

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم

Université Abdelhamid ben Badis de Mostaganem

كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil & Architecture



N° d'ordre: M.../GCA/2023

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière: Génie Civil

Spécialité: Structure

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+7 à usage d'habitation
Et commercial)**

Présenté par:

1. Mlle.BELADJAL ROUMAÏSSA
2. Mlle.ARABI FATIMA ZAHRA

Soutenu le 24/ 06/ 2023 devant le jury composé de:

Président: M_r BESSAI TOUHAMI

Examineur: M_r AYAD TAYEB

Encadrant: Mr REZIGUA Ahmed

Année Universitaire: 2022 / 2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

In the name of Allah, the Beneficent, the Merciful

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre reconnaissance REZZIGUA AHMED, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Nous remercions tous les enseignants qui ont contribué à notre formation, et aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et encouragement.

Et fin, nos vifs remerciements aux membres de jury et à son président avec qui nous allons soutenir ce mémoire et juger de sa qualité.

Dédicace

Je dédie ce mémoire de fin d'études

A

Mon très cher père et ma très chère mère

En témoignage de ma reconnaissance envers le soutien, les sacrifices

et tous les efforts

Qu'ils ont fait pour mon éducation ainsi que ma formation

A

Mes sœurs A

Mes meilleurs amis

A

Toute ma famille du grand au petit, Ma grand-mère et a tous ceux qui

ont une

Relation de proche ou de lion avec la réalisation du présent rapport

M.ROUMAISSA

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un rez de chaussée plus (07) étages, sera implanté à la wilaya: de MOSTAGANEM.

Cette ville est classée en zone moyenne sismicité (IIa) selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton Armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties: La première partie entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré-dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (les poutrelles,

L'escalier, le balcon, l'ascenseur et l'acrotère

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie en

Utilisant le logiciel ROBOT millénium afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitations et charge sismique).

La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles et fondations).

Mots de clé: Tour, R+7, Béton Armé.

Abstract

This project presents a detailed study of an irregularly shaped building used for residential consists of a ground floor + (07) floors, implanted in the wilaya of MOSTAGANEM.

This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99/V2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99/v2003,BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, balcony, elevator & parapet).

The dynamic study of the structure was begun in the third part Determined by software ROBOT millennium to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

The last part includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure(columns, beams, walls sails & foundation).

Keywords: Tour, R+7, Béton Armé

SOMMAIRE :

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles et abréviations

Introduction générale

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

| | |
|---|---|
| I.1- Introduction : | 2 |
| I.2- Présentation de l'ouvrage : | 2 |
| I.3- Caractéristiques générales : | 2 |
| I.3.1- Caractéristiques géométriques : | 2 |
| I.3.2- Caractéristiques géotechniques du sol : | 3 |
| I.4- Domaine d'application des règles B.A.E.L91 : | 3 |
| I.5- Les sollicitations : | 3 |
| I.6. Caractéristique des matériaux : | 4 |
| I.6.1- Béton Armé : | 4 |
| I.6.2- Le béton : | 4 |
| I.6.3- L'Acier : | 6 |

CHAPITRE II : pré dimensionnement des Elements Structuraux

| | |
|---|----|
| II- Introduction : | 8 |
| II-1- Pré dimensionnement des différents éléments : | 10 |
| II-1-1- Les poutres : | 10 |
| II.2- Pré-Dimensionnement des planchers : | 10 |
| II.2.1- Plancher à corps creux : | 10 |
| II.3- Descente de charges : | 11 |
| II.3.1-plancher terrasse inaccessible | 11 |
| II.3.2- Plancher étage courant : | 11 |
| II.4- Pré-dimensionnement des poteaux : | 13 |
| II.5- Pré-dimensionnement des voiles : | 20 |
| I.6.1- : Calcul de l'épaisseur (e) : | 20 |

CHAPITRE III : Etude des plancher

| | |
|--|----|
| III.1- Introduction | 25 |
| III.2- Plancher a corps creux | 25 |
| III.2.1- Détermination des dimensions des poutrelles : | 25 |
| III.2.2- Ferrailage de la dalle de compression : | 27 |
| III.2.4- Méthode de calcul : | 28 |

| | |
|--|----|
| III.2.3- Evaluation de la charge : | 29 |
| III.2.4- Détermination des sollicitations : | 29 |
| III.2.4.1- Plancher étage courant (corps creux) : | 29 |
| III.2.5- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire : | 30 |
| III.2.5- Application de la méthode forfaitaire : | 30 |
| III.2.6- Détermination des armatures : | 38 |
| III.2.6.1- Calcul des armatures transversales | 39 |
| III.2.6.2- Vérification de la flèche : | 41 |

CHAPITRE IV : Etude des éléments non structuraux

| | |
|---|----|
| IV.1- Etude de l'escalier : | 45 |
| IV.1.1- Introduction : | 45 |
| IV.1.2- Pré-dimensionnement de l'escalier | 45 |
| IV.1.2.1- détermination de l'épaisseur de la paillasse et du palier | 46 |
| IV.1.3- descente de charges : | 46 |
| IV.1.4. Calcul des moments fléchissant et de l'effort tranchant : | 48 |
| IV.1.5. Ferrailage de l'escalier : | 50 |
| IV.1.6. Poutres palier : | 53 |
| IV.1.6.1. Pré-dimensionnement : | 53 |
| IV.1.6.2. Evaluation des charges : | 54 |
| IV.1.6.3. Calcul du ferrailage : | 56 |
| IV.2- L'acrotère : | 62 |
| IV.2.1- calcul du ferrailage : | 62 |
| IV.2.2- calcul des sollicitations : | 62 |
| IV.2.2.1- détermination des sollicitations : | 63 |
| IV.2.2.2- détermination des armatures : | 63 |
| IV.3- Etude des Balcon : | 69 |
| IV.3.1- Introduction : | 69 |
| IV.3.2- descente de charges : | 69 |
| IV.3.3- calcul du ferrailage : | 72 |
| IV.3.3.1- détermination des armatures : | 73 |
| IV.3.3.2- calcul des armatures transversales : | 73 |
| IV.3.3.3- vérification de la flèche : | 73 |

CHAPITRE V : Etude sismique

| | |
|---|----|
| V.1- Introduction : | 75 |
| V.2- Objectif de l'étude dynamique : | 75 |
| V.3- Présentation : | 75 |
| V.4-Modélisation : | 76 |
| V.4.1- Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis : | 76 |
| V.4.2-Modélisation de la rigidité : | 76 |
| V.4.3- Modélisation de la masse : | 77 |
| V.5- Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismique : | 77 |
| V.5.1- Méthode statique équivalente : | 77 |
| V.5.2- Méthode d'analyse modale spectrale : | 78 |
| V.5.3- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme : | 79 |
| V.6- Choix de la méthode de calcul : | 79 |
| V.6.1- Critères de classification par RPA99version 2003 : | 79 |
| V.6.2- Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D : | 81 |
| V.6.3- Périodes caractéristique $T1$; $T2$: | 81 |
| V.6.4- Coefficient de correction d'amortissement η : | 81 |
| V.6.5- Coefficient de comportement global de la structure R : | 82 |
| V.6.6- Facteur de qualité Q : [RPA99/V2003- Tableau 4.4] : | 82 |
| V.6.7- Estimation empirique de la période fondamentale : | 83 |
| V.7- Résultats de l'analyse dynamique par Robot : | 85 |
| V.7.1- Nombre de modes à considérer : | 86 |
| V.7.2- Coefficient d'accélération de zone A : | 88 |
| V.7.3- Poids total de la structure : | 88 |
| V.7.4- Calcul de la force sismique totale : | 89 |
| V.7.5- Vérification de l'effort tranchant à la base : | 89 |
| V.8- Caractéristique géométrique et massique de la structure : | 89 |
| V.8.1- Détermination des masses et centres de masse par étage : | 89 |
| V.8.2- Calcul de l'excentricité : | 90 |
| V.8.3- Vérification des déplacements : [RPA99/V2003-Article 5.10] | 91 |

CHAPITRE VI : Etude des portiques

| | |
|-----------------------------------|-----|
| VI.1- Introduction : | 95 |
| VI.2- Définition : | 95 |
| VI.3- Ferrailages des portiques : | 95 |
| VI.3.1- Combinaisons d'action : | 95 |
| VI.4- Etude des poutres : | 95 |
| VI.4.1- Ferrailages des poutres : | 95 |
| VI.5- Etude des poteaux : | 104 |
| VI.5.1-Combinaison des charges : | 105 |
| VI.5.2- Principe de calcul : | 106 |

| | |
|---|-----|
| VI.5.3- Ferrailage des poteaux : | 106 |
| VI.5.4- Schéma de ferrailages des poteaux : | 118 |

CHAPITRE VII : Etude des voiles

| | |
|--|-----|
| VII.1. Introduction : | 120 |
| VII.2. Principe de calcul : | 120 |
| VII.3. Exigence du RPA99/2003 (7.7.4) : | 121 |
| VII.4. Pré-dimensionnement des voiles : | 122 |
| VII.5. Ferrailage des voiles : | 123 |
| VII.5.1. Ferrailage des armatures verticales : | 126 |
| VII.5.2. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant : | 128 |
| VII.5.2.1. Vérification des voiles à l'effort tranchant : | 128 |
| VIII.5.2.2. Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant : | 129 |

CHAPITRE VIII : Etude des fondations

| | |
|--|-----|
| VIII.1. Définition des fondations : | 132 |
| VIII.2. Les type des fondations : | 132 |
| VIII.2.1. Fondations superficielles : | 132 |
| VIII.2.2. Fondation profondes : | 132 |
| VIII.3. Choix et type de fondations : | 132 |
| VIII.4. Combinaisons de calcul : | 133 |
| VIII.5. Vérification de type des semelles : | 133 |
| VIII.6. Etude du radier : | 134 |
| VIII.6.1. Pré-dimensionnement du radier : | 135 |
| VIII.6.2. Vérification des contraintes dans le sol : | 138 |
| VIII.6.3. Vérification de l'effort tranchant : | 140 |
| VIII.7. Calcul les poutres de libage (nervure) : | 145 |
| VIII.7.1. Poutres : | 145 |
| VIII.7.1.1. Poutres principales : | 146 |

Liste des figures

| | |
|---|----|
| Figure I.1.Vue en plan | 3 |
| Figure II.1. Section transversale d'une poutre | 9 |
| Figure II.2. Surface afférente au poteau le plus sollicité. | 10 |
| Figure II.3. Coupe transversale d'un plancher à corps creux | 11 |
| Figure II.4. Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible | 12 |
| Figure II.5. Coupe transversale du plancher étage courant | 12 |
| Figure II.6. Schéma du mur extérieur. | 13 |
| Figure.II.7 : Schéma du mur intérieur. | 14 |
| Figure. II.8: Schéma de la loi de dégression | 15 |
| Figure. II.9: Schéma représentatif d'un étage courant. | 15 |
| Figure. II.10 : Section réduite du béton. | 16 |
| Figure. II.11: Coupe sur voile en élévation | 21 |
| Figure. III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux. | 25 |
| Figure.III.2 : schéma des poutrelles. | 26 |
| Figure III.3 : Section de calcul | 26 |
| Figure.III.4 : Schéma statique de la poutrelle. | 30 |
| Figure.III.5 : Schéma du 1eme type de poutrelle | 31 |
| Figure.III.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 1 ^{er} type de poutrelle | 34 |
| Figure. III.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 1er type de poutrelle | 34 |
| Figure.III.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 4 ^{ème} type de poutrelle. | 35 |
| Figure. III.9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 1er type de poutrelle | 35 |
| Figure.III.10 : Section de calcul | 37 |
| Figure.III.11 : Section de calcul en travée. | 38 |
| Figure.III.12 : Section de calcul en appuis. | 38 |
| Figure.III.13 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux. | 41 |
| Figure IV.1.1. Schéma de l'escalier | 45 |
| Figure IV.1.2. vue en plan de l'escalier | 46 |
| Figure IV.1.3. Schéma statique à l'ELU. | 48 |
| Figure IV.1.4. Schéma statique à l'ELS. | 48 |
| Figure IV.1.5. Diagramme de moment fléchissant à l'ELU | 49 |
| Figure IV.1.6. Diagramme de moment fléchissant à l'ELS. | 50 |
| Figure IV.1.7. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU. | 52 |
| Figure IV.1.8. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS. | 52 |
| Figure IV.1.9. Dessin de ferrailage de l'escalier a paillasse porteuse. | 53 |
| Figure IV.1.10. Section transversale d'une poutre. | 53 |
| Figure IV.1.11. Schéma statique de la poutre palier. | 55 |
| Figure IV.1.12. Diagramme des moments fléchissant à l'état ELU. | 55 |
| Figure IV.1.13. Diagramme des moments fléchissant à l'état ELS. | 56 |
| Figure IV.1.14. Section de calcul de la poutre. | 57 |

| | |
|---|-----|
| Figure IV.1.15. Section de calcul. | 59 |
| Figure IV.1.16. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU. | 60 |
| Figure IV.1.17. Schéma de ferrailage de poutre palier. | 62 |
| Figure IV.2.1. Acrotère. | 63 |
| Figure IV.2.2. section de calcul. | 64 |
| Figure IV.2.3. Position de centre de pression. | 66 |
| Figure.IV.2.4. schéma de ferrailage de l'acrotère. | 68 |
| Figure .IV.3.5. Section de calcul. | 72 |
| Figure IV.3.6. Schéma de ferrailage de balcon. | 74 |
| Figure.V.1.modèle en3D. | 76 |
| Figure .V.2. Diagramme spectre de réponse. | 83 |
| Figure V.3. Disposition des voiles. | 84 |
| Figure .V.4. Mode 1 translation sur (y-y). | 87 |
| Figure .V.5. Mode 2translation sur (x-x). | 87 |
| Figure.V.6. Mode 3 rotation z-z. | 88 |
| Figure .VI.1. Armatures transversales. | 101 |
| Figure .VI.2. Schéma Ferrailage des poutres principales (30x40). | 103 |
| FigureVI.3. Schéma Ferrailage des poutres secondaire (30x30). | 104 |
| Figure .VI.4. Sollicitation sur les poteaux. | 105 |
| Figure.VI.5. zone nodale [RPA99/2003.Figure.7.2]. | 107 |
| Figure.VI.6. section de calcul du poteau. | 107 |
| Figure .VI.7. Armatures transversales dans la zone de recouvrement. | 109 |
| FigureVI.8. Section de calcul. | 110 |
| FigureVI.9. Position de $N'1$ $M'1$ et $M1$ sur la section transversale. | 111 |
| Figure .VI.10. Position de $N'1$ $M'1$ ET $M1$ sur la section transversale. | 114 |
| Figure .VI.11. La zone nodale dans les poteaux | 116 |
| Figure .VI.12. Schéma de ferrailage des poteaux. | 118 |
| Figure VII.1. Disposition des voiles. | 122 |
| Figure VII.2. Effort N à l'ELU. | 124 |
| Figure VII.3. Moment fléchissant M à l'ELU. | 124 |
| Figure VII.4. Effort N à l'ELS. | 124 |
| Figure VII.5. Moment fléchissant M à l'ELS. | 125 |
| Figure VII.6. Effort N à l'ELA. | 125 |
| Figure VII.7. Moment fléchissant M à l'ELA. | 125 |
| Figure VII.8. Section du calcul de voile suivant l'axe x-x. | 126 |
| Figure VII.9. La contrainte limite τ . | 128 |
| Figure VII.10. Schéma de ferrailage de voile les plus sollicité. | 130 |
| Figure VIII.1. La surface de radier. | 134 |
| Figure VIII.2. Schéma d'un radier nervuré. | 134 |
| Figure VIII.3. Dimensions du panneau de la dalle le plus sollicité. | 135 |
| Figure VIII.4. Schéma des contraintes de sol à l'ELU. | 138 |
| Figure VIII.5. Schéma des contraintes de sol à l'ELS. | 138 |
| Figure VIII.6. Schéma des moments de radier sur axe x-x à l'ELU. | 139 |
| Figure VIII.7. Schéma des moments de radier sur axe x-x à l'ELS. | 139 |
| Figure VIII.8. Schéma des moments de radier sur l'axe y-y à l'ELU. | 140 |

| | |
|---|-----|
| Figure VIII.9. Schéma des moments de radier sur l'axe y-y à l'ELS. | 140 |
| Figure VIII.10. Schéma de radier axe x-x. | 144 |
| Figure VIII.11. Schéma de radier axe y-y. | 145 |
| Figure VIII.12. Schéma des moments sur les nervures à l'ELU. | 145 |
| Figure VIII.13. Schéma des moments sur les nervures à l'ELS. | 145 |
| Figure VIII.14. Schéma des efforts tranchant sur les nervures à l'ELA | 148 |
| Figure VIII.15. Schéma de ferrailage des fondations. | 149 |

Liste des tableaux

| | |
|---|-----|
| Tableau I.1 : Valeurs de la limite d'élasticité Fe. | 6 |
| Tableau II.1 : Dimensions des sections des poutres. | 10 |
| Tableau II.2 : Tableaux récapitulatifs des charges et combinaisons des charges. | 13 |
| Tableau II.3: Tableau récapitulatif des charges permanents et des surcharges d'exploitation. | 18 |
| Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des cumules des charges permanents et des surcharges d'exploitation. | 18 |
| Tableau.II.5: Dimensions de sections des poteaux et verification de la condition de RPA99 et de flambement. | 24 |
| Tableau III.1: Evaluation des charges | 29 |
| Tableau.III.2 : Dimension en travée. | 30 |
| Tableau III.3: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximaux chaque type de poutrelle. | 36 |
| Tableau IV.1.1. Combinaisons des charges de l'escalier. | 48 |
| Tableau IV.1.2. Ferrailage des escaliers à l'ELU. | 51 |
| Tableau IV.1.3. Tableau des moments | 56 |
| Tableau IV.1.4 | 57 |
| Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de zone A | 80 |
| Tableau V.2 : Classification du site | 80 |
| Tableau V.3 : Valeurs de ξ (%) | 81 |
| Tableau V.4 : valeurs du coefficient de comportement R | 82 |
| Tableau V.5 : Pénalités du facteur de qualité Pq | 82 |
| Tableau V.6 : Valeurs du coefficient, C-T. | 83 |
| Tableau V.7. Ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque mode. | 85 |
| Tableau V.8 : β valeurs du coefficient de pondération. | 88 |
| Tableau V.9. Paramètre de méthode statique équivalente. | 89 |
| Tableau V.10. Tableau récapitulatif des centres de masse et torsion et l'excentricité. | 90 |
| Tableau V.11. Vérification des déplacements. | 92 |
| Tableau V.12 : Disposition de force sismique. | 93 |
| Tableau VI.1. Tableau récapitulatif des moments fléchissant [KN.m] et effort tranchant.. | 97 |
| Tableau VI.2. Tableau récapitulatif de ferrailages des poutres principale et secondaire. | 103 |
| Tableau VI.3. Tableau récapitulatif des moments fléchissant, poteaux plus sollicité. | 109 |
| Tableau VI.4. Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (50x50)cm ² . | 110 |
| Tableau VI.5. Tableau de calcul excentricité additionnelle. | 111 |

| | |
|--|-----|
| Tableau VI.6. Tableau de calcul Excentricité du second ordre ET la sollicitation majorée. | 111 |
| Tableau VI.7. Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (50×50) cm ² . | 112 |
| Tableau VI.8. Tableau de calcul Excentricité additionnelle. | 113 |
| Tableau VI.9. Tableau de calcul Excentricité du second ordre Et la sollicitation majorée. | 113 |
| Tableau VI.10. Tableau récapitulatif du choix de ferrailage des poteaux. | 117 |
| Tableau VII.1. Pré-dimensionnement des voiles. | 122 |
| Tableau VII.2. Les sollicitations de calcul du voile. | 126 |
| Tableau VIII.1. Dimension du poteau (0.5x0.5) m. | 137 |
| Tableau VIII.2. Les différentes sollicitations sur le radier. | 140 |

