$M_x = \mu_x q . L_x^2$$
$$M_y = \mu_y . M_x$$

b) Dalle encastrées totalement ou partiellement sur leur contour :

- **Panneau de dalle de rive :**

$$M_{tx}=0{,}85M_x$$
$$M_{ty}=0{,}85M_y$$

$M_{ax}=M_{ay}=-0{,}3M_x$ (appui de rive)

$M_{ax}=M_{ay}=-0{,}5M_x$ (Appui intermédiare)

- **Panneau de dalle intermédiaire :**

$$M_{tx} = 0{,}75M_x$$

$$M_{ty} = 0{,}75M_y$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}5M_x$$

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{Mw - Me}{I}$$

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{Mw - Me}{I}$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

$$T_x = \frac{q.lx.ly}{2ly+lx}$$

$$T_x = \frac{Plx}{3}$$

3. Armatures transversales :

Pas besoin des armatures transversales dans les dalles si :

$$\tau_m = \frac{V}{b_0.\,d} \leq \frac{0{,}07f_{c28}}{\gamma_b}$$

Ferraillage :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

- **Diamètre :**

$$\emptyset \leq \frac{h}{10}$$

- **Espacement :**

$$a \leq Min\ [3h\ et\ 33cm]\ (chargesuniformémentréparties)$$

$$a \leq [2h\ et\ 22cm]\ (chargesconcentrées)$$

- **Armatures de répartitions :**

$$A_{rép} \geq \frac{A}{4}$$

$$\emptyset_{rép} \leq \emptyset$$

$$a \leq Min\ [4h\ et\ 45cm]\ (chargesuniformémentréparties)$$

$$a \leq Min\ [3h\ et\ 33cm]\ (chargesconcentrées)$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle simplement appuyées sur leur contour :

$$M_x \rightarrow A_x$$

$$M_y \rightarrow A_y$$

$\emptyset_x$ et $\emptyset_y \leq \frac{h}{10}$

$$a \leq Min\ [3h\ et\ 33cm]\ (charge\ uniformément\ répartie)$$

$$a \leq Min\ [2h\ et\ 22cm]\ (charge\ concentrée)$$

a) Dalle encastrées sur leur contour :

$$M_{tx} \rightarrow A_{tx}$$

$$M_{ty} \rightarrow A_{ty}$$

$$M_{ax} \rightarrow A_{ax}$$

$$M_{ay} \rightarrow A_{ay}$$

$$\emptyset_{tx}\ ;\ \emptyset_{ty}\ ;\ \emptyset_{ax}\ et\ \emptyset_{ay} \leq \frac{h}{10}$$

$$a \leq Min\ [3h\ et\ 33cm](charge\ uniformément\ répartie)$$

$$a \leq Min\ [2h\ et\ 22cm](charge\ concentrée)$$

$$d_x = h - c = h - e - \frac{\emptyset x}{2} \quad \rightarrow \quad d_y = d_x - (\frac{\emptyset x + \emptyset y}{2})$$

ANNEXE E
CALCUL D'ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPACEMENTS

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3] :

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs $\emptyset_t$ est donnée par la relation suivante :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_1\right)$$

Avec :

$\emptyset_t$: E*tant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.*

$$A_t = n_t \times a_t$$

n_t : Le nombre des barres transversales.

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \text{Min}\,[0{,}9d; 40\text{cm}] \text{ et } \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0{,}4\text{MPa} \quad \text{et } S_t \leq \frac{0{,}9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28} \times k)}$$

Dans le cas de la flexion composée : $k = 1 + 3 \times \frac{N_u}{B \times f_{c2}}$

Avec :

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 : $F_e = 400\text{MPa}$.

Pour les poutres :

$$\textbf{Selon le RPA2003 :}\begin{cases} S_t \leq \frac{A_t}{0{,}003Xb} \\ S_t \leq \min\left[\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30cm\right] \text{ Zone nodale} \\ S' \leq \frac{h}{2} \text{ Zone courante} \end{cases}$$

Pour les poteaux :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA99version2003 « 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

$$\begin{cases} 10 \text{ cm} \\ \text{Min}\left[\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l\right] \end{cases}$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

$$\frac{A_t}{t \times b_1} \geq 0{,}3\% \text{ Si : } \lambda > 5$$

$$0{,}8\% \geq \frac{A_t}{t \times b_1} \geq 0{,}3\% \text{ Si : } 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{t \times b_1} \geq 0{,}8\% \text{ Si : } \lambda \leq 5$$