Notations

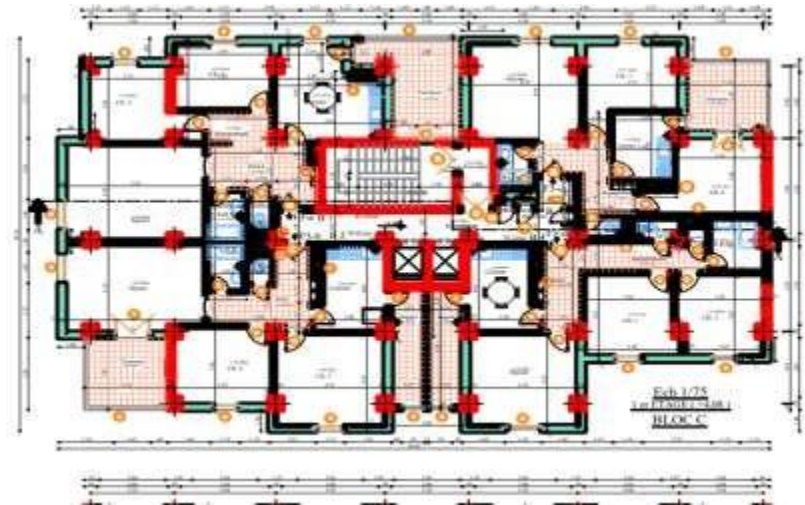
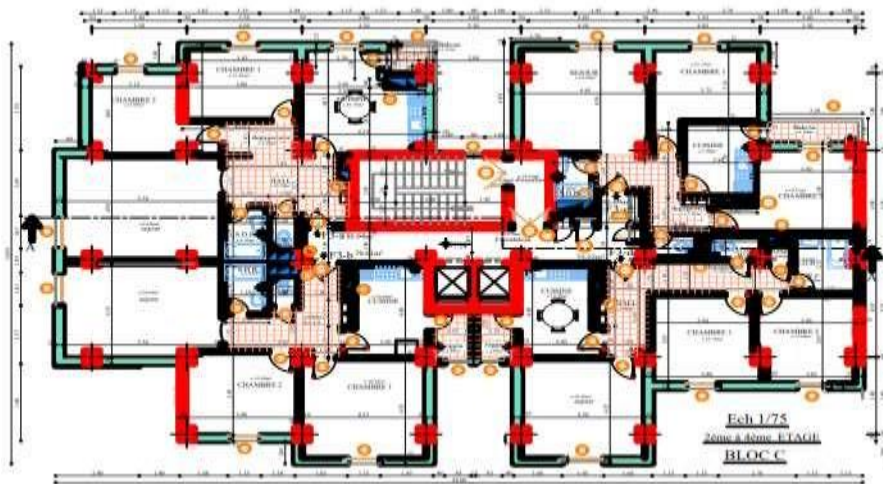
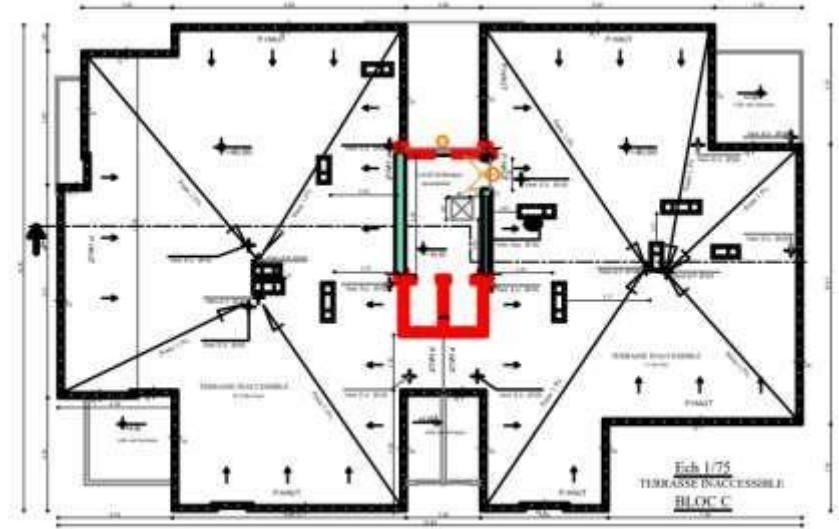
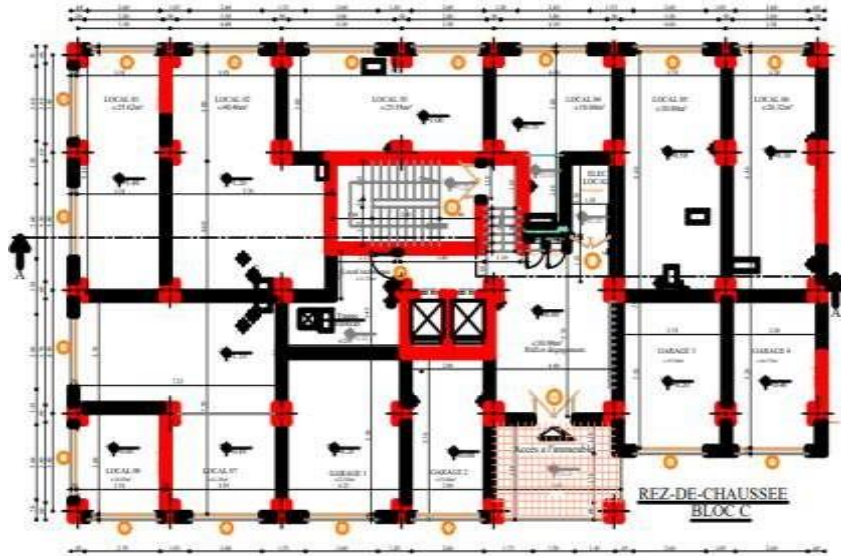
- A** : coefficient accélération de zone.
- Al**: section d'armature longitudinale.
- Amin** : section d'armature minimale déterminée par les règlements.
- Ar** : section d'armature de répartition.
- At**: section d'armature de travée transversale.
- Au**: section d'armature d'état limite ultime de résistance.
- A'** : section d'armature comprimée.
- Br** : section réduite du béton.
- Cp** : facteur de force horizontale.
- Cs**: charge de la rupture.
- D** : coefficient d'amplification dynamique.
- E** : module de déformation longitudinale (module de YOUNG).
- Eij**: module de déformation longitudinale instantanée.
- Eiv** : module de déformation longitudinale différée.
- G** : action des charges permanentes.
- H** : Hauteur.
- HA** : armature à haute adhérence.
- I** : moment d'inertie en générale.
- L** : longueur.
- Le** : longueur en élévation.
- Ln** : longueur entre axe des nervures.
- Lp** : longueur en plan.
- M** : moment fléchissant.
- Ma** : moment fléchissant en appui.
- Md** : moment fléchissant des droits.
- Mf** : moment fléchissant totale.
- Mg** : moment fléchissant sous charge permanente ; moment du au garde-corps.
- Mj**: moment fléchissant sous charge permanente avant mis en place des cloisons
- Mser**: moment fléchissant d'état limite de service.
- Mt**: moment fléchissant de travée.
- Mu**: moment fléchissant d'état limite ultime de résistance.
- Mw** : moment fléchissant de la gauche.
- M0** : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée.
- M1** : coefficient par rapport d'une aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud.
- M2** : coefficient de Pigeaud.
- N**:effort normal.
- Ne** : effort normal au centre de la section.

N_{pp} : effort normal du au poids des poutres principales.
N_{ps}: effort normal du au poids des poutres secondaire.
N_{ser}: effort normal d'état limite de service.
P: poids propre ; périmètre.
Pr : poids propre du radier.
Pq : pénalité retenir dans la détermination du coefficient.
Q : action variable quelconque ; facteur de qualité.
R : rayon ; coefficient de comportement de la structure.
S : surface.
Sr : surface du radier.
T : effort tranchant.
T_x : période de fondamentale dans le sens x-x.
T_y : période fondamentale dans le sens y-y.
Uc: périmètre de contour.
V : force sismique ; effort horizontal.
Vt: effort sismique à la base de la structure.
W : poids total de la structure.
Wp: poids de l'élément en considération.
A:longueur ; distance ; dimension.
B:largeur.
b₀ : largeur de la nervure.
b₁ : largeur du poteau.
C : enrobage.
D : hauteur utile.
E : excentricité ; espacement.
ea : excentricité additionnelle.
f : flèche.
Fc: contrainte caractéristique du béton à la compression.
Fe: limite élastique d'acier.
Ft: contrainte caractéristique du béton à la traction.
g: giron de la marche.
Hc : hauteur du corps creux.
Hd : hauteur de la dalle.
He : hauteur libre.
h_{moy} : hauteur moyenne.
ht: hauteur totale.
h': hauteur de la zone nodale.
h₁ : hauteur du poteau.
i : rayon de giration.

j : nombre des jours.
l : longueur ; distance.
l_f : longueur de flambement.
l' : longueur de la zone nodale.
q_{eq} : charge linéaire équivalente.
Q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service.
Q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance.
s : espacement.
T : espacement ; période.
x : abscisse.
y : ordonnée.
α : angle; coefficient dimension.
γ : coefficient partiel de sécurité ; rapport des moments.
β : coefficient sans dimension, coefficient de pondération.
ε : déformation coefficient d'amortissement critique.
η : coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement.
θ : est un coefficient en fonction de la durée d'application de l'action considérée.
μ : moment réduit.
ρ : Coefficient de deux dimensions.
σ : contrainte de béton ou d'acier.
τ : contrainte tangentielle ou de cisaillement.
ξ : pourcentage d'amortissement critique.
Ø : diamètre d'armature transversale ou treillis soudés.
Δ : déplacement.



Coupe A-A



Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1- Introduction :

Pour qu'une étude en génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure, et mécaniques des matériaux utilisés dans sa construction est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2- Présentation de l'ouvrage :

On propose dans ce projet, l'étude complète des éléments résistants (structuraux et non structuraux), d'un bloc barre (R+7) à usage multiple (habitation et commercial) implanté dans la wilaya de «Mostaganem» Le terrain retenu pour recevoir le projet de 32 logements promotionnels + locaux commerciaux se situe à Quartier saint-jules-mostaganem , dont la zone est considérée comme étant une zone de moyenne sismicité (Zone IIa), et qui appartient au groupe d'usage 2 vu que la hauteur totale ne dépasse pas les 30m, ce bâtiment est dans un site S3 (Site meuble) selon le RPA99, V2003 (Règlement Parasismique Algérien Version 2003).

Notre bâtiment se compose de plusieurs niveaux :

- Un rez-de-chaussée plus 7 niveaux à usage d'habitation avec quatre logements (F3 et F4) par niveau ;
- terrasse inaccessible.

I.3- Caractéristiques générales :**I.3.1- Caractéristiques géométriques :**

Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit :

a. Dimension en plan :

- Longueur en plan27 m
- Largeur en plan15,9 m

b. Dimension en hauteur :

- la hauteur de niveau de RDC est4,08 m
- la hauteur d'étage courant3,06 m
- la hauteur totale du bâtiment est 25,50 m



Figure I.1. Vue en plan

I.3.2- Caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol assis de la construction est un sol meuble (Site3). L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 et

- La contrainte admissible du sol: sol $\sigma = 2,5$ bars
- L'absence d'une nappe phréatique

I.4- Domaine d'application des règles B.A.E.L91 :

Les règles de calcul B.A.E.L91 sont applicables à tous les ouvrages et constructions en béton armé dont le béton mis en œuvre est constitué de granulats naturels normaux avec un dosage en ciment au moins égal à 300kg/m²

I.5- Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (efforts normal et effort tranchant) et les moments (moment fléchissant et moment de torsion) calculés à partir des actions obtenus grâce à des méthodes appropriées.

D'une façon générale les sollicitations sont calculées en utilisant pour la structure un modèle élastique et linéaire. On emploie les procédés de la mécanique des structures à partir des combinaisons d'actions.

Pour la détermination des inconnues hyperstatiques, on prend en compte la section totale de béton seul, les pièces sont supposées non fissurées et sans armatures.

- Caractéristique des matériaux :

I.6.1- Béton Armé :

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction.

Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues.

Cette association est efficace car :

- ✓ L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.
- ✓ Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsqu'on emploie certains adjuvants).
- ✓ Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux (11.10^{-6} pour l'acier et 10^{-6} pour le béton).

I.6.2- Le béton :

• Composition du béton:

Le béton est un mélange complexe avec des proportions de granulats et des liants. (Ciment) malaxé avec de l'eau pour obtenir une pâte maniable.

Béton = ciment + gravier + sable + l'eau de gâchage.

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition qui respecte les normes prescrites dans le BAEL, et tout le règlement applicable en Algérie

- Ciment utiliséCPJ (dosage 350 kg / m³) ;
- Sable400 litres / m³ (DS 0,5 mm) ;
- Gravier 800 litres / m³ ((de 3/8; 8/15; 15/25mm) et
- L'eau de gâchage 160 à 180 litres / m³

Résistance du béton:

➤ À la compression:

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression (C.B.A 93,

A2.1.1.1) à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en MPa

La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l'âge de $j \leq 60$ jours, est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} ; \text{ pour } ; f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} ; \text{ pour } ; f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour : $j \geq 60$ jours $f_{cj} = 1,1 \text{ MPa}$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés. D'où : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

➤ **À la traction: [C.B.A 93/A2.1.1.2]**

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours est conventionnellement défini par la relation : $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$ (en MPa)

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$

On aura donc pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Pour : $f_{cj} \geq 60 \text{ MPa}$; $f_{tj} = f_{cj}^{2/3}$

Contraintes limites de compression:

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime est donnée par :

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; [\text{C. B. A93, A. 4. 5. 2}]$$

Avec : $\gamma_b = 1,5$ pour les cas courants (E.L.U)

$\gamma_b = 1,15$ Pour les situations accidentelles.

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service est donnée par :

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} ; [\text{C.B. A 93, A.4.5.2}]$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_b = 15 \text{ MPa}$

Contrainte limite de cisaillement : [C.B.A 93/A5.1.2.1] :

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \tau_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right]$$

$$\Rightarrow \tau_u = \min [3,34 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}] = 3,34 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$\Rightarrow \tau_u = \min [2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$$

- Module d'élasticité: [C.B.A 93/A2.1.2]

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

Module instantané : pour les charges appliques avant 24h.

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt{f_{cj}} ; f_{cj}: \text{exprimée en MPa}$$

Le module différé : pour les charges de long de durée.

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt{f_{cj}} ; f_{cj}: \text{exprimée en MPa}$$

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Donc : $E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$ et $E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$

I.6.3- L'Acier :

- **La limite d'élasticité fe:**

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

Tableau I.1 : Valeurs de la limite d'élasticité Fe

| Aciers | Nuances | fe (MPa) | Emploi |
|-------------------------------|---------|----------|----------------|
| Ronds lisses | FeE235 | 235 | Emploi courant |
| Barres H.A | FeE400 | 400 | Emploi courant |
| Treillis soudés en fils lisse | TLE520 | 520 | Emploi courant |

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence HA

FeE400 type 1 limite d'élasticité (**fe = 400 MPa**) ; et pour les armatures transversales ?

Est un rond lisse FeE235 (fe = 235 MPa).

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « Es » est pris égal à :

$$E_s = 2.105 \text{ MPa [C. B. A 93/A2. 2. 1]}$$

- **Contraintes limites :**

➤ **Etat limite ultime:** [C.B.A 93/A.4.3.2] :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa (Situation durables et transitoire)}$$

a) **Etat limite de service :** (C.B.A 93 A.4.5.3) :

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est pas limitée.

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s$ (MPa) = $\min\left\{\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right\}$

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s$ (MPa) = $\min\{0,5 f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\}$

η : Coefficient de fissuration

$$\eta = \begin{cases} 1 \rightarrow RL \\ 1,6 \rightarrow HA \end{cases}$$

Chapitre II

Pré dimensionnement des Eléments structuraux

II- Introduction :

Le pré dimensionnement consiste à des estimations des différents éléments de la structure Avant l'étude du projet. Ces éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les actions et les Sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le pré dimensionnement est réalisé conformément aux +règlements dictes par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le 93. Les sections obtenues ne sont pas définitives, elles peuvent être augmentées après vérifications dans la phase de dimensionnement.

II-1- Pré dimensionnement des différents éléments :

II-1-1- Les poutres :

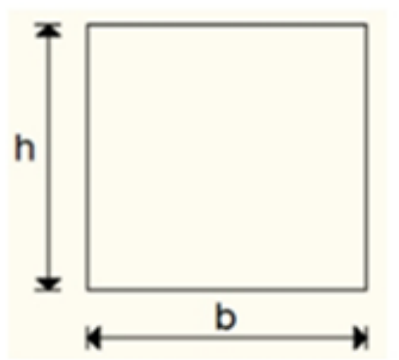


Fig.II.1 Section transversale d'une poutre

D'une manière générale on peut définir les

Poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux.

Le pré dimensionnement doit respecter la condition

de la flèche. D'après les règles de BAEL 91 on a :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{10} \text{ et}$$

$$0.3ht \leq b \leq 0.6ht$$

Avec :

L_{max} : Portée maximale de la poutre (cm) ;

b : Largeur de la poutre (la plus petite dimension de la section transversale) en (cm) ;

ht : Hauteur de la poutre (la plus grande dimension de la section transversale) en (cm)

→ **Vérification selon le RPA99, V2003 :**

Les dimensions de la poutre doivent respecter l'article 7.5.1 / RPA 99, V2003

Suivant :

Tableau II.2 : Dimensions des sections des poutres.

| Types de poutres | Sens | L _{max} [cm] | $\frac{L_{max}}{15}$ | $\frac{L_{max}}{10}$ | b [cm] | h [cm] | $\frac{h}{b}$ | Section adoptée [cm ²] |
|-------------------------------|------|--------------------------|----------------------|----------------------|-----------|-----------|---------------|---------------------------------------|
| | | | | | | | | |
| Poutre principale (PP) | X-X | 480 | 32 | 48 | 30 | 40 | 1,33 | 30×40 |
| Poutre secondaire (PS) | Y-Y | 430 | 28,66 | 43 | 30 | 30 | 1 | 30×30 |

II.2- Pré-Dimensionnement des planchers :

II.2.1- Plancher à corps creux :

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, ...).

Planchers à corps-creux :

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire les conditions suivantes :

A- la condition de flèche :

On détermine l'épaisseur du plancher par la condition de flèche suivante :

$$ht \geq \frac{Lx}{22,5}$$

ht : L'épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

Lx : Longueur de la portée maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles (Voir .fig.II.2)

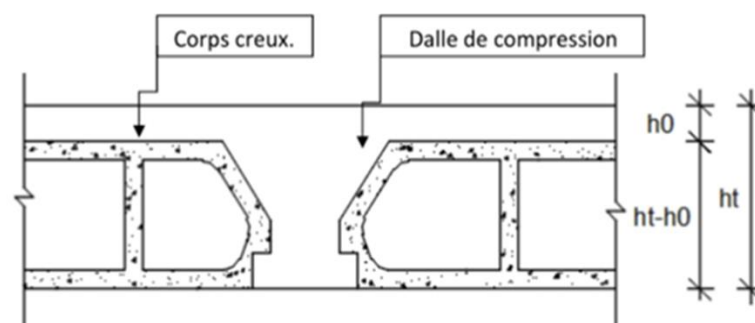


Figure. II.2: coupe transversale d'un plancher à corps creux

On a: $L_{max} = (430-30) \text{ cm} = 400 \text{ cm}$

$L = 400 \text{ cm}$

On a $Lx = 4,30\text{m}$

$ht \geq 400/22,5$ Donc $ht \geq 17,78\text{cm}$

On prend : $ht = 20 \text{ cm} = (16+4) \text{ cm}$

$h_0 = 4 \text{ cm}$ Épaisseur de la table de compression.

$ht = 16\text{cm}$ Épaisseur du corps creux

II.3- Descente de charges :

II.3.1-plancher terrasse inaccessible :

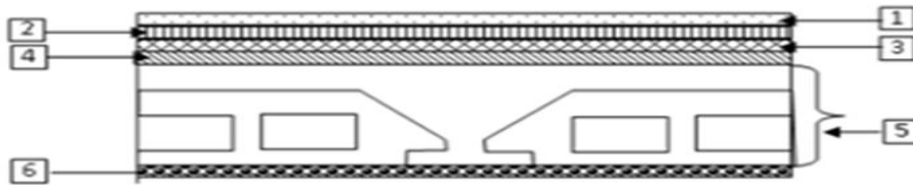


Figure. II.3 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible

➤ Charges permanentes :

| Matériaux | ρ (KN/m ³) | E_p (m) | G (KN /m ²) |
|--|-----------------------------|-----------|-------------------------|
| 1-Protection gravillon | 20 | 0,04 | 0,8 |
| 2- Etanchéité multicouche (ep 2 cm) (FEUTRE 36 S AC) | 6 | 0,02 | 0,12 |
| 3- Forme de pente (ep moy 10 cm) | 22 | 0,1 | 2,2 |
| 4- Isolation thermique (ep 4 cm) | 4 | 0,04 | 0,16 |
| 5- Dalle en corps creux (16+4) | / | 0,2 | 2,8 |
| 6- Enduit plâtre (ep 1 cm) | 10 | 0,1 | 0,1 |
| Totale: | | | 6,180 |
| | | | KN/m² |

➤ Charges permanentes : **G = 6,180 KN/m²**

➤ Surcharge d'exploitation : Terrasse inaccessible : **Q = 1,00 KN/m²**

II.3.2- Plancher étage courant :

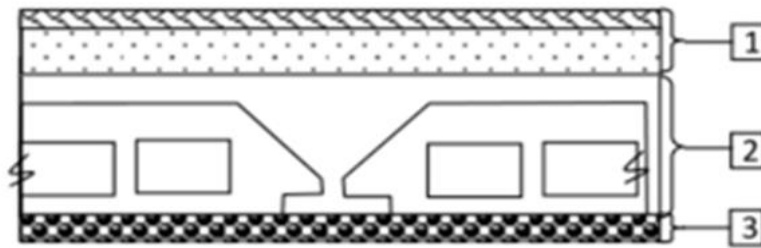


Figure. II.4 : Coupe transversale du plancher étage courant

➤ Charges permanentes :

| Matériaux | ρ (KN/m ³) | Ep(m) | G (KN/m ²) |
|--------------------------------|-----------------------------|-------|-------------------------------|
| 1- Dalle de sol | / | / | 0,24 |
| 2- Mortier de pose 1 cm | 20 | 0,02 | 0,4 |
| 3- Chape de béton | 20 | 2 | 0,4 |
| 4- Enduit plâtre (ep 1 cm) | 10 | 0,01 | 0,001 |
| 5- Dalle en corps creux (16+4) | / | / | 2,8 |
| 6- Cloisons intérieures | 10 | 0,1 | 1 |
| Totale : | | | 4,841 KN/m² |

- Charges permanentes: **G = 4,841KN/m²**
- Surcharge d'exploitation : Locaux à usage d'habitation **Q = 1,50 KN/m²**

Tableau II.3 : Tableaux récapitulatifs des charges et combinaisons des charges

| Charge s | Destinations | G [KN /m2] | Q [KN/m 2] | qu=1,35G + 1,5Q [KN/m2] | qser=G + Q [KN/m 2] | Band e (b) [m] | qu=qu ×b [KN/m] | qs =qser ×b [KN/ mL] |
|-----------|--------------|------------|------------|-------------------------|---------------------|----------------|------------------|----------------------|
| Niveau | | | | | | | | |
| Plancher | Inaccessible | 6,180 | 1 | 9,843 | 7,18 | 0,6 | 5,905 | 4,308 |
| Terrasse | | | | | | | | |
| 1ère 7ème | Habitation | 4,841 | 1,5 | 8,785 | 6,341 | 0,6 | 5,271 | 3,804 |

| Etage | | | | | | | | |
|-------|------------|-----|-----|-------|-----|-----|-------|------|
| RDC | Commercial | 5,9 | 2,5 | 11,71 | 8,4 | 0,6 | 7,026 | 5,04 |

b. Maçonnerie :

b.1. Murs extérieurs (double parois en briques creuses) :

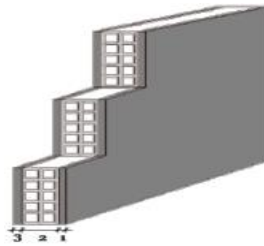


Figure.II.5 : Schéma du mur extérieur.

| Matériaux | ρ (KN/m ³) | Ep(m) | G (KN/m ²) |
|--------------------------------|-----------------------------|-------|----------------------------------|
| 1. Revêtement de ciment (2 cm) | 18 | 0,02 | 0,36 |
| 2. Brique creuse (10 cm) | 9 | 0,10 | 0,9 |
| 3. polystyrène (5 cm) | 21 | 0,05 | 0,11 |
| 4. Brique creuse (15 cm) | 9 | 0,15 | 1,35 |
| 5. Enduit ciment (2 cm) | 18 | 0,02 | 0,36 |
| | | | G = 3,08 KN/m² |

b.2. Murs intérieur :

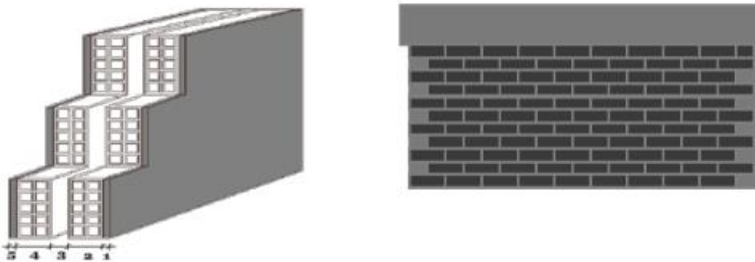


Figure.II.6 : Schéma du mur intérieur.

| Matériaux | ρ (KN/m ³) | E_p (m) | G (KN/m ²) |
|--------------------------------|-----------------------------|-----------|----------------------------------|
| 1. Revêtement de ciment (2 cm) | 18 | 0,02 | 0,36 |
| 2. Brique creuse (10 cm) | 9 | 0,10 | 0,9 |
| 3. Enduit ciment (2 cm) | 18 | 0,02 | 0,36 |
| | | | G = 1,62 KN/m² |

II.4- Pré-dimensionnement des poteaux :

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on utilise la loi de dégression.

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1} et Q_n les surcharges relatives aux planchers 1,2,..., n-1 et n à partir du sommet du bâtiment.

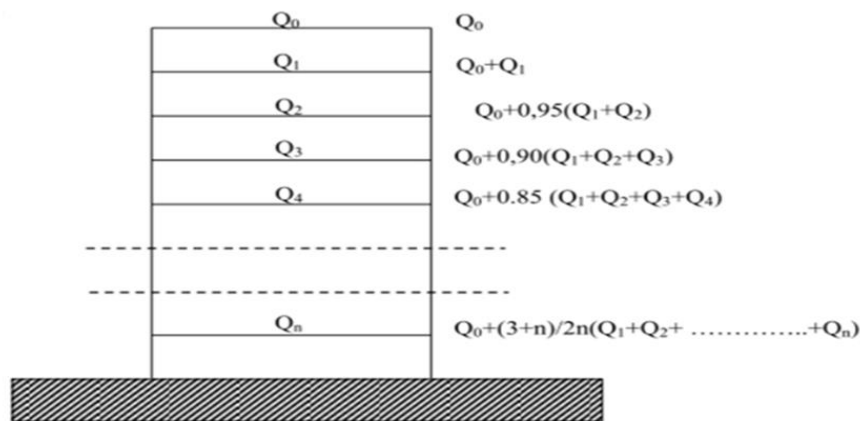


Figure. II.7: Schéma de la loi de dégression

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

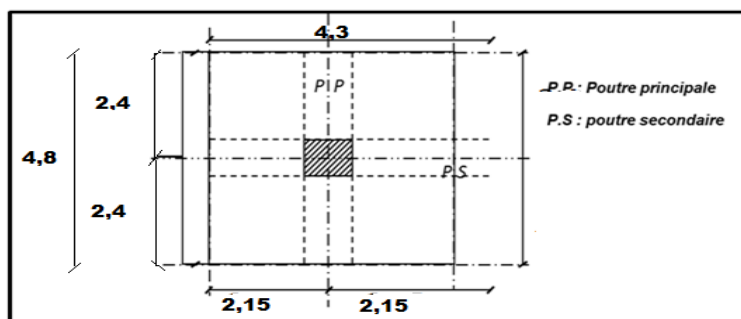


Figure. II.8: Surface afférente au poteau le plus sollicité.

➤ Les conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

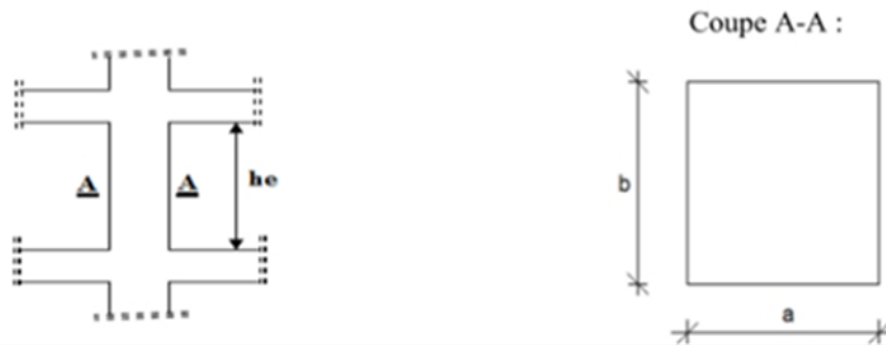


Figure. II.9: Schéma représentatif d'un étage courant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min} (a; b) \geq 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{zone IIa} \\ \text{Min} (a; b) \geq \frac{he}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Avec :

he : hauteur libre de l'étage.

D'après les règles BAEL91: la valeur théorique de l'effort normal résistant est :

$$N_{rés.th} \leq (B_r \times \sigma_b + A \times \sigma_s)$$

B_r : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

$$B_r = (a - 2) (b - 2) ; a \text{ et } b : \text{ en [cm].}$$

La résistance du béton comprimé $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$ Pour :

$$\lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)}$$

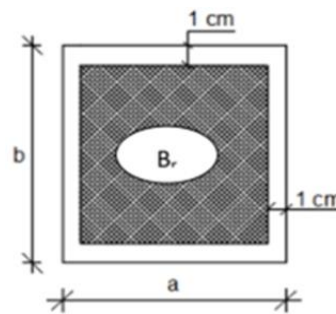


Figure. II.10 : Section réduite du béton.

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant ultime :

$$Nu \leq \alpha \cdot \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1,5 ;

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1,15 ;

f_e : Nuance de l'acier (limite d'élasticité ;

$f_e = 400 \text{ MPa}$;

A : Section de l'armature à mettre en place et

α : Coefficient dépendant de l'élançement λ

➤ La formule générale donne :

$$Br \geq \frac{\beta \cdot Nu}{\left[\frac{\sigma_b}{0,9} + 0,85 \left(\frac{A}{Br} \right) \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \dots \dots \dots *$$

On prend : $\frac{A}{Br} = 0,8\% = 0,008$ (*Zonella*) (*Mostaganem*) [**RPA99/V2003**]

- σ_s : Contrainte de l'acier: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$
- σ_b : Résistance de calcul du béton : $\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPA}$

Suivant les règles **BAEL91** : pour un poteau rectangulaire ($a \leq b$), il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1,2$$

En introduisant ces valeurs dans l'inégalité (*), on trouve

$$Br \geq \left(\left[\frac{1,2}{\left[1 \cdot \left(\frac{14,2}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{0,8}{100} \right) \times \frac{400}{1,15} \right] \times 1,10} \right] \right) = 0,6613690 \cdot Nu \cdot Br = 0,6613690 \cdot Nu$$

On peut tirer « a » et « b » sachant que : $Br = (a - 2) \times (b - 2)$ en $[\text{cm}^2]$; D'après le critère de résistance, on a :

$$Pu = 1,35Ng + 1,5Nq \text{ Avec :}$$

Ng : Effort normal dus aux charges permanentes.

Nq : Effort normal dus aux charges d'exploitations.

$Nu = 1,15 \times Pu \dots \dots \dots$ D'après les règles **BAEL91**

on va faire le dimensionnement en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire et on prend : a=b

➤ **Condition de flambement :**

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \text{ avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ et } B = a \times b \text{ [BAEL91 / B.8.4.1]}$$

L_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration de la section du béton.

I : Moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable.

B : Aire de la section du béton seul. Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple, on a :

$L_f = 0,7 \times L_0$; avec L_0 : Longueur libre du poteau.

➤ **Charges permanentes et surcharges d'exploitation :**

Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des charges permanentes et des surcharges d'exploitation

| NIVEAU | G [KN/m ²] | Q [KN/m ²] |
|-----------------|------------------------|------------------------|
| Haut 7ème étage | 6,18 | 1 |
| Haut 6ème étage | 4,841 | 1,5 |
| Haut 5ème étage | 4,841 | 1,5 |
| Haut 4ème étage | 4,841 | 1,5 |
| Haut 3ème étage | 4,841 | 1,5 |
| Haut 2ème étage | 4,841 | 1,5 |
| Haut 1ème étage | 4,841 | 1,5 |
| RDC | 4,841 | 1,5 |

Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des cumules des charges permanentes et des surcharges d'exploitation

| NIVEAU | G [KN/m ²] | Q [KN/m ²] |
|-----------------|------------------------|------------------------|
| Haut 7ème étage | 6,18 | 1 |
| Haut 6ème étage | 11,021 | 2,5 |
| Haut 5ème étage | 15,862 | 3,85 |
| Haut 4ème étage | 20,703 | 5,05 |
| Haut 3ème étage | 25,544 | 6,1 |
| Haut 2ème étage | 30,385 | 7 |
| Haut 1ème étage | 35,226 | 7,75 |
| Haut RDC | 40,067 | 8,5 |

❖ exemple de calcul :

* La surface afférente est :

$$S_{aff} = 4.80 \times 4.30 = 20.64 \text{ m}^2.$$

* Poids propre des poutres principales et secondaires :

$$P_{pp} = 25 \times 0.30 \times 0.45 = 3.375 \text{ KN/mL}$$

$$P_{ps} = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/MI}$$

* La longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{aff} = (4.80/2 + 4.80/2) = 4.80 \text{ m}$$

* La longueur afférente de la poutre secondaire :

$$L_{aff} = (4.30/2 + 4.30/2) = 4.30 \text{ m}$$

* Poids total des poutres principales et secondaires :

$$P_t = p_p \times L_{af}(p_p) + p_s \times L_{af}(p_s) = (3.375 \times 4.80) + (2.625 \times 4.30) ;$$

$$P_t = 27.48 \text{ KN}$$

$$N_P = 1,35 \times P_t \times n \quad \text{Avec : } n=8(\text{Nombre de plancher})$$

$$N_P = 1,35 \times 27.48 \times 8 \Rightarrow N_P = 296.784 \text{ KN}$$

* Poids propre des planchers :

$$G \text{ cumulé} = 40,067 \text{ KN/m}^2$$

$$P \text{ cumulé} = 8.59 \text{ KN/m}^2$$

$$N \text{ plancher} = (1,35 \times G \text{ cumulé} + 1,5 \times P \text{ cumulé}) \times S_{\text{aff}}$$

$$N \text{ plancher} = [(1,35 \times 40,067) + (1,5 \times 8,5)] \times 20,64 \Rightarrow N \text{ plancher} = 1379,57 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u = 1,15 \times (N \text{ plancher} + N_P) = 1,15 \times (1379,57 + 296,784)$$

$$\Rightarrow N_u = 1927,815 \text{ KN}$$

*La section réduite de béton : $Br \geq 0,661369 \times N_u$

$$Br \geq 0,6613690 \times 1927,815 = 1274,99 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$Br = (a-2) \times (b-2) \geq 1274,99 \text{ cm}^2$$

*Pérennant une section carré pour le poteau :

$$Br = (a-2)^2 \geq \sqrt{1274,99} + 2 \Rightarrow a=b= 37,703 \text{ cm}$$

Donc on choisit (50X(50) cm²) pour la section de poteau du dernier niveau (terrasse) et on doit faire la vérification suivantes :

*Remarque :

Les valeurs des charges permanentes et des surcharges d'exploitations sont cumulées pour le calcul des autres étages.

❖ **Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :**

- $\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots$ (zone IIa)
- $\text{Min}(a, b) \geq \left(\frac{h_e}{20}\right)$ Avec : h_e = hauteur libre de l'étage
- $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$
- $\text{Min}(30, 30) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots$ (zone IIa)
- $\text{Min}(a, b) \geq \frac{408}{20} = 20,4 \text{ cm}$
- $0,25 < \left(\frac{a}{b} = \frac{50}{50} = 1\right) < 4$

❖ **Condition de flambement :**

$$\text{Soit : } \frac{L_f}{i} \leq 35 \text{ cm ; avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad B = a \times b. \quad [\text{BAEL91 / B.8.4.1}]$$

• Moment d'inertie I :

$$I = \frac{a^4}{12} = \frac{50^4}{12} = 520833,33 \text{ cm}^4$$

• Aire de la section du béton seul B :

$$B = a \times a = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$I = \sqrt{\frac{520833,33}{2500}} = 14,43 \text{ cm}$$

Donc :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{238}{14,43} = 16,49 \leq 35 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

→ le pré-dimensionnement est acceptable

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm}$$

II.5- Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré-dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99. 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. D'après le RPA99V2003 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. ». Où L et e sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique les figures ci-après :

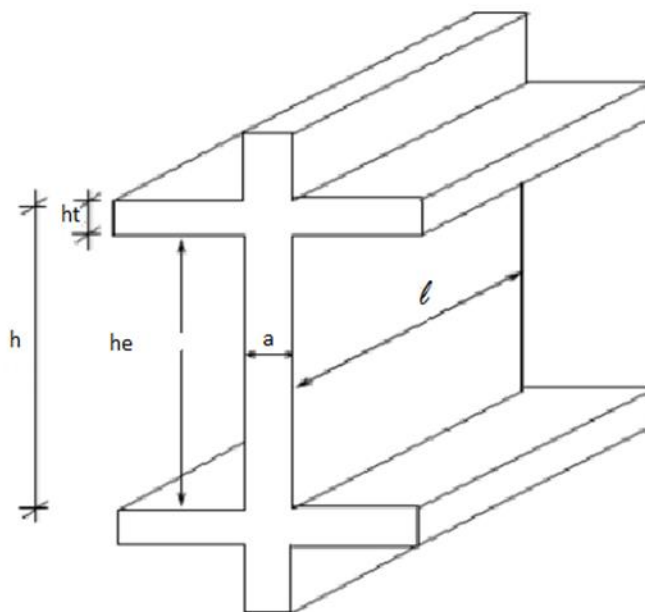


Fig. II.11: Coupe sur voile en élévation

I6 .1- : Calcul de l'épaisseur (e) :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à

L'article (7.7.1 de RPA99) $e_{min}=15cm$

A partir de la hauteur d'étage et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

- Pour RDC :
Avec :
- L : Largeur du voile correspondant à la portée minimale.
- e : Epaisseur du voile.

- Avec ; h_e : Hauteur libre d'étage

$$\rightarrow h_e = h - h_d$$

h : Hauteur d'étage

h_d : Hauteur de la dalle

- $e \leq \frac{100}{4} = 25\text{cm}$
- $e \geq \frac{408-30}{20} = 18,90\text{cm}$
- $e \geq \frac{306-30}{20} = 13,80\text{ cm}$

On prendra : **$e = 20\text{cm}$**

Tableau.II.6: Dimensions de sections des poteaux et verification de la condition de RPA99 et de flambement.

| Étages | Poutre principale | | Poutre secondaire | | N _u [daN] | B _r [cm ²] | Poteau | Condition de RPA 99 | | | | Condition du Flambement | | | | | | |
|------------|---------------------|-------------------------|---------------------|--------------------------|-------------------------|--------------------------------------|--------|---------------------|-------------------|------------------|---------------|-------------------------|------------------------|-------------------------|------------------------|-----------|--------|------|
| | L _{ap} [m] | N _p [daN] | L _{ap} [m] | N _{ps} [daN] | | | | a = b [cm] | Min(a;b) ≥ 25cm | Min (a;b) ≥ h/20 | 1/4 < b/a < 4 | L ₀ [cm] | L _r [cm] | I [cm ⁴] | B [m ²] | i (cm) | λ ≥ 35 | |
| 7ème Étage | 4,80 | 3704 | 4,30 | 1458 | 24091 | 159,330 | 30 | Min (a;b) = 25 | Min (a;b) > 15,30 | 1/4 < a/b < 4 | Verifier | 306 | 214,2 | 341718,8 | 2025 | 12,99 | 16,49 | < 35 |
| 6ème Étage | 4,80 | 7408 | 4,30 | 2916 | 48182 | 318,661 | 35 | Min (a;b) > 25 | Min (a;b) > 15,30 | 1/4 < a/b < 4 | | 306 | 214,2 | 341718,8 | 2025 | 12,99 | 16,49 | < 35 |
| 5ème Étage | 4,80 | 11112 | 4,30 | 4374 | 72273 | 603,08 | 35 | Min (a;b) > 25 | Min (a;b) > 15,30 | 1/4 < a/b < 4 | | 306 | 214,2 | 341718,8 | 2025 | 12,99 | 16,49 | < 35 |
| 4ème Étage | 4,80 | 14816 | 4,30 | 5832 | 96379 | 707,19 | 40 | Min (a;b) > 25 | Min (a;b) > 15,30 | 1/4 < a/b < 4 | | 306 | 214,2 | 520833,3 | 2500 | 14,43 | 14,84 | < 35 |
| 3ème Étage | 4,80 | 18520 | 4,30 | 7290 | 120413 | 807,86 | 40 | Min (a;b) > 25 | Min (a;b) > 15,30 | 1/4 < a/b < 4 | | 306 | 214,2 | 520833,3 | 2500 | 14,43 | 14,84 | < 35 |
| 2ème Étage | 4,80 | 22224 | 4,30 | 8748 | 144546 | 907,50 | 45 | Min (a;b) > 25 | Min (a;b) > 15,30 | 1/4 < a/b < 4 | | 306 | 214,2 | 520833,3 | 2500 | 14,43 | 14,84 | < 35 |
| 1ème Étage | 4,80 | 25928 | 4,30 | 10206 | 168637 | 1009,89 | 45 | Min (a;b) > 25 | Min (a;b) > 15,30 | 1/4 < a/b < 4 | | 306 | 214,2 | 520833,3 | 2500 | 14,43 | 14,84 | < 35 |
| RDC | 4,80 | 29632 | 4,30 | 11664 | 192728 | 1110,90 | 50 | Min (a;b) > 25 | Min (a;b) > 15,30 | 1/4 < a/b < 4 | Verifié | 306 | 214,2 | 762552,1 | 3025 | 15,88 | 13,49 | < 35 |

Chapitre III

Etude des planchers

III. Etude des planchers

III.1- Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction:

- ❖ Celle de la résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre des charges verticales aux éléments porteurs verticaux

Tel que les poutres principales et les voiles. Ils sont infiniment rigides horizontalement.

- ❖ Celle d'isolation thermique et acoustique.

Dans notre construction, on distingue deux types de planchers :

- Planchers à corps creux et
- Planchers à dalle pleine.

III.2- Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles de section en forme de "Te".
- Dalle de compression collaborant avec la poutrelle et armé d'un treillis soudés.

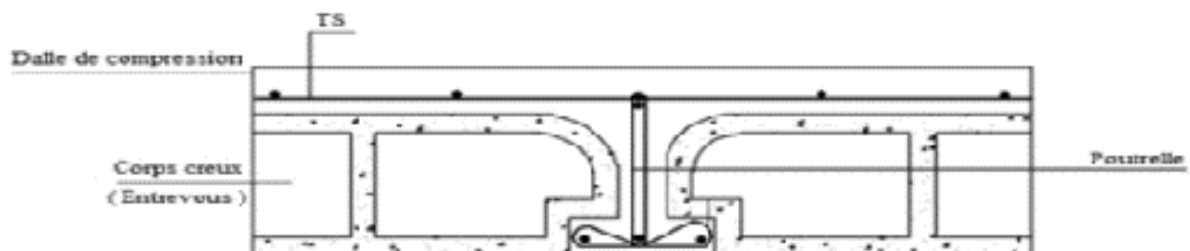


Fig. III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

III.2.1- Détermination des dimensions des poutrelles :

Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux dans les différents étages :

- Hauteur totale de 20cm, dont 16cm pour la hauteur du corps creux et 4cm pour celle de la dalle de Compression.

Ht = 20 cm ; h1= 16 cm ; h0 = 4 cm

D'après le [BAEL91/A.4.1.3] ; on a : Ln = 60 cm

$$\begin{cases} b1 \leq \frac{ln-b0}{2} \\ b1 \leq (6 \div 8)h0 \\ b1 \leq \frac{L}{10} \end{cases}$$

Avec :

Ln : Distance entre axes des nervures (Ln = 60cm) [DTR .B.C.2.2/Annexe C3] ;

L : Portée entre nus d'appuis (L= 4,3-0.3 =4m)

h0 : Hauteur de la dalle de compression

b0 : Epaisseur de la nervure (b0= 12cm)

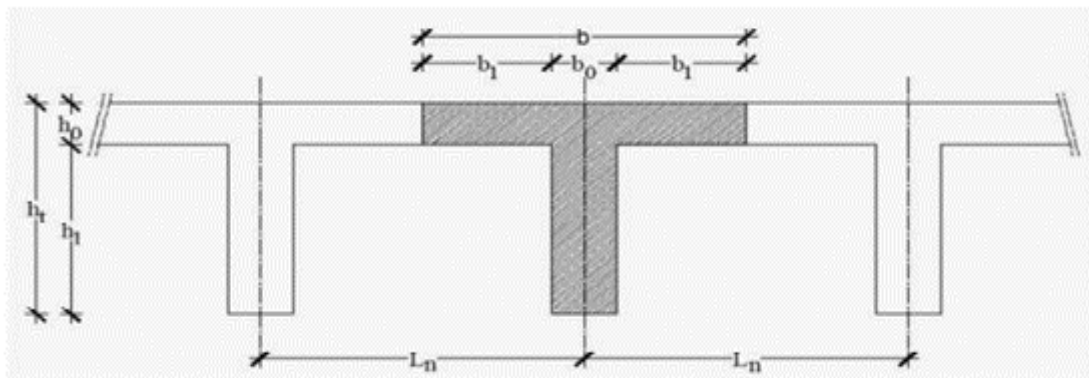


Figure.III.2 : schéma des poutrelles.

Donc :

$$\begin{cases} b1 \leq 24cm \\ b1 \leq 46cm \\ 24cm \leq b1 \leq 32cm \end{cases}$$

On prend b1= 24cm.

La largeur de la dalle de compression est donc :

$$b = 2b1 + b0 = 60cm$$

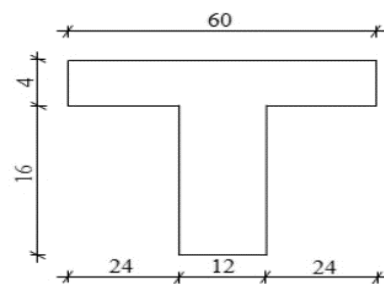


Figure. III.3 : Section de calcul

III.2.2- Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression se fera par respect des conditions suivantes données par l'article [B 6.8.4.2.3 du BAEL91].

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : A_{\perp}
- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : $A_{//}$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\text{Si : } L_n \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$$

$$\text{Si : } 50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4L_n}{f_e}$$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A}{2}$

a- Armatures perpendiculaires aux nervures : Dans notre plancher, on a : $L_n = 60\text{cm}$

$$\Rightarrow 50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$$

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} = A_{\perp} = \frac{4 \times 60}{400} \Rightarrow A_{\perp} = 0.60\text{cm}^2/\text{ml} \quad \text{Pour } \phi \leq 6 \text{ mm} \Rightarrow f_e = 400\text{Mpa}$$

On prendra $\phi = 6 \text{ mm}$

Choix des armatures :

$$5\phi 6/\text{mL} \rightarrow A_{\perp} = 1,41\text{cm}^2/\text{mL} \quad (\phi 6 \rightarrow e = 20\text{cm}).$$

$$A_{//} < \frac{A_{\perp}}{2} = 0,71\text{cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5 \phi 6 \rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\phi 6 \text{ e} = 20 \text{ cm}$$

- Le treillis soudé adopté est : TS 6 (200×200) mm².

III.2.4- Méthode de calcul :

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalles générales à laquelle elles sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limitée, éventuellement par des conditions complémentaires [B A E L 91/B.6.2 ,20]

Méthode forfaitaire pour les plancher à charges d'exploitation modérée ;
[B A E L 91/B.6.2 ,21]

Méthode Caquot pour les plancher à charges d'exploitation relativement élevée ;
[B A E L 91/B.6.2 ,22]

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

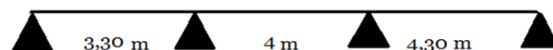
1. La charge d'exploitation doit vérifier : $Q \leq \max [2G ; 500] [\text{daN/m}^2]$;
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 ($0,8 \leq (l_{i+1}/l_i \leq 1,25)$) et
4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

Si les quatre conditions sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire.

Si une ou plus des quatre conditions n'est pas vérifiée, on appliquera la méthode de Caquot minoré.

Les Schémas statiques des poutrelles.

Type 01 : poutrelle à 3 travée

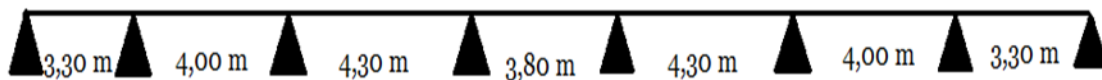


Type 2 : poutrelle à 2 travées Dans ce cas 2 travée de différente longueur.

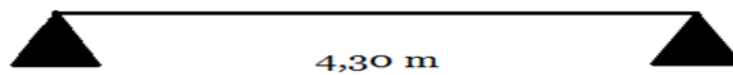




Type 3 : poutrelle à 7 travées



Type 4 : poutrelle à 1 travée



III.2.3- Evaluation de la charge :

Etat limite ultime : $qu = (1,35G + 1,5Q)$

Etat limite de service : $qs = (G+Q)$

$Pu = 0,60 \times qu$

$Ps = 0,60 \times qs$

Tableau III.1: Evaluation des charges

| Désignation | G [daN/m ²] | Q [daN/m ²] | ELU | | ELS | |
|-------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| | | | qu [daN/m ²] | pu [daN/m ²] | qs [daN/m ²] | ps [daN/m ²] |
| Terrasse | 618 | 100 | 984,3 | 590,5 | 718 | 430,8 |
| Courant | 484,1 | 150 | 878 | 526,8 | 634,1 | 380 |

III.2.4- Détermination des sollicitations :

a. Plancher étage courant (corps creux) :

Type 1 :

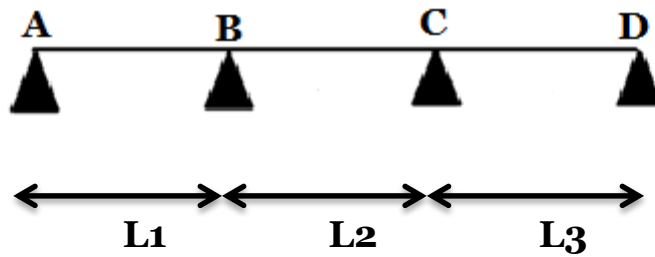


Fig.III.4 : Schéma statique de la poutrelle.

| L1 [m] | L2 [m] | L3 [m] |
|--------|--------|--------|
| 3,30 | 4,00 | 4,30 |

Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire : On va vérifier les conditions suivantes :

1. La surcharge $Q \leq \min (2G ; 500 \text{ daN/m}^2)$
 $Q = 150 \text{ daN/m}^2 \leq \min (2 \times 268; 500) \text{ daN/m}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée ;
2. Les moments d’inertie des sections transversales ("I") sont les mêmes dans les différentes travées \rightarrow Condition vérifiée ;
3. Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$(0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25) :$$

$$0,8 < \frac{L_1}{L_2} = \frac{3,30}{4} = 0,82 < 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{L_2}{L_3} = \frac{4}{4,3} = 0,93 < 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4. La fissuration est peu préjudiciable \rightarrow Condition vérifiée.

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{6,81+1} = 0,139$$

Conclusion :

Les conditions d’application de la méthode forfaitaire sont toutes vérifiées pour le 1er ,2ème et 7ème types de poutrelles.

Application de la méthode forfaitaire :

I) Moments fléchissant :

- Moments fléchissant : $M_0 = q \frac{l^2}{8} \rightarrow L_{max} = 4,30m$

1) En appui :

- Moment d'un appui de rive :

→ Appuis semi encastré (encastré dans une poutre) → $-0,20 M_0$;

→ Appuis encastré (encastré dans un voile) → $-0,40 M_0$.

Moments des appuis intermédiaires :

→ Appuis d'une poutre à deux travées → $-0,60 M_0$;

→ Appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées → $0,50 M_0$ → Autres

Appuis intermédiaires → $-0,40 M_0$

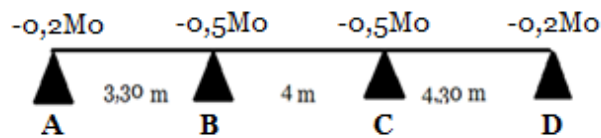


Fig.3.7 : Schéma du 1eme type de poutrelle

Terrasse :➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{0uAB} = 590,5 \frac{(3,30)^2}{8} = 803,8 \text{ daN.m} \rightarrow \text{Travée A-B}$$

$$M_{0uBC} = 590,5 \frac{(4)^2}{8} = 1181 \text{ daN.m} \rightarrow \text{Travée B-C}$$

$$M_{0uCD} = 590,5 \frac{(4,3)^2}{8} = 1364,7 \text{ daN.m} \rightarrow \text{Travée B-C}$$

➤ **Etat limite service (E.L.S) :**

$$M_{0serAB} = 430,8 \frac{(3,3)^2}{8} = 586,42 \text{ daN.m}$$

$$M_{0serBC} = 430,8 \frac{(4)^2}{8} = 861,6 \text{ daN.m}$$

$$M_{0serCD} = 430,8 \frac{(4,3)^2}{8} = 995,68 \text{ daN.m}$$

Moment sur appuis :➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_A = -0,2M_0 = -0,2 \times 1364,7 = -271,94 \text{ daN.m}$$

$$M_B = -0,5M_0 = -0,5 \times 1364,7 = -682,35 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -0,5M_0 = -0,5 \times 1364,7 = -682,35 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -0,2M_0 = -0,2 \times 1364,7 = -271,94 \text{ daN.m}$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.S) :**

$$M_A = -0,2M_0 = -0,2 \times 995,68 = -199,13 \text{ daN.m}$$

$$M_B = -0,5M_0 = -0,5 \times 995,68 = -497,84 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -0,5M_0 = -0,5 \times 995,68 = -497,84 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -0,2M_0 = -0,2 \times 995,68 = -199,13 \text{ daN.m}$$

Moment sur travée :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

Travée A-B :

$$\begin{aligned} \text{➤ } M_t &\geq \text{Max}(1,05M_{0UAB}; (1 + 0,3 \alpha)M_{0UAB}) - \frac{M_A + M_B}{2} \\ M_t &\geq \text{Max}(1,05 \times 1364,7; (1 + 0,3 \times 0,139)1364,7) - \frac{271,94 + 682,35}{2} \\ M_t &\geq 1432,93 - 477,145 \rightarrow M_t = 955,78 \text{ daN.m} \\ M_t &\geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,139)}{2} \times 1364,7 = 847,27 \text{ daN.m} \\ \text{Donc } M_t &= \mathbf{955,78 \text{ daN.m}} \end{aligned}$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.S) :**

$$\begin{aligned} \text{➤ } M_t &\geq \text{Max}(1,05M_{0serAB}; (1 + 0,3 \alpha)M_{0serAB}) - \frac{M_A + M_B}{2} \\ M_t &\geq \text{Max}(1,05 \times 995,68; (1 + 0,3 \times 0,139)995,68) - \frac{199,13 + 497,84}{2} \\ M_t &\geq 1045,46 - 348,48 \rightarrow M_t = 696,98 \text{ daN.m} \\ M_t &\geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,139)}{2} \times 995,68 = 618,16 \text{ daN.m} \\ \text{Donc } M_t &= \mathbf{696,98 \text{ daN.m}} \end{aligned}$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

Travée B-C :

$$\begin{aligned} \text{➤ } M_t &\geq \text{Max}(1,05M_{0UBC}; (1 + 0,3 \alpha)M_{0UBC}) - \frac{M_B + M_C}{2} \\ M_t &\geq \text{Max}(1,05 \times 1364,7; (1 + 0,3 \times 0,139)1364,7) - \frac{682,35 + 682,35}{2} \\ M_t &\geq 1432,93 - 682,35 \rightarrow M_t = 750,58 \text{ daN.m} \\ M_t &\geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,139)}{2} \times 1364,7 = 847,27 \text{ daN.m} \\ \text{Donc } M_t &= \mathbf{847,27 \text{ daN.m}} \end{aligned}$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.S) :**

$$M_t \geq \text{Max} (1,05M_{0serBC} ; (1+0,3\alpha)M_{0serBC}) - \frac{M_B+M_C}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 995,68 ; (1+0,3 \times 0,139) \times 995,68) - \frac{497,84+497,84}{2}$$

$$M_t \geq 1045,46 - 497,84 = 547,62 \text{ daN.m}$$

$$M_t \geq \frac{(1,2+0,3 \times 0,139)}{2} \times 995,68 = 618,68 \text{ daN.m}$$

Donc $M_t = 618,68 \text{ daN.m}$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

Travée C-D :

$$M_t \geq \text{Max} (1,05M_{0UCD} ; (1 + 0,3 \alpha) M_{0UCD}) - \frac{M_C+M_D}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 1364,7 ; (1+0,3 \times 0,139) \times 1364,7) - \frac{682,35+271,94}{2}$$

$$M_t \geq 1432,93 - 477,145 \rightarrow M_t = 955,78 \text{ daN.m}$$

$$M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,139)}{2} \times 1364,7 = 847,27 \text{ daN.m}$$

Donc $M_t = 955,78 \text{ daN.m}$

➤ **Etat limite ultime (E.L.S) :**

$$M_t \geq \text{Max} (1,05M_{0serCD} ; (1+0,3\alpha)M_{0serCD}) - \frac{M_C+M_D}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 995,68 ; (1+0,3 \times 0,139) \times 995,68) - \frac{497,84+199,13}{2}$$

$$M_t \geq 1045,46 - 348,48 \rightarrow M_t = 696,98 \text{ daN.m}$$

$$M_t \geq \frac{(1,2+0,3 \times 0,139)}{2} \times 995,68 = 618,16 \text{ daN.m}$$

Donc $M_t = 696,98 \text{ daN.m}$

Effort tranchant :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$T_{AB}^U = \frac{pu \times l1}{2} = \frac{590,5 \times 3,30}{2} = 974,32 \text{ daN.m}$$

$$T_{BC}^U = \frac{pu \times l2}{2} = \frac{590,5 \times 4}{2} = 1181 \text{ daN.m}$$

$$T_{CD}^U = \frac{pu \times l3}{2} = \frac{590,5 \times 4,3}{2} = 1269,57 \text{ daN.m}$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.S) :**

$$T_{AB}^U = \frac{ps \times l1}{2} = \frac{430,8 \times 3,30}{2} = 770,82 \text{ daN.m}$$

$$T_{BC}^U = \frac{ps \times l2}{2} = \frac{430,8 \times 4}{2} = 861,6 \text{ daN.m}$$

$$T_{CD}^U = \frac{ps \times l3}{2} = \frac{430,8 \times 4,30}{2} = 926,22 \text{ daN.m}$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

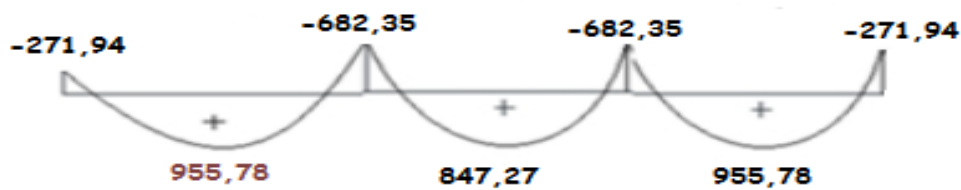


Fig.III.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 1^{er} type de poutrelle.

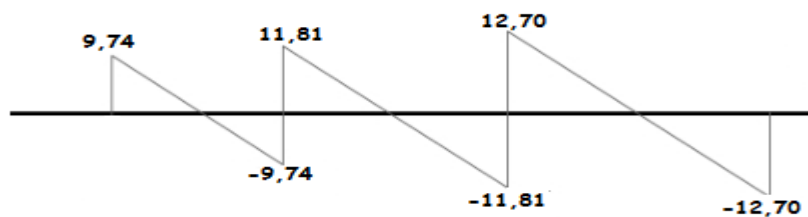
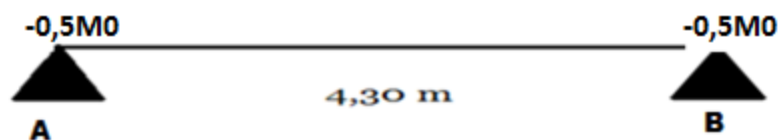


Fig. III.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 1^{er} type de poutrelle

Type 4 :1 travée



- **Etat limite ultime (E.L.U) :**

1364,79 daN.m

$$M_{0U} = \frac{pu.l^2}{8} = \frac{590,5 \times (4,30)^2}{8} =$$

- **Etat limite service (E.L.S) :**

$$M_{0ser} = \frac{ps.l^2}{8} = \frac{430,8 \times (4,30)^2}{8} = 995,68 \text{ daN.m}$$

Moment sur appuis :

- **Etat limite (E.L.U) :**

$$M_A = M_B = -0,5M_0 = -0,5 \times 1364,79 = -682,39 \text{ daN.m}$$

- **Etat limite (E.L.S) :**

$$M_A = M_B = -0,5M_0 = -0,5 \times 995,68 = -497,84 \text{ daN.m}$$

Moment en travée :

- **ELU :**

$$M_t = 0,85M_{0U} = 0,85 \times 1364,79 = 1160,07 \text{ daN.m}$$

- **ELS :**

$$M_t = 0,85M_{0ser} = 0,85 \times 995,68 = 846,33 \text{ daN.m}$$

Effort tranchant :

- **ELU :**

$$T_U = \frac{pu.l}{2} = \frac{590,5 \times 4,3}{2} = 1270 \text{ daN.m}$$

- **ELS :**

$$T_{ser} = \frac{ps.l}{2} = \frac{430,8 \times 4,3}{2} = 927 \text{ daN.m}$$

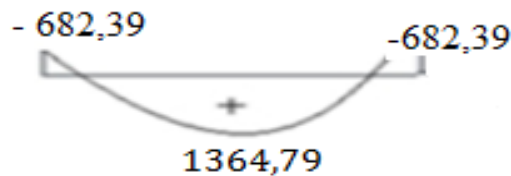


Fig.III.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 4ème type de poutrelle.

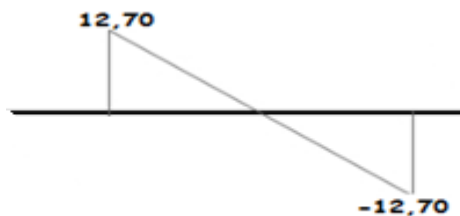


Figure. III.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 1er type de poutrelle.

Tableau III.4 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximaux de

| Type de plancher | Type de poutrelle | Moments en appuis [daN.m] | | Moments en travée [daN.m] | | Effort tranchant [daN.m] | |
|-----------------------|----------------------|---------------------------|---------|---------------------------|--------|--------------------------|--------|
| | | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELS |
| Etage courant | Type1 | -273 | -497 | 1227 | 695 | 1133 | 817 |
| | Type2 | -731 | -527 | 792 | 767 | 1133 | 817 |
| | | -731 | -527 | 792 | 928 | 1133 | 817 |
| | Type3 | -527 | -384 | 792 | 567 | 1133 | 817 |
| | Type4 Flexion simple | -608,78 | -439,13 | 1034,92 | 746,22 | 1133 | 817 |
| Terrasse inaccessible | Type1 | -682,35 | -497,84 | 955,78 | 696,78 | 1269,57 | 926,22 |
| | Type2 | -819 | -597 | 887 | 855 | 1269,57 | 926,22 |
| | | -819 | -597 | 887 | 1035 | 1269,57 | 926,22 |
| | Type3 | -591 | -431 | 887 | 647 | 1269,57 | 926,22 |
| | Type4 Flexion simple | -682,39 | -497,84 | 1160,07 | 846,33 | 1269,57 | 926,22 |

chaque type de poutrelle.

Calcul des armatures longitudinales :

A. En travée :

➤ **ELU :**

$$M_t^u = 1160,07 \text{ daN.m}$$

- **Vérification de l'étendue de la zone comprimée :**

$$M_t = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

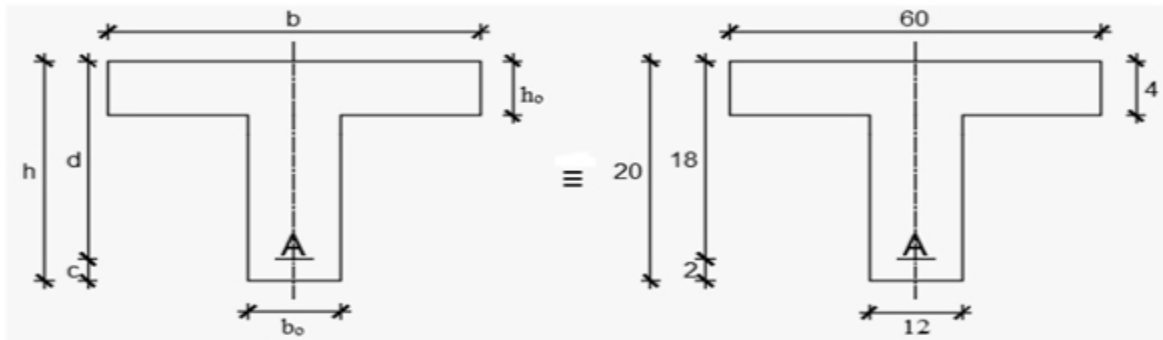


Fig.III.8 : Section de calcul

$$M_t = 14,17 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \rightarrow M_t = 54412,8 \text{ N.m}$$

$M_t^U = 11607 \text{ N.m} < M_t = 54412,8 \text{ N.m} \rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de

Compression. Donc la section de calcul sera considéré comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$.

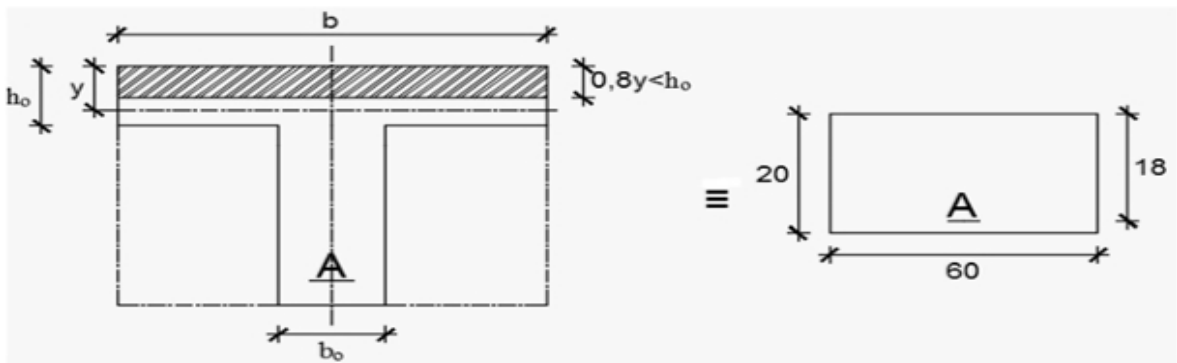


Fig.III.9 : Section de calcul en travée.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11607}{14,17 \times 60 \times 18^2} = 0,042$$

$$\mu = 0,042 < \mu_L = 0,392 \text{ (Aciers FeE400)}$$

$$A' N' \text{ existe pas et ; } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,053$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,97$$

Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11607}{348 \times 0,97 \times 18} = 1,91 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{cal} ; A_{min}) \rightarrow A_t^u = 1,91 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 2T12 $A_t^u = 2,26 \text{ cm}^2$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_t^{ser} = 846,33 \text{ daN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{flexion simple} \\ \text{section rectangulaire avec } \overline{\sigma}_b \\ \text{Aciers FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{1160,07}{846,33} = 1,370$$

$$\alpha = 0,053 \leq 0,438 \rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : aucune vérification de σ_s .

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

Choix des armatures : 3T10 $\rightarrow A_t^s = 2,36 \text{ cm}^2$

B. En appuis :

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_a^u = -819 \text{ daN.m}$$

$M_a^u < 0 \rightarrow$ la table de compression se trouve dans la zone tendue le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

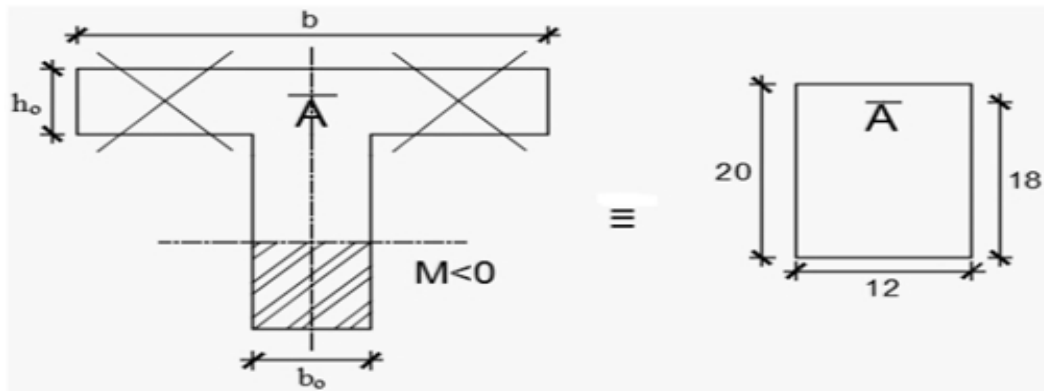


Fig.III.10 : Section de calcul en appuis.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8190}{14,17 \times 12 \times 18^2} = 0,148$$

$$\mu = 0,148 < \mu_L = 0,392 \text{ (aciers FeE400)}$$

$$A' N' \text{ existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > \varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,201$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,919$$

Détermination des armatures

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8190}{348 \times 0,919 \times 18} = 1,42 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{cal} ; A_{min}) \rightarrow A_a^u = 1,42 \text{ cm}^2$$

- Etat limite de service (ELS) :

$$M_a^{ser} = -597 \text{ daN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire } \overline{A\bar{A}} \\ \text{Aciers FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{819}{597} = 1,371$$

$$\alpha = 0,201 < 0,435 \rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : aucune vérification de σ_s .

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

Choix des armatures 1T14 $\rightarrow A = 1,54 \text{ cm}^2$

2.3.5. Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u^{max} = 1269,57 \text{ daN} \rightarrow T_u^{max} = 12695,7 \text{ N}$$

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

[CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } 0,9 \times d = 0,9 \times 18 \rightarrow a = 16,2 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = 12695,7 \text{ N} \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N}$$

Donc : il n'ya pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : [CBA93/A.5.1.3.2.1]

On doit vérifier que :

Vérifie si :

$$A_{inf} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_{au}}{0,9.d} \right)$$

$$A_{inf} = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[12695,7 + \frac{8190}{0,9 \times 18} \right] \times 10^{-2} = 0,37 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc : Il n'ya aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne

Moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b_0 \times d} = \frac{12695,7}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,58 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left[0,2 \times \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right] = 3,34 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

d. Section et écartement des armatures transversales A_t : [Article BAEL91/4.2.3]

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \text{ min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1,2\right) = 0,57 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\rightarrow 2\phi_6 \rightarrow A_t = 0,58 \text{ cm}^2$

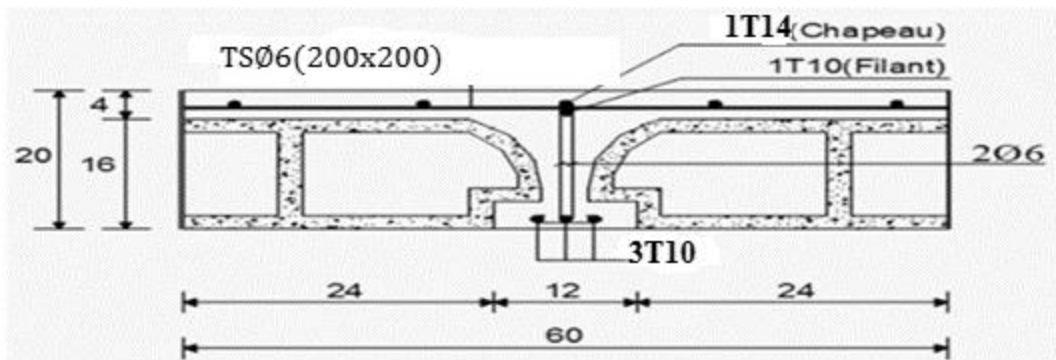


Fig.III.11 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

- L'espacement des armatures transversales :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} \times k}{0,8 N \times f_e (\sin \alpha - \cos \alpha)} \\ k = 1 (\text{flexion simple}) \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1 ; \cos \alpha = 0 \end{cases}$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,8 f_e}{b_0 \times (\tau - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,58 \times 0,80 \times 235}{12 \times (0,82 - 0,3 \times 2,1)} = 47,82 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) = \min (16,2 ; 40) = 16,2 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2].}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{0,58 \times 235}{0,4 \times 12} = 28,39 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2]}$$

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) = 16,2 \text{ cm}$$

Donc : On adopte $\delta t = 15 \text{ cm}$

2.3.6. Vérification de la flèche :

Suivant les règles de l'article B.7.5/ BAEL91, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

a. Vérification de la flèche pour le plancher terrasse :

La vérification de la flèche se fait à E.L.S [C.B.A 93 B 6.5.2. annexe D]

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{430} = 0,046 < 0,063 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{ht}{l} \leq \frac{1}{10} \left(\frac{M_{tser}}{M_{Moser}} \right) = \frac{1}{10} \times \frac{846,33}{1364,7} = 0,062 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$M_{0ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{430,8 \times 4,3^2}{8} = 995,68 \text{ daN.m}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{60 \times 18} = 0,0021 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,017 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Conclusion :

Aucunes des trois conditions n'est vérifiées ; donc, le calcul de la flèche est nécessaire et pour ça on doit vérifier si :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta f_{tmax} = \frac{1}{500}$$

b. Calcul de la flèche :

✚ Calcul des charges :

$$g = G \times b = 618 \times 0,6 = 370,8 \text{ daN/m}$$

g : La charge permanente après mise en place des cloisons en (daN/m).

$$J = (G - G_{cloison}) \times b$$

$$j = g = 310,86 \text{ daN/ml.}$$

c) Calcul du module de déformation longitudinale :

Module de déformation longitudinale instantanée : $E_{ij} = i = 1100 \times 3 \sqrt{f_c} = 32164,2 \text{ MPa}$

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = 3700 \times \sqrt{f_c} = 10818,87 \text{ MPa}$$

$$P : \text{charge totale ; } p = (G + Q) \times 0,6 = (618 + 100) \times 0,6 = 430,8 \text{ daN/m}$$

a) **Calcul des moments fléchissant :**

$$q_j^s = q_g^s = \left[\frac{2}{3} \times 618 \right] \times 0,6 = 247,2 \text{ daN/ml}$$

$$q_p^s = \left[\frac{2}{3} \times 618 + 100 \right] \times 0,6 = 512 \text{ daN/ml}$$

Appuis intermédiaires :

$$M_j^s = - \frac{-0,5 \times q_j^s \times l^2}{8} = 285,67 \text{ daN.m}$$

$$M_p^s = - \frac{-0,5 \times q_p^s \times l^2}{8} = 591,68 \text{ daN.m}$$

Calcul du moment d'inertie I_0 :

$$Y_1 = \frac{h_0}{2} = \frac{4}{2} = 2 \text{ cm}$$

$$Y_2 = \left(\frac{h-h_0}{2} \right) + h_0 = \left(\frac{20-4}{2} \right) + 4 = 12 \text{ cm}$$

$$V_1 = \frac{\sum A_i \times Y_i}{A_i} = 7,32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 12,68 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{(bV_1^3) - (b-b_0)(V_1-h_0^3)}{3} + \frac{b_0V_2^3}{3} + n \times A(d - V_1)^2$$

$$I_0 = 14811,06 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations σ_s :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,0109 \quad \text{tableau : } \beta_1 = 0,8559$$

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times 0,0109 = 1,09$$

: Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^g = \sigma_s^J = \frac{M_j^s}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{2856,7}{2,36 \times 0,8559 \times 18} = 78,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_p^s}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{5916,8}{2,36 \times 0,8559 \times 18} = 162,73 \text{ MPa}$$

f) **Calcul de: μ_g ; μ_j et μ_p :** $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$\mu_g = \mu_j = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s^J \times f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 78,57 + 2,1} = 0,33$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s^J \times f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 162,73 + 2,1} = 0,60$$

Calcul des moments fictifs I_f :

$$I_f = \frac{1,10 I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

Avec

I_f : Moment d'inertie fictif.

λ_i : Pour les déformations instantanées.

λ_v : Pour les déformations de longue durée (différée)

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = 3,70$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,48$$

$$I_{fg}^i = I_{fj}^i = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 9649,36 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = I_{fj}^v = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 18097,58 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 8753,58 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches partielles f :

$$f_g^i = \frac{M_g^s \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{2856,7 \times 4,3^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 9649,36} = 0,17 \text{ cm}$$

$$f_g^v = \frac{M_g^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = 0,26 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_p^s \times l^2}{10 \times E_p \times I_{fp}^i} = 0,18 \text{ cm}$$

Flèche totale et flèche admissible :

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_g^i) + (f_p^i - f_g^i) = (0,26 - 0,17) + (0,18 - 0,17) = 0,1 \text{ cm}$$

$$l = 4,3 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

$$\Delta_{fmax} = \frac{430}{500} = 0,87 \text{ cm}$$

Donc : $\Delta_{ft} = 0,1 \text{ cm} < \Delta_{ftmax} = 0,87 \text{ cm}$ La flèche est vérifiée.

Chapitre IV

Etude des éléments

Non structuraux

IV.1. Etude de l'escalier :

IV.1.1. Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment. Notre bâtiment comporte deux types d'escaliers.

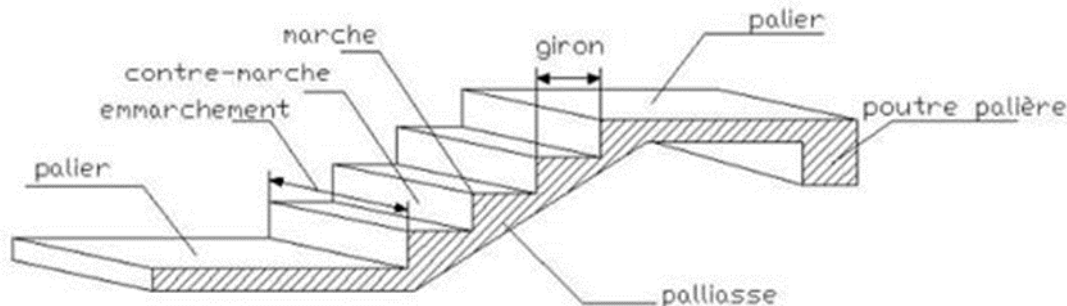


Figure IV.1.1. Schéma de l'escalier

IV.1.2. Pré-dimensionnement de l'escalier :

Le pré-dimensionnement des escaliers doit respecter la formule suivante de

« BLONDEL » :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

- h : Hauteur de la marche. $h = 17 \text{ cm}$
- g : Largeur de la marche. Le giron $g = 30 \text{ cm}$ Selon la formule de « BLONDEL » ; il faut que :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- n : Le nombre des contre marches
- (n-1) : Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0 \dots\dots\dots(2)$$

Escaliers étages courants :

Volée (1) :

L : La projection horizontale de la volée.

H : Hauteur de la volée.

$$L = 2.40 \text{ m} \quad ; \quad H = 1.53 \text{ m} \quad ; \quad L_p = 1.40 \text{ m}$$

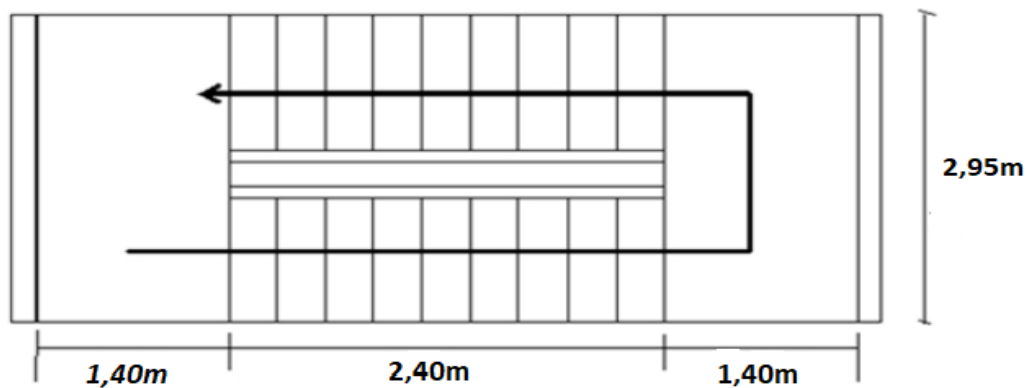


Figure IV.1.2. Vue en plan de l’escalier

En Remplaçant dans (2) on trouve :

$$(2)=0,64 \times n^2 - (0,64 + 2 \times 1,53 + 2,40) \times n + 2 \times 1,53 = 0$$

Après résolution de l’équation (2) on trouve :

$$n=9 \quad \rightarrow \quad n-1=8 \text{ Donc :}$$

IV.1.2.1- détermination de l’épaisseur de la paillasse et du palier :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} \quad \rightarrow \quad \tan \alpha = \frac{170}{300} = 29.54^\circ$$

$$L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{0.87} = 275.85 + 140 = 415.85\text{cm}$$

- **Epaisseur du palier et de la paillasse :**

$$\frac{415.85}{30} \leq e \leq \frac{415.85}{20} \quad \rightarrow \quad 13.86 \leq e \leq 20.79 \quad \text{soit } ep = 15\text{cm}$$

Conclusion :

On a un type de schéma statique :

IV.1.3.- Descente de charge :

➤ **Paillasse :**

1. Charge permanentes :

| 2. Matériaux | ρ (KN/m ³) | Ep(m) | G (KN/m ²) |
|--|-----------------------------|-------|------------------------|
| 1. Revêtement horizontal (carrelage ; mortier de pose ; sable) | / | / | 1,04 |
| 2. Revêtement vertical ($104 \text{ daN/m}^2 \times \frac{h}{g}$) | / | 0,56 | 0,56 |
| 3. Poids propre des marches ($2200 \times \frac{h}{2}$) | 22 | 0,085 | 1,87 |
| 4. Poids propre de la paillasse ($\frac{2500 \times ep}{\cos \alpha}$) | | | |

| | | | |
|--|----|-------|--------------------------------------|
| | 25 | 0,17 | 4,88 |
| 5. Enduit au ciment (1,5 cm) ($1800 \times \cos \alpha$) | 18 | 0,015 | 0,23 |
| | | | G = 8,58 KN/m² |

2. Charge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

3. Combinaisons fondamentales :

➤ ELU :

$$q_1^u = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 1.35 \times 8.38 + 1.5 \times 2.5 = 15.06 \text{ KN/m}^2$$

➤ ELS :

$$q_1^{ser} = G_1 + Q_1 = 8.38 + 2.5 = 10.88 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande 1m de largeur :

$$q_1^u = q_1^u \times 1.00 = 15.06 \times 1.00 = 15.06 \text{ KN/ml}$$

$$q_1^{ser} = q_1^{ser} \times 1.00 = 10.88 \text{ KN/ml}$$

➤ Palier :

1. Charge permanentes :

| Matériaux | ρ (KN/m ³) | Ep(m) | G (KN/m ²) |
|---|-----------------------------|-------|----------------------------------|
| 1- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable) | / | / | 1,04 |
| 2- Poids propre du palier (25x ep) | 25 | 0,16 | 4 |
| 3- Poids propre des marches (0.18 KN/m ² /cm x 1.5 cm) | 18 | 0,015 | 0,27 |
| | | | G = 5,31 KN/m² |

2. Charge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

3. Combinaisons fondamentales :

➤ ELU :

$$q_2^u = 1.35G_2 + 1.5Q_2 = 1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 2.5 = 10.91 \text{ KN/m}^2$$

➤ ELS :

$$q_2^{ser} = G_2 + Q_2 = 5.31 + 2.5 = 7.81 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande 1m de largeur :

$$q_2^u = q_2^u \times 1.00 = 10.91 \times 1.00 = 10.91 \text{ KN/ml}$$

$$q_2^{ser} = q_2^{ser} \times 1.00 = 7.81 \text{ KN/ml}$$

| | G (KN/m ²) | Q (KN/m ²) | P(KN/m ²) | P _{se} (KN/m ²) |
|-----------|---------------------------|---------------------------|-----------------------|--------------------------------------|
| Paillasse | 8,58 | 2,5 | 15,06 | 10,88 |
| Palier | 5,31 | 2,5 | 10,91 | 7,81 |

Tableau IV.1.1. Combinaison des charges de l'escalier

IV.1.4. Calcul des moments fléchissant et de l'effort tranchant :

➤ ELU :

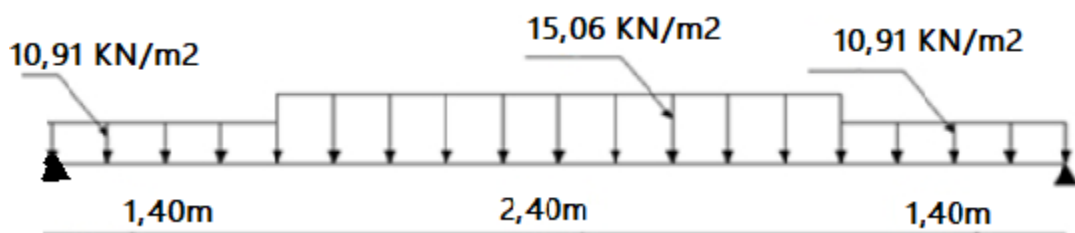


Figure IV.1.3. Schéma statique à l'ELU

➤ ELS :

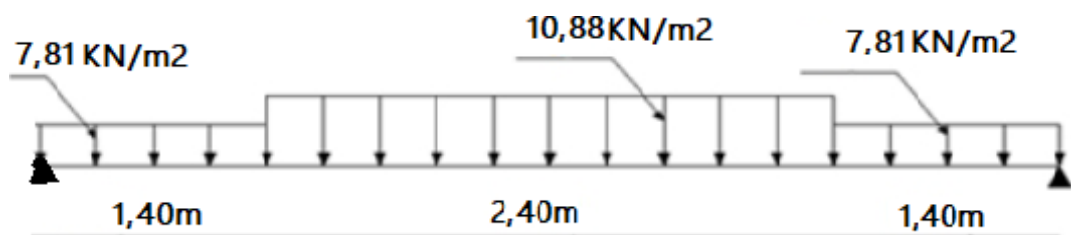


Figure IV.1.4. Schéma statique à l'ELS

Remarque :

A fin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on affectera le moment M_{max} par des coefficients de valeurs égales, on prend :

➤ ELU :

➤ Calcul des réactions :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_{2u} \times 1.40 + q_{u1} \times 2.40 + q_{u2} \times 1.40$$

$$R_A + R_B = 15.27 + 36.14 + 15.27 = 66.68 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{q_{u2} \times 1.40 \times \left(\frac{1.40}{2} + 3.8\right) + q_{u1} \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + q_{u2} \times 1.40 \times \left(\frac{1.40}{2}\right)}{5.2}$$

$$R_A = 33.34 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{q_{u2} \times 1.40 \times \left(\frac{1.40}{2}\right) + q_{u1} \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.40\right) + q_{u2} \times 1.40 \times \left(\frac{1.40}{2}\right)}{5.2}$$

$$R_B = 22.18 \text{KN}$$

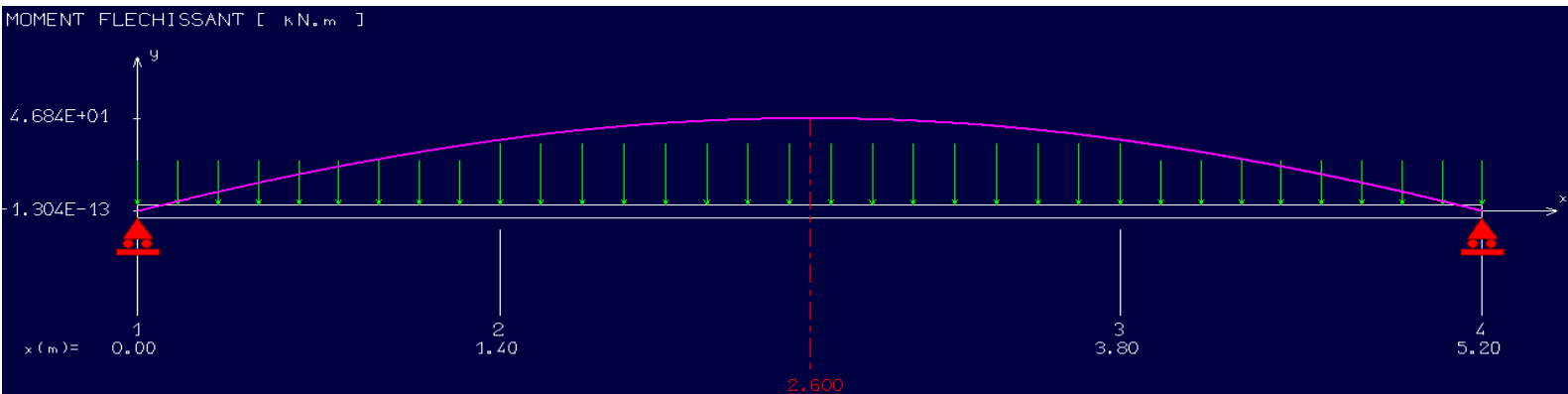


Figure IV.1.5. Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

$$M_{max}^u = 46.84 \text{KN.m}$$

Aux appuis : $M_a^u = -0.3$. $M_{max}^u = -14.15 \text{KN.m}$

Aux travées : $M_t^u = 0.85$. $M_{max}^u = 39.81 \text{KN.m}$

➤ ELS :

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = 19.90 \text{KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B = 15.99 \text{KN}$$

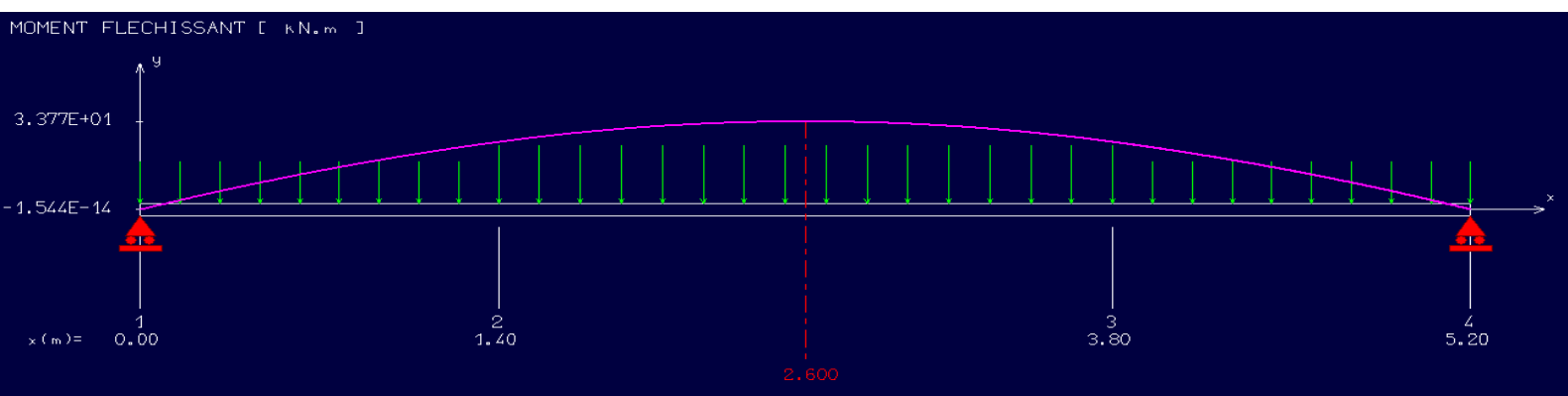


Figure IV.1.6. Diagramme de moment fléchissant à l'ELS

$$M_{max}^{ser} = 33.77 \text{KN.m}$$

Aux appuis : $M_a^{ser} = -0.3$. $M_{max}^{ser} = -10.13 \text{KN.m}$

Aux travées : $M_t^{ser} = 0.85$. $M_{max}^{ser} = 28.70 \text{KN.m}$

IV.1.5. Ferrailage des escaliers :

Le ferrailage est montré dans le tableau suivant :

➤ **ELU :**

En travée :

$$M_t^u = 39.81 \text{KN.m}$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{39810}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.165$$

$$\mu = 0.165 < \mu_L = 0.392 \rightarrow (\text{acier FeE400}) \rightarrow A \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.226$$

$$\beta = 1 - 0.4\mu = 0.909$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{39810}{348 \times 0.909 \times 13} = 9.68 \text{cm}^2$$

✓ **Condition non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 1.57 \text{cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A = 9.68 \text{cm}^2$$

✓ **Choix armatures :**

$$7\text{T14} \rightarrow A = 10.77 \text{cm}^2$$

$$(\text{T14} \rightarrow e = 15 \text{cm})$$

| | M_u (KN.m) | H (cm) | D (cm) | C (cm) | μ | β | A (cm^2) | $A_{\text{choisie}} (\text{cm}^2)$ |
|--------|-----------------|--------|--------|--------|-------|---------|------------------------|------------------------------------|
| Travée | 39,81 | 15 | 13 | 2 | 0.165 | 0.226 | 9.68 | 7T14 = 10.77 |
| appuis | 14,5 | | | | 0.060 | 0.969 | 3.30 | 4T12 = 4.52 |

Tableau IV.1.3. Ferrailage des escaliers à l'état limite ultime

➤ **ELS :**

En travée :

$$M_{ser}^t = 28.70 \text{KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{flexion simple} \\ \text{section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u^t}{M_{ser}^t}$$

$$\gamma = \frac{M_u^t}{M_{ser}^t} = \frac{39.81}{28.70} = 1.38$$

$$\alpha \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha = 0.226 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$
fissuration peu préjudiciable
aucune vérification pour σ_s

Les armatures calculées à ELU seront maintenues

En appuis :

$$M_{ser}^a = -10.13 \text{KN.m}$$

flexion simple
section rectangulaire \Rightarrow Si $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ Avec : $\gamma = \frac{M_u^a}{M_{ser}^a}$
 $FeE400$

$$\gamma = \frac{M_u^a}{M_{ser}^a} = \frac{14.5}{10.13} = 1.43$$

$$\alpha \leq \frac{1.43-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.46 > \alpha = 0.077 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$
fissuration peu préjudiciable
aucune vérification pour σ_s

Les armatures calculées à ELU seront maintenues

✓ **Armatures de répartition :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée: } A = \frac{A_t}{4} = \frac{10.77}{4} = 2.70 \text{cm}^2 \\ \text{Appuis: } A = \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Choix d'armatures :

Travée : 4T10 $\rightarrow A = 3.14 \text{cm}^2$
(T10 $\rightarrow e = 20 \text{cm}$)

Appuis : 4T10 $\rightarrow A = 3.14 \text{cm}^2$
(T8 $\rightarrow e = 20 \text{cm}$)

✓ **Vérification de l'effort tranchant(C.B.A93)**

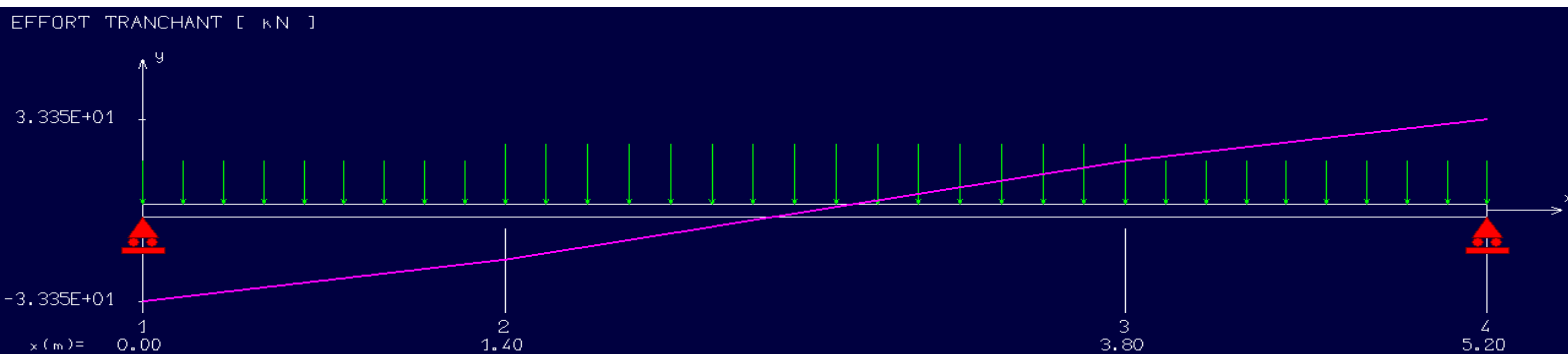


Figure IV.1.7. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

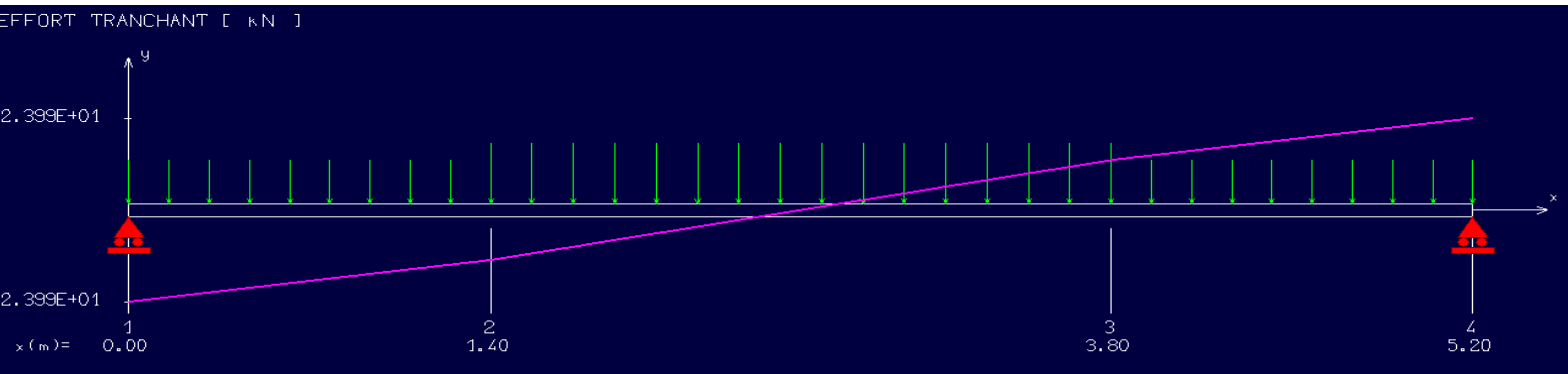


Figure IV.1.8. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{33770}{100 \times 13 \times 10^2} = 0.25 \text{ kN}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \cdot f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires n'y a pas de reprise de bétonnage)

✓ **Conclusion :**

❖ **Aux travées :**

Armatures principale : 7T14 $\rightarrow e = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition : 4T10 $\rightarrow e = 20 \text{ cm}$

❖ **Aux appuis :**

Armatures principale : 4T12 $\rightarrow e = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition : 4T10 $\rightarrow e = 20 \text{ cm}$

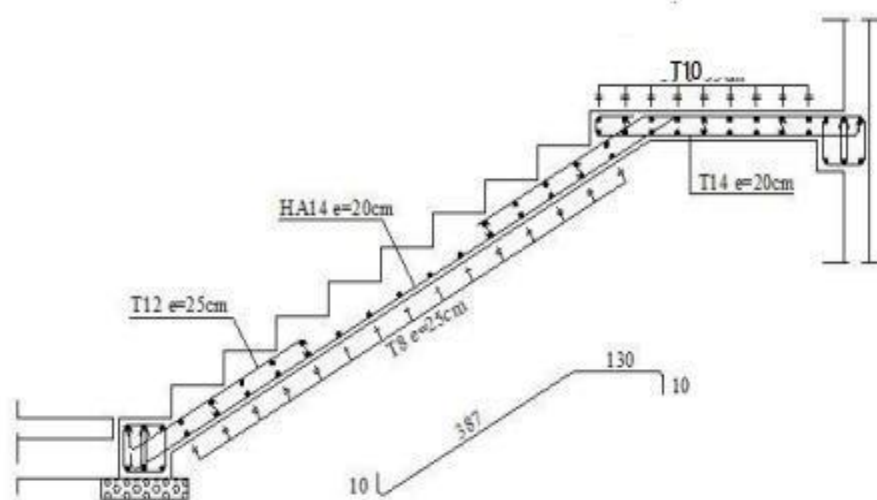


Figure IV.1.9. Dessin de ferrailage de l'escalier à paillasse porteuse

IV.1.6. Poutres palier :

IV.1.6.1. Pré-dimensionnement :

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes :

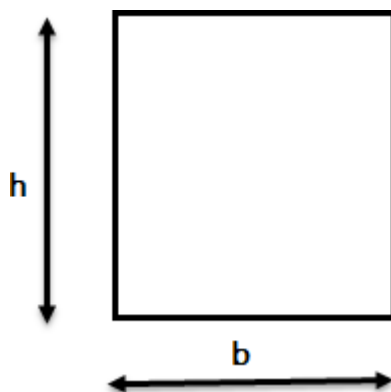


Figure IV.1.10: Section transversale d'une poutre.

❖ Critère de flèche :

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

Avec :

L : Longueur de la poutre

h : Hauteur totale de la poutre et

b : Largeur de la poutre.

❖ Condition imposées par le RPA99 (version2003) :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$

$$L = 295\text{cm}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{295}{15} \leq h \leq \frac{295}{10} \Rightarrow 19.67 \leq h \leq 29.5$$

On prendra : $b = 30\text{cm}$; $h = 30\text{cm}$

❖ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version2003) :

- $b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
- $h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée
- $0.25 \leq \frac{h}{b} \leq 4$

Donc : La section de la poutre palier est dimension $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

IV.1.6.2. Evaluation des charges :

➤ Calcul de la charge propre g_p de la poutre brisée :

$$g_p = b \times h \times \gamma_{\text{béton}}$$

$$g_p = 0.30 \times 0.30 \times 25$$

$$g_p = 2.25 \text{ daN/ml}$$

➤ **Calcul de la charge due au poids de mur :**

$$g'_{\text{mur}} = G_{\text{mur}} \times h_{\text{mur}}$$

$$\text{Épaisseur du mur : } e_p = 30 \text{ cm} \Rightarrow G_{\text{mur}} = 0.9 + 1.3 + 2 \times (1.5 \times 0.18) = 2.74 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Hauteur libre d'étage : } h_e = 3.06 - 1.53 - 0.3 = 1.23 \text{ m}$$

$$\Rightarrow g'_{\text{mur}} = 2.74 \times 1.23 = 3.37 \text{ KN/ml}$$

➤ **Réaction de la volée et du palier:**

$$R_{Bu} = R_{Bs}$$

• **Combinaisons fondamentales :**

➤ **ELU :**

$$q_u = 1.35 (g_p + g'_{\text{mur}}) + R_{Bqu} = 1.35 (2.25 + 3.37) + 22.18$$

$$q_u = 29.76 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS :**

$$q_{\text{ser}} = (g_p + g'_{\text{mur}}) + R_{Bqser} = (2.25 + 2.74) + 15.99$$

$$q_{\text{ser}} = 20.98 \text{ KN/ml}$$

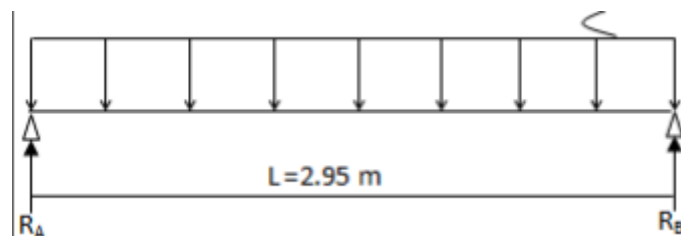


Figure IV.1.11. Schéma statique de la poutre palier

• **Calcul du moment fléchissant maximum :**

➤ **ELU :**

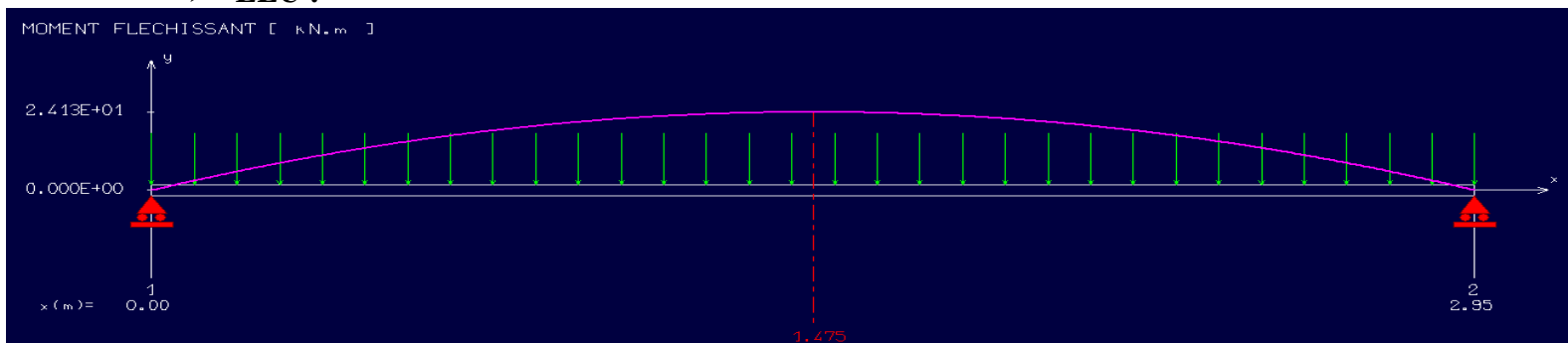


Figure IV.1.12. Diagramme des moments fléchissant à l'état ELU.

$$M_{0u} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{22.18 \times 2.95^2}{8} = 24.12 \text{KN.m}$$

En travée :

$$M_{tu} = 0.8 \times M_{0u} = 19.29 \text{KN.m}$$

En appuis :

$$M_{au} = -0.2 \times M_{0u} = -4.82 \text{KN.m}$$

➤ **ELS :**

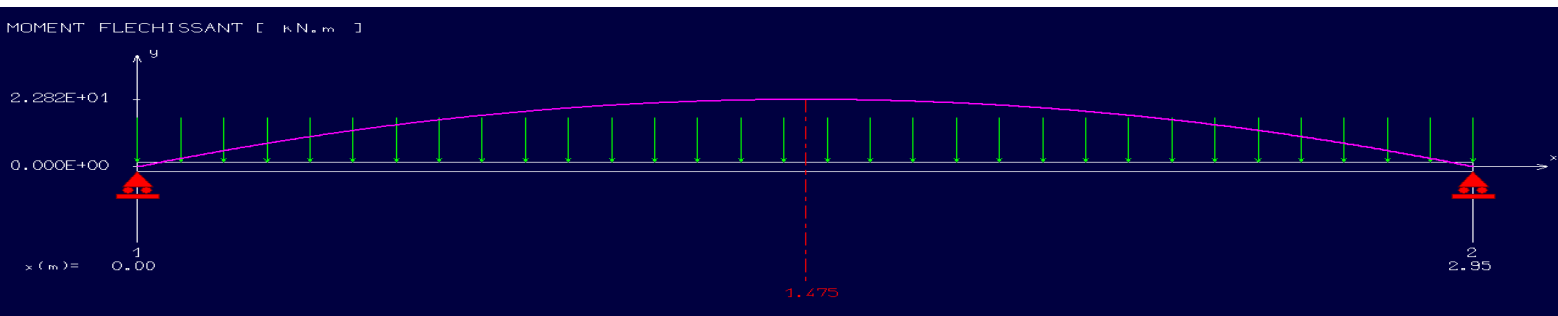


Figure IV.1.13. Diagramme des moments fléchissant à l'état ELS.

$$M_{0ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{20.98 \times 2.95^2}{8} = 22.82 \text{KN.m}$$

En travée :

$$M_{tser} = 0.8 \times M_{0ser} = 18.25 \text{KN.m}$$

En appuis :

$$M_{tser} = -0.2 \times M_{0ser} = -4.56 \text{KN.m}$$

| | ELU | ELS |
|--------|-------|-------|
| Travée | 19.29 | 18.25 |
| Appuis | -4.82 | -4.56 |

Tableau IV.1.4. Tableau des moments

IV.1.6.3. Calcul du ferrailage :

En travée :

➤ **ELU :**

$$M_{tu} = 19290 \text{N.m}$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{19290}{14.2 \times 30 \times 27^2} = 0.062$$

$$\mu = 0.062 < \mu = 0.392 \Rightarrow \text{A 'n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 348\text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.080$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.967$$

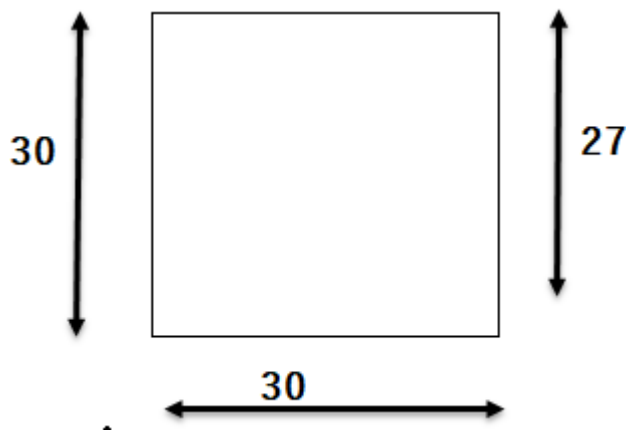


Figure IV.1.14. Section de calcul de la poutre

✓ Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_{ut}}{\sigma_s \times \beta \times 27} = \frac{19290}{348 \times 0.967 \times 27} = 2.12\text{cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.A] :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.98\text{cm}^2$$

$$A_{tu} = \max (A_{cal} ; A_{\min}) \Rightarrow A_{tu} = 2.12\text{cm}^2$$

Choix des armatures :

$$3T12 \rightarrow A = 3.39 \text{ cm}^2$$

| | M_u (KN.m) | h (cm) | d (cm) | c (cm) | μ | β | A (cm^2) | $A_{choisie}$ (cm^2) |
|--------|-----------------|--------|--------|--------|-------|---------|------------------------|---------------------------------|
| Travée | 19.29 | 30 | 27 | 3 | 0.062 | 0.967 | 2.12 | 3T12 = 3.39 |
| appuis | 4.82 | | | | 0.015 | 0.992 | 0.51 | 3T10 = 2.35 |

Tableau IV.1.15. Ferrailage des poutres palier

➤ ELS :

En travée :

$$M_{tser} = 18.25\text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec } \gamma = \frac{M_u^t}{M_{ser}^t}$$

$$\gamma = \frac{M_u^t}{M_{ser}^t} = \frac{19.29}{18.25} = 1.05$$

$$\alpha \leq \frac{1.05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.77 > \alpha = 0.080 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \text{fissuration peu préjudiciable} \\ \text{aucune vérification pour } \sigma_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec } \gamma = \frac{M_u^t}{M_{ser}^t}$$

$$\gamma = \frac{M_u^t}{M_{ser}^t} = \frac{4.82}{4.56} = 1.05$$

$$\alpha \leq \frac{1.05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.77 > \alpha = 0.018 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \text{Fissuration peu préjudiciable} \\ \text{aucune vérification pour } \sigma_s \end{array} \right\} \text{ Les armatures calculées à ELU seront maintenues}$$

✓ **Calcul moment en torsion :**

$$M_{T/marche} = \frac{q \times l^2}{2}$$

En travée :

$$M_{Tu} = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{10.91 \times 1.40^2}{2} = 10.69 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_{TB} = M_{TC} = -\frac{1}{2} M_{ut} = -\frac{10.69}{2} = -5.34 \text{ KN.m}$$

✓ **Détermination des armatures : [CBA91/A5.4.2.2] :**

$$e = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$$

$$U = (25 + 25) \times 2 = 120 \text{ cm}^2$$

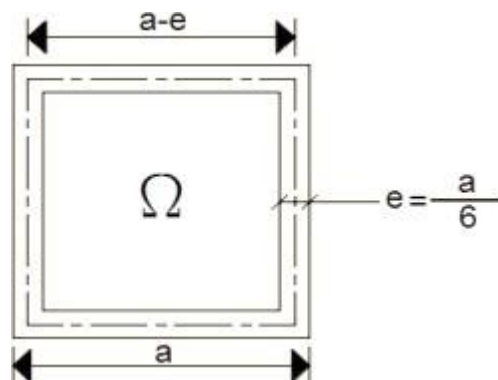


Figure IV.1.15. Section de calcul

✓ **Calcul des armatures longitudinales : [CBA91/A5.4.4]**

En travée :

$$A_{tu} = \frac{U \cdot M_{ut}}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\delta_s}} = \frac{120 \times 10690}{2 \times 625 \times \frac{400}{1.15}} = 2.95 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A_{Ta} = \frac{U.M_{ut}}{2.\Omega.\frac{f_e}{\delta_s}} = \frac{120 \times 5340}{2 \times 625 \times \frac{400}{1.15}} = 1.47 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures minimales :**

$$A_{min} = \frac{0.4 \times e \times U}{f_e} = \frac{0.4 \times 5 \times 120}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{Tt} = \max (A_{cal} ; A_{min}) = 2.95 \text{ cm}^2$$

$$A_{Ta} = \max (A_{cal} ; A_{min}) = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{Tt} + A_{tu} = 2.35 + 3.39 = 5.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{Ta} + A_{au} = 1.47 + 2.35 = 3.82 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures :

En travée : 6T14 → A = 6.78 cm²

En appuis : 6T12 → A = 4.52 cm²

✓ **Calcul des armatures transversales :**

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

A) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

[CBA93/A.5.1.3] :

$$T_{u \max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2976 \times 2.95}{2} = 43896 \text{ N/ml}$$

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0.9 \times d = 0.9 \times 27 = 24.3 \text{ cm}$$

$$T_{u \max} = 43890 \leq 0.267 \times 24.3 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 486607.5 \text{ N}$$

Donc : il n'ya pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

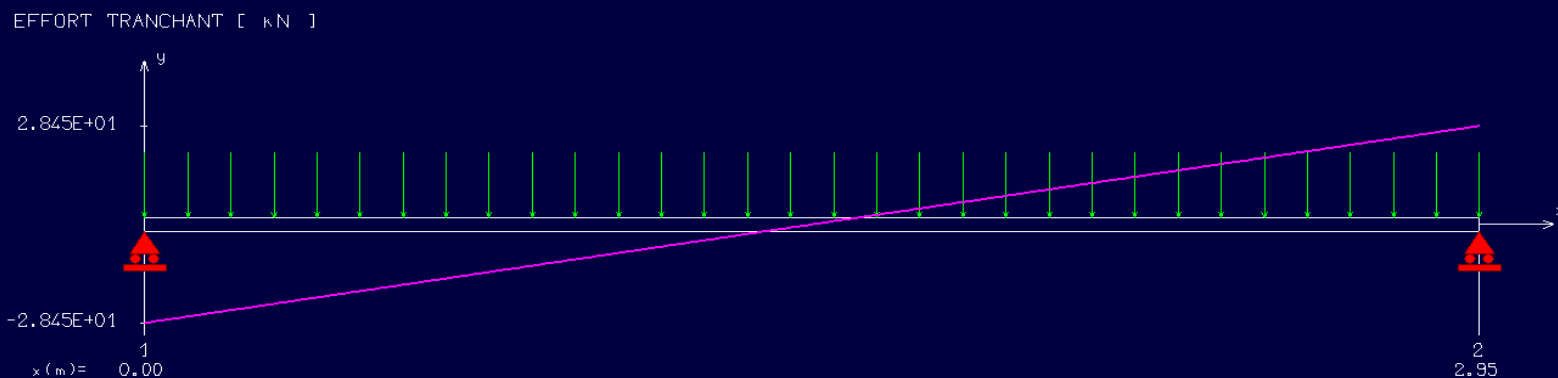


Figure IV.1.16. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

B) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures**longitudinales inférieures : [CBA93/A.5.1.3.2.1]**

On doit vérifier que :

?

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\delta_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_{au}}{0.9 \times d} \right]$$

?

$$A_{\text{inf}} \geq 4.52 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \times \left[43890 + \frac{4820}{0.9 \times 27} \right] \times 10^{-2} = 1.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

C) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à ligne moyenne : [CBA93/A.5.1.1/1.5.1.2.1.1]

$\tau_u = 0.64 \text{ MPa} < \tau_u = 3.34 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à ligne moyenne.

D) Section et écartement des armatures transversales A_t : [Article BAEL91/4.2.3]✓ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_t \text{ min} \right)$$

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{30}{35} ; \frac{30}{10} ; \phi_t \text{ min} \right)$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235

$$\Rightarrow 4\phi_8 \rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ **L'espacement des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_t^1} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{c28} \times k}{0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.3}]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = ! (\text{flexion simple}) \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1 ; \cos \alpha = 0 \end{array} \right.$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} = \frac{2.01 \times 0.8 \times 235}{30 \times (0.54 - 0.3 \times 2.1)} = 139.95 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min (0.9d ; 40) \text{ cm} = \min (24.3 ; 40) = 24.3 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30} = 39.36 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) = 24.3 \text{ cm}$$

Donc : on adopte: $\delta_t = 15 \text{ cm}$

Cas de torsion :

A) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne : [CBA93/A.5.4.2.1/A.5.3]

$$\tau_u = \frac{M_T^{max}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{28450}{2 \times 625 \times 5} = 4.55 \text{ MPa}$$

$\tau_{ut}^2 + \tau_{uf}^2 = 4.55^2 + 0.54^2 = 20.99 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaire à la ligne moyenne.

Alors on a : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 4\varnothing 8 \rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

✓ L'espaceur des armatures transversales :

$$\delta_t \leq \frac{2 \times \Omega \times A_t}{M_{tu}} = \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{2 \times 625 \times 2.01 \times 235.15}{28450} = 20.76 \text{ cm}$$

✓ Armatures minimales :

$$A_{min} = \frac{0.4 \times e \times \delta_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 5 \times 20.76}{235} = 0.17 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte

$\delta_t = 10 \text{ mm}$ en zone nodale

$\delta_t = 15 \text{ mm}$ en zone courante

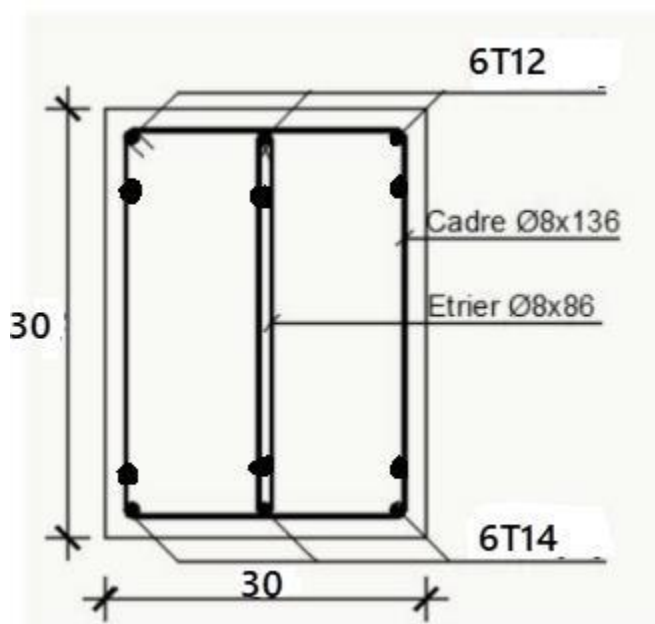


Figure IV.1.17. Schéma de ferrailage de poutre palier

IV.2. L'acrotère :

L'acrotère est un couronnement en béton armé, situé-en bordure de la toiture terrasse, et a pour rôle :

- Protection des joints d'étanchéités des infiltrations des eaux pluviales,
- La sécurité des personnes (joue le rôle d'un garde-corps qui forme un écran pour empêcher toute chute).

Pour notre terrasse (terrasse inaccessible) ; on adoptera

-pour l'acrotère les dimensions suivantes (voir Fig.IV.12).

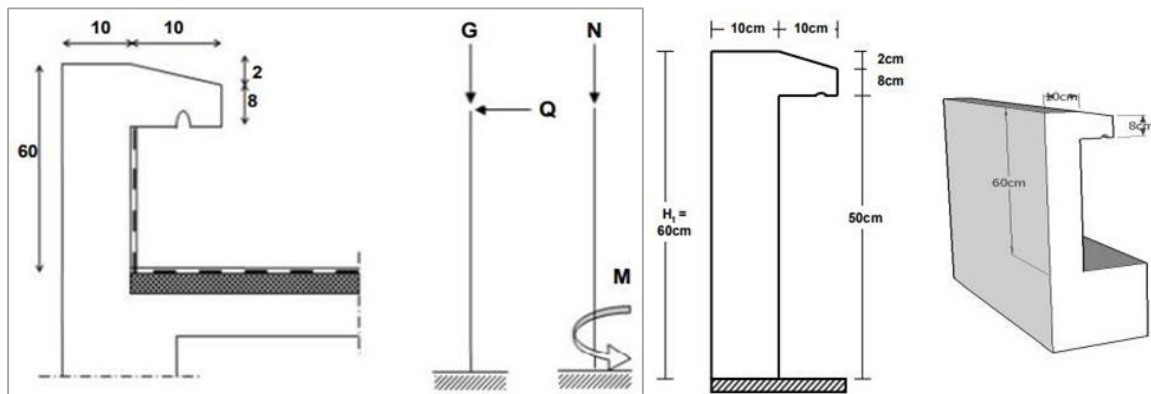


Figure IV.2.1. Acrotère

IV.2.1 .Calcul du ferrailage :

L'acrotère est assimilé à une console encadrée au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à une charge verticale (son poids propre W_p) et aux charges horizontales (vents et séisme F_p) qui créent un moment de renversement M_f donnée par l'article 6.2.3/ RPA99, V2003.

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm en flexion composée. Étant donné que l'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

IV.2.2.Calcul des sollicitations :

WP : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = \rho \times v = 2500 \times \left[\frac{0,02 \times 0,1}{2} + (0,08 \times 0,1) + (0,6 \times 0,1) \right] \times 1m$$

$$W_p = 172,5 \text{ dan}$$

La force horizontale : F_p [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 4.1]

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a :

$A = 0.15$ (Groupe d'usage 2 ; Zone IIa)

$C_p = 0.8$ (Elément en console).

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 172.5$$

$$F_p = 82,8 \text{ daN}$$

2.1.1. Détermination des sollicitations

→ Effort normal et moment fléchissant

➤ **Etat limite ultime (ELU)**

$$\begin{cases} N_U = 1,35 \cdot W_p \\ M_U = 1,5 \cdot F_p \cdot L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_U = 1,35 \times 172,5 \\ M_U = 1,5 \times 82,8 \times 0,6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_U = 232,87 \text{ dan} \\ M_U = 74,52 \text{ dan.m} \end{cases}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p \cdot L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 172,5 \text{ dan} \\ M_{ser} = 49,68 \text{ dan.m} \end{cases}$$

IV.2.1.2. Détermination des armatures

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est $(100 \times 10) \text{ cm}^2$.

- Position du point d'application de l'effort normal : (N)

➤ **État limite ultime (ELU) :**

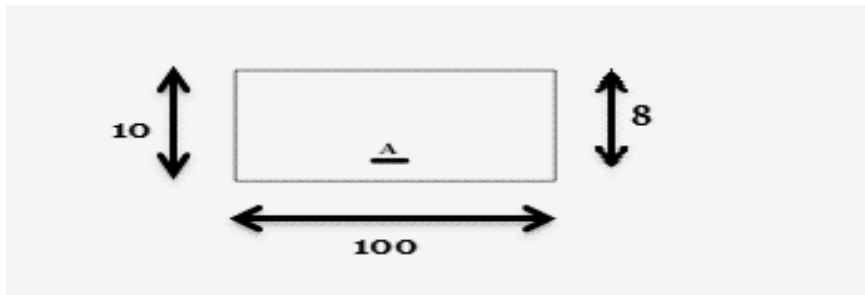


Figure.IV.2.12 : section de calcul

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{74,52}{232,87} = 0,32m$$

$$e_0 = 0,32m > \frac{h}{2} - C = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 m$$

L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - C \right) = 231,87 \times \left(0,32 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 81,15 daN.m$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées

➤ Etat limite ultime (ELU)

$$M_u = 74,52 daN.m$$

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{745,2}{14,17 \times 100 \times 8^2} = 0,008$$

$$\mu = 0,009 < \mu_L = 0,392$$

$$A'N \text{ existe pas et ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,001$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,99$$

Détermination des armatures

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{745,2}{348 \times 0,99 \times 8} = 0,27 \text{ cm}^2/ml$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_t =$$

$$A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0,27 - \frac{2328,7}{100 \times 348} = 0,20 \text{ cm}^2/ml$$

Condition de non fragilité [B.A.E.L.91]

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armée d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton [CBA93/B5.3].

$$A_{min} = 0,25\% \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max (A_{cal} ; A_{min}) \rightarrow A_t = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures

$$4T10 \rightarrow A = 3.14\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \rightarrow e = 20\text{cm}).$$

$$(e \leq \min (25; 2\phi) \text{ cm})$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 0,98\text{cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures

$$5T8 \rightarrow A = 2.51\text{cm}^2/\text{mL}$$

$$(T8 \rightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

➤ **Etat limite de service (ELS)**

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{49,68}{172,5} = 0,29\text{m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0,10}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m}$$

→Le point d'application d'un effort normal de compression Nser se trouve en dehors de la section → la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Détermination des contraintes

- C : Centre de pression (point d'application) ;
- c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée et
- y2 : La distance du point C à l'axe neutre

$$y1 = y2 + c$$

N est un effort de compression → y2 > 0.

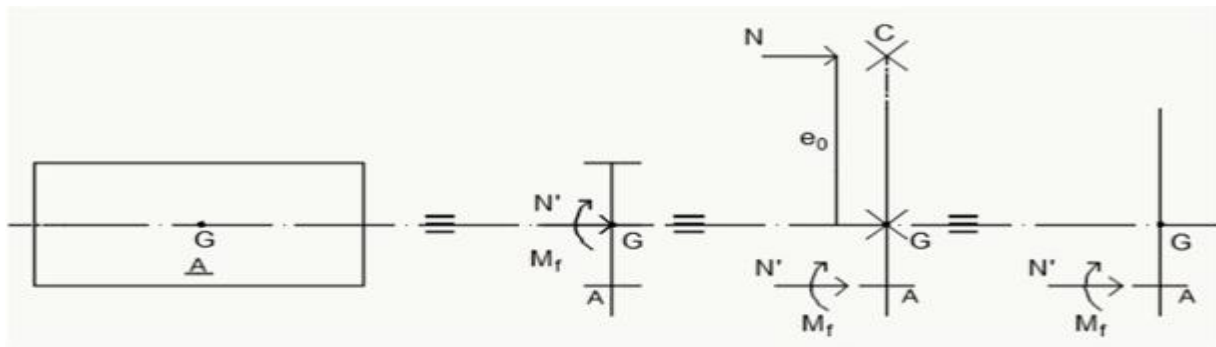


Figure IV.2.13 : Position de centre de pression.

C se trouve à l'extérieur de la section → c sera considéré comme négatif. Calcul des contraintes

y_2 est racine de l'équation : $y^3 + p.y + q = 0$

$$\begin{cases} p = -3C^3 - \frac{90A}{b} \times (c - d) + \frac{90}{b} \times (d - c) \\ q = -2c^3 - \frac{90A}{b} \times (c - d)^2 - \frac{90A}{b} \times (d - c)^2 \end{cases}$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{10}{2} = 24 \text{ cm} \rightarrow c = -24 \text{ cm} < 0$$

$$\begin{cases} A = 3,93 \text{ cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm} \\ d = 8 \text{ cm} \end{cases} \text{ Avec } A \geq 0$$

$$p = -3 \times (-24)^2 + \frac{90 \times 3,93}{100} \times 8 + 24 = -1614,82 \Rightarrow p = -1614,82$$

$$q = -2 \times (-24)^3 - \frac{90 \times 3,93}{100} \times (8 + 24)^2 = 24026,11 \Rightarrow q = 24026,11$$

Y_2 : est la solution de l'équation : $Y_2^3 - 1614,82Y_2 + 24026,11 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = 24026,11^2 + \frac{4}{27} \times (-1614,82)^3 \rightarrow \Delta = -46579385 < 0$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,96$$

$$\rightarrow \varphi = 163,74^\circ$$

$$A = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 46,40$$

$$Y_2 = \max(Y_{21}; Y_{22}; Y_{23})$$

$$\begin{cases} Y_{21} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 26,89\text{cm} \\ Y_{22} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -46,19\text{cm} \quad \rightarrow Y_2 = 26,89\text{cm} \\ Y_{23} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 19,30\text{cm} \end{cases}$$

$$0 \leq Y_1 = Y_2 + C \leq Y_1 = 2,89 \leq 10 \rightarrow Y_1 = 2,89\text{cm}$$

Calcul du moment statique

$$S = \frac{b \cdot Y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - Y_1) = \frac{100 \times (2,89)^2}{2} - 15 \times 3,93 \times (8 - 2,89) = 116,37 \text{ cm}^3$$

$$k = \frac{N_s}{100 \times S} = \frac{1837,5}{100 \times 116,37} = 0,16$$

$$\sigma_b = k \cdot Y_1 = 0,16 \times 2,89 = 0,46 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - Y_1) = 15 \times 0,16 \times (8 - 2,89) = 12,26 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_t}\right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,08 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

$$T_{max}^u = 1,5 \times F_p \rightarrow T_{max}^u = 132 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \times d}$$

$$\tau_u = 0,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

Remarque :

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables.

Dessin de ferrailage :

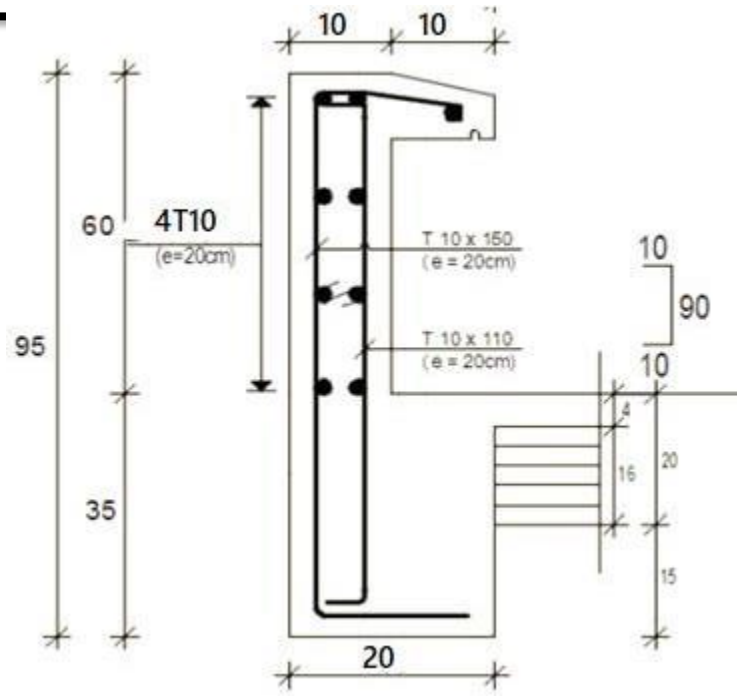


Figure.IV.2.14 : schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.3. Balcon :

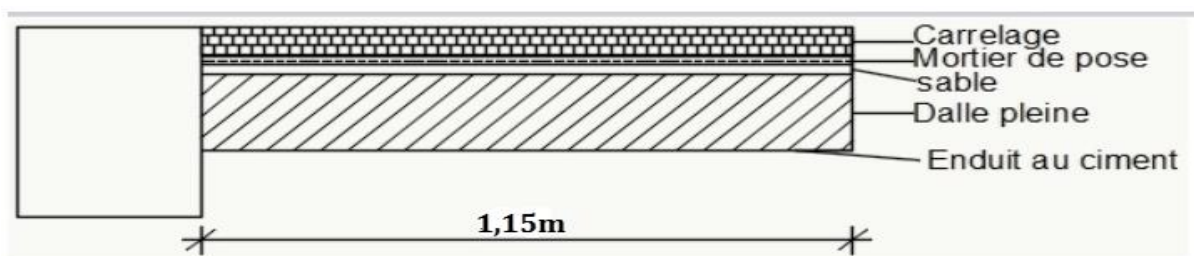
Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres ; calculés comme une console de

1 m de largeur et sollicité par :

- ✓ Leurs poids propre : G
- ✓ La surcharge d'exploitation : Q
- ✓ La charge due au poids du mur : P

Notre ouvrage comporte deux types de balcon : dalle pleine assimilée à une console de portée de $L=1,15\text{ m}$ et $L= 1,10\text{m}$.

Type 1 :



Type 2 :

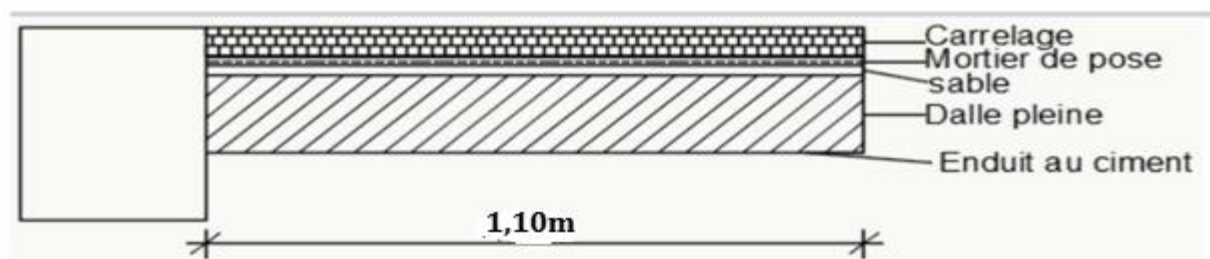


Fig.IV.3.1: Coupe sur les deux balcons.

Epaisseur de balcon :

Isolation acoustique : $e \geq 12\text{cm}$

Condition de rigidité : $e \geq \frac{1}{10} = \frac{115}{10} = 11,5\text{ cm}$

On prend $e = 12\text{ cm}$

IV.3.2- Descente de charges :

➤ **Charges permanentes :**

| | |
|--|-----------------------------------|
| Carrelage + mortier de pose +sable..... | 104[daN/m ²] |
| Dalle pleine en béton armé (15cm) 25×0.15 | 375 [daN/m ²] |
| Enduit au ciment (1,5cm) (18daN/m ² /cm)..... | 27 [daN/m ²] |
| | G =509 [daN/m²] |

Pour une bande de 1m de largeur : $\bar{G} = G \times 1,00 = 509 \text{ daN/mL}$

➤ **Surcharges d'exploitation :**

Balcon pour locaux à usage habitation : $Q = 350 \text{ daN/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur : $\bar{q} = Q \times 1,00 = 350 \text{ daN/mL}$

➤ **Calcul de la charge due au poids du mur :**

La charge due au poids du mur sur le balcon: P

$$P = G_m \times h$$

Epaisseur du mur: $e = 12 \text{ cm} \rightarrow G_m = (90+2+1,15 \times 18 \times 0,012) = 92,24 \text{ daN/m}^2$

Hauteur du mur : $h = 3,06 - 0,12 \text{ m} = 2,94 \text{ m} \rightarrow P = 92,24 \times 2,94 = 271,21 \text{ daN/ ml}$

Notre Balcon n'est pas exposé aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures le plus basses possibles $\rightarrow a = 1 \text{ cm}$.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.
(B.A.E.L 91).

$$\varphi_{max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ Avec } h_d = 12 \text{ cm}$$

$$\varphi_{max} \leq \frac{12}{10} = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \varphi_{max} = 10 \text{ mm}$$

❖ **Calcul de l'enrobage :**



Figure.IV.3.2:Enrobage.

$$c = a + \frac{\varphi}{2} = 10 + \frac{10}{2} = 15 \rightarrow c = 15 \text{ mm}$$

❖ Hauteur utile :

$$d = h_d - C = 12 - 1,5 = 10,5 \text{ cm}$$

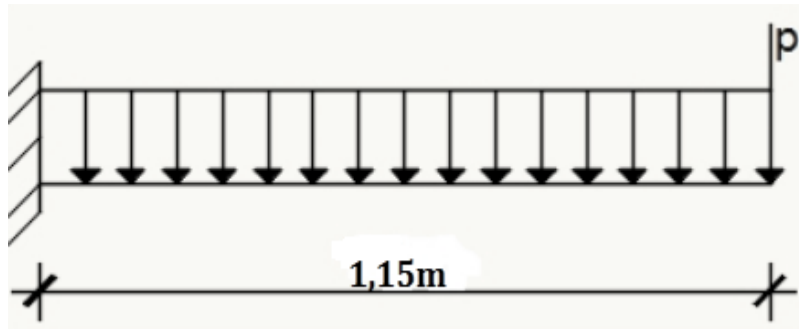


Fig.IV.2.3 : Schéma statique du balcon type I

❖ Moments fléchissant :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = -[1,35 \bar{G} + 1,5 \bar{Q}] \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_u = -[(1,35 \times 509) + (1,5 \times 350)] \frac{1,15^2}{2} - 1,35 \times 271,21 \times 1,15 \times 1$$

$$M_u = -1222,58 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.S.) :

$$M_{ser} = -[\bar{G} + \bar{Q}] \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_{ser} = -[509 + 350] \frac{1,15^2}{2} - 271,21 \times 1,15 \times 1$$

$$M_{ser} = -879,90 \text{ daN.m}$$

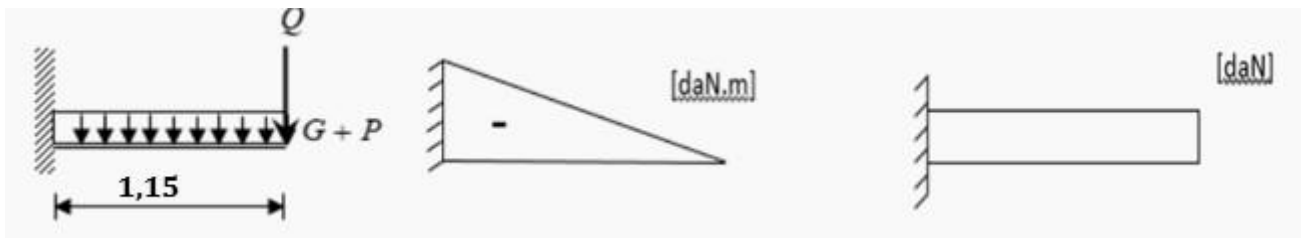


Figure .IV.3.4 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants du balcon.

IV.3.3. Calcul du ferrailage :

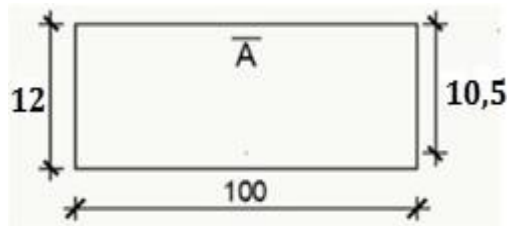


Figure.IV.3.5 : Section de calcul.

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_u = -1222,58 \text{ m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12225,8}{14,17 \times 100 \times 10,5^2} = 0,07$$

$$\mu = 0,07 < \mu_L = 0,392$$

$$A \text{ N'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,08$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,96$$

Détermination des armatures

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12225,8}{348 \times 0,96 \times 10,5} = 3,48 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 12 = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal} ; A_{min}) \rightarrow A = 3,48 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$5T12/ml \rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$(T12 \rightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.S.) :**

$$M_{ser} = 879,90 \text{ daN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{flexion simple} \\ \text{section rectangulaire} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{12225,8}{8799} = 1,38$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,08 \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➤ Conclusion

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \text{Fissuration peu préjudiciable} \\ \text{Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \text{Les armatures calculées à ELU seront maintenues}$$

Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_u}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$6T8/\text{ml} \rightarrow A = 3,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T8 \rightarrow e=20\text{cm}$$

3.5. Calcul des armatures transversales :

$$T_{max}^u = [1,35G + 1,5Q] \times L + 1,35P \times 1\text{m}$$

$$T_{max}^u = [(1,35 \times 509) + (1,5 \times 350)] \times 1,15 + 1,35 \times 271,21 \times 1\text{m} \rightarrow T_{max}^u = 1760,10 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{17601,06}{(100 \times 10,5) \times 100} = 0,16$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable) (B.6.7.2 BAEL 91)}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

3.6. Vérification de la flèche :

➤ **Condition de la flèche (B.7.5 BAEL 1)**

$$\frac{h_d}{L} > \frac{1}{20}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$$

Vérification si la flèche est nécessaire :

$$\frac{15}{115} > \frac{1}{20} \rightarrow 0,13 > 0,05 \text{ CV}$$

$$\rho = \frac{3,48}{100 \times 10,5} = 0,0033 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \Rightarrow \text{CV}$$

Conclusion :

Les deux(02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

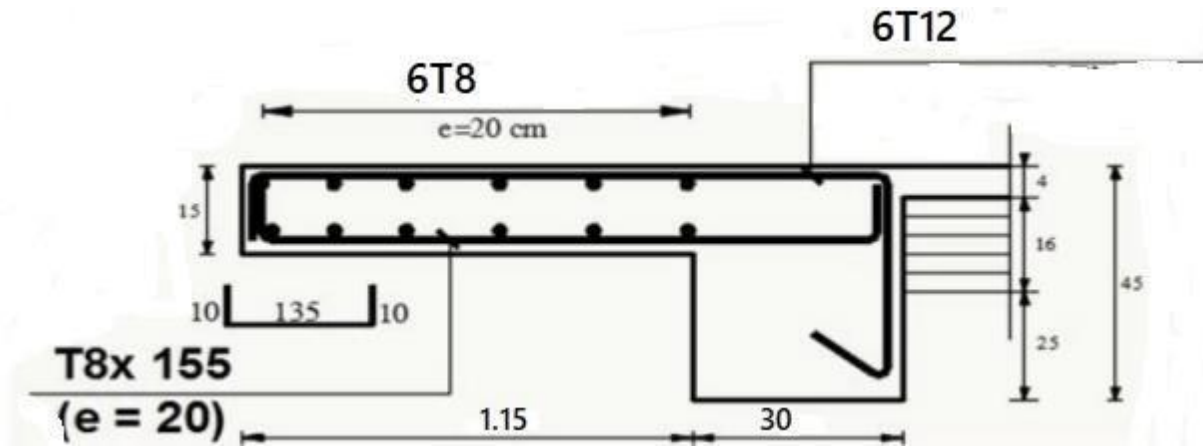


Figure IV.3.6. Schéma de ferrailage de balcon

Chapitre V

Etude sismique

V.1. Introduction:

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches il résulte de l'interaction des mouvements relatifs des différentes parties de la croûte terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts sera conduite par le logiciel Robot millenium.

V.2. Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pour quoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

Alors la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « **SAP2000, ETABS, ROBOT...** » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour le calcul dynamique, un logiciel de calcul automatique par élément finis « **ROBOT** » et le calcul sismique sera effect dans le cadre du règlement parasismique algérien « **RPA99/Version 2003** ».

V.3. Présentation

Le Logiciel ROBOT permet de modéliser tous types des structures en 2D ou 3D composées d'élément barres, poutres et des éléments surfaciques.

Les calculs peuvent être effectués en analyse linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique.

L'intégration est totale entre le module de calcul et les modules métiers tels que le dimensionnement béton armé, ou charpente métallique.

- ❖ Saisie graphique 2D et 3D -Calcul de structure (RDM)
- ❖ Neige et vent, combinaisons automatique
- ❖ Dimensionnement : optimisation des structures selon les norms nationales et européennes en béton armé, bois, acier, aluminium



Figure.V.1. .Modèle en3D

V.4. Modélisation :

V.4.1. Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis :

La modélisation revient à représenter un problème physique, possédant un nombre infini de degré de liberté (**DDL**) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir: La masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

V.4.2. Modélisation de la rigidité :

Les éléments constituant le contreventement (rigidité) sont effectués comme suit:

- Chaque poutre et chaque poteau ont été modélisés par un élément fini de type poutre à deux nœuds.
- Les voiles par des éléments coque (à quatre nœuds).
- Les planchers ne sont pas modélisés, cependant à tous les nœuds d'un même plancher

V.4.3 .Modélisation de la masse :

- Pour la masse des planchers, nous avons concentré en chaque nœud d'un

panneau de dalle le (1/4) de la masse de ce panneau, la masse est calculée de manière à inclure la quantité Q (imposée par le L'RPA99/Version2003), dans

la masse totale utilisée pour l'analyse modale (dans notre cas = 0.2).

[RPA99/V2003-Tableau4.5] $W=G +Q$ [Formule 4.5]

- La masse attribuée au matériau constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir : $2.5t /m^3$.

V.5. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismique :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure. Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes:

- 1 La méthode statique équivalente.
- 2 La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3 La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.5.1. Méthode statique équivalente :

✓ Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projecteur

✓ Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation

horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

✓ **Domaine d'application :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99. Ces conditions sont restées inchangées.

V.5.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

✓ **Principe de la méthode :**

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.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

✓ **Modélisation :**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

- Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- Planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (02 translations horizontales et une rotation d'axe vertical)
- Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et

des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex: contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

- Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Alors la modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation:

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

✓ **Domaine d'application :**

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

V.5.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

V.6. Choix de la méthode de calcul:

V.6.1. Critères de classification par RPA99version 2003:

✓ **Classification des zones sismiques :**

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit:

- **ZONE 0:** sismicité négligeable.
- **ZONE I:** sismicité faible.
- **ZONE IIa et IIb:** sismicité moyenne.

- **ZONE III:** sismicité élevée.

Dans notre cas, Wilaya de Mostaganem: groupe de communes C La zone est de : Zone IIa.

✓ **Classification de l’ouvrage :**

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l’importance de l’ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- **Groupe 1A :** ouvrages d’importance vitale.
- **Groupe 1B :** ouvrages de grande importance.
- **Groupe 2 :** ouvrages courants ou d’importance moyenne.
- **Groupe 3 :** ouvrages de faible importance.

| Groupe | Zone | | |
|--------|------|------|------|
| | I | II | III |
| 1A | 0,12 | 0,25 | 0,35 |
| 1B | 0,10 | 0,20 | 0,30 |
| 2 | 0,08 | 0,15 | 0,25 |
| 3 | 0,05 | 0,10 | 0,15 |

Tableau V.1 : Coefficient d’accélération de zone A

Notre ouvrage étant un bâtiment d’habitation collective et commercial, il sera classé en Groupe 2 (A = 0.15).

✓ **Classification des sites :**

D’après l’article 3.3 (RPA99version2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- Catégorie S1 (site rocheux).
- Catégorie S2 (site ferme).
- Catégorie S3 (site meuble).
- Catégorie S4 (site très meuble).

| Site | S1 | S2 | S3 | S4 |
|----------|------|------|------|------|
| T1 (sec) | 0,15 | 0,15 | 0,15 | 0,15 |
| T2 (sec) | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,7 |

Tableau V.2 : Classification du site

❖ On utilise **la Méthode Statique Equivalente** car notre structure répond aux conditions de cette méthode exigée par RPA99 version 2003 car :

$h = 25,5 \text{ m} < 65\text{m}$ (zone IIa).

- ❖ La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage
Relativement au niveau sécuritaire, économique et social.
- ❖ Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à Mostaganem (Zone IIa), Sera classé en groupe d'usage 2.

$$\frac{s_a}{g} \begin{cases} 1,25 * A * \left[1 + \frac{T}{T_1} * \left[2,5\eta * \frac{Q}{R} - 1 \right] \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta * [1,25 * A] * \frac{Q^{2/3}}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta [1,25 * A] * \frac{Q}{R} * \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5 * [1,25 * A] * \frac{Q}{R} * \left[\frac{T_2}{3} \right]^{2/3} * \left[\frac{3}{T} \right]^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

g : Accélération de la pesanteur ; **g=9,81m/s²**

η: Facteur de correction d'amortissement.

ξ: Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Sa : valeur est fonction du système de contreventement. [RPA99/V2003-Tableau 4.3]

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

V.6.2. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen **D** :

D : Facteur d'amplification dynamique moyen : Déterminer en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{[RPA99/V2003-Formule 4-2]}$$

V.6.3. Périodes caractéristique **T₁** , **T₂**:

Pour un site type **S₃** : **T₁ = 0,15s ; T₂ = 0,5s** [RPA99/V2003-Tableau 4.7]

V.6.4. Coefficient de correction d’amortissement η :

❖ Le coefficient d’amortissement est donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$

| Remplissage | Portique | | Voiles ou murs |
|-------------|------------|-------|-------------------------|
| | Béton armé | Acier | Béton armé / maçonnerie |
| Léger | 6 | 4 | 10 |
| Dense | 7 | 5 | |

Tableau V.3 : Valeurs de ξ (%)

Où ξ (%) est le pourcentage d’amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages.

Quant : $\xi = 7\%$, pour les portiques en B.A. avec Remplissage léger

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

6.5. Coefficient de comportement global de la structure R :

Les valeurs du coefficient du comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement), des matériaux utilisés des dispositions constructives adopter des déformations supérieurs à la limite élastique.

Selon le tableau 4. Des RPA99/version 2003, pour un système de portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide : $R = 3,5$

| Cat | Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4) | Valeur de R |
|----------|--|-------------|
| <u>A</u> | Béton armé | 5 |
| 1a | Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide Voiles porteurs | 3,5 |
| 1b | | 3,5 |
| 2 3 | Noyau | 3,5 |
| 4a | | 5 |
| 4b | Mixte portiques/voiles avec interaction Portiques contreventés par des voiles Console verticale à masses réparties Pendule inverse | 4 |
| 5 6 | | 2 |
| | | 2 |
| | | 2 |

Tableau V.4 : valeurs du coefficient de comportement R

V.6.6. Facteur de qualité Q : [RPA99/V2003-Tableau 4.4]

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum Pq$ [Formule 4.4]

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non

| Critère(q) | Observé | $Pq/x-x$ | Observé | $Pq/y-y$ |
|--|---------|----------|---------|----------|
| 1- Cdt min sur les files de contreventements | Non | 0.05 | Non | 0.05 |
| 2-Redondance en plan | Non | 0.05 | Non | 0.05 |
| 3-Régularité en plan | Oui | 0 | Oui | 0 |
| 4-Régularité en élévation | Non | 0.05 | Oui | 0.05 |
| 5-Contrôle de qualité des matériaux | Oui | 0 | Non | 0 |
| 6-Contrôles de qualité des d'exécution | Non | 0.10 | Non | 0.10 |
| Σ | | 0,25 | | 0,25 |

Tableau V.5 : Pénalités du facteur de qualité Pq

Avec :

$$\begin{cases} P_q = 0,05 \text{ ou } 0,10 \rightarrow \text{Non observée} \\ P_q = 0 \rightarrow \text{Observée} \end{cases}$$

$$Q_x = 1 + \sum_1^6 P_{qx} = 1 + 0,25 = 1,25$$

$$Q_y = 1 + \sum_1^6 P_{qy} = 1 + 0,25 = 1,25$$

$$Q_x = Q_y = 1,25$$

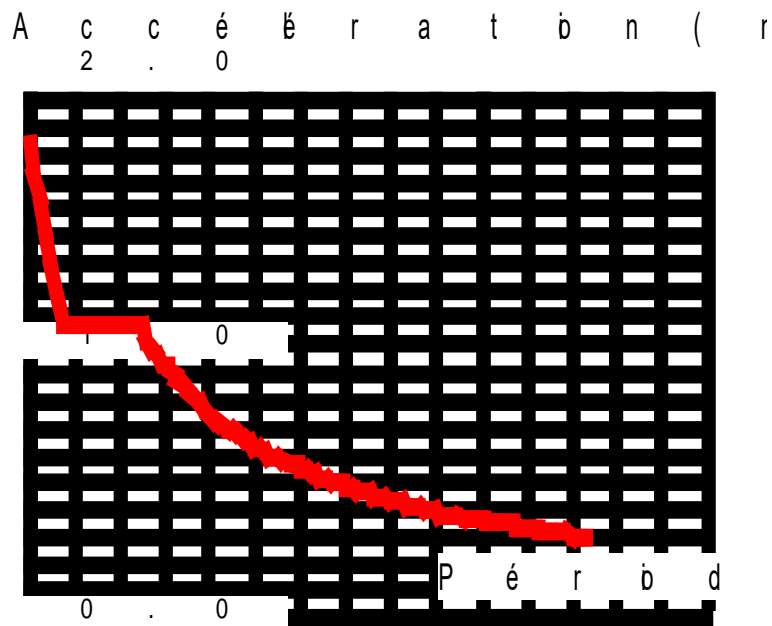


Figure V.2 : Diagramme spectre de réponse

V.6.7. Estimation empirique de la période fondamentale :

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min \left[C_T h_N^{3/4}; T = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}} \right]$$

❖ h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau (N).

❖ C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau V.6.

❖ D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

| Cas | Système de contreventement | C_T |
|-----|---|-------|
| 1 | Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en | 0,075 |
| 2 | maçonnerie Portiques auto stables en acier sans remplissage en | 0,085 |
| 3 | maçonnerie Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie | 0,050 |
| 4 | Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie | 0,050 |

Tableau V.6 : Valeurs du coefficient C_T

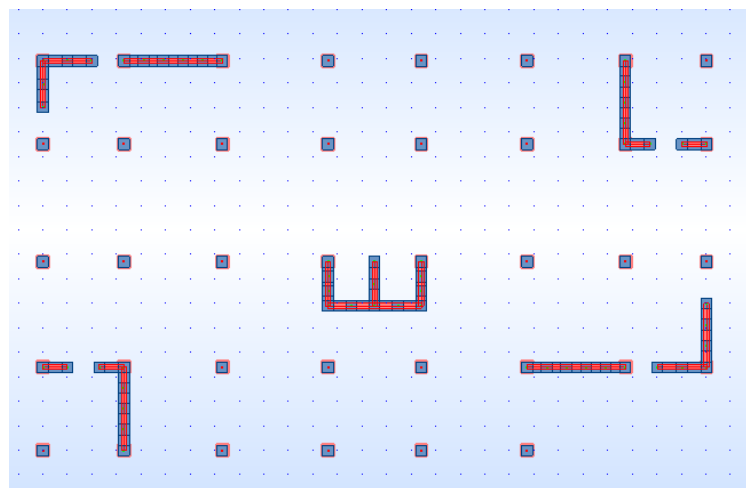


Figure V.3. Disposition des voiles.

$$D_x = 27 \text{ m}$$

$$D_y = 15,9 \text{ m}$$

$$C_T = 0,05$$

$$h_N = 25,5\text{m}$$

$$T_1 = 0,05 \times 25,5^{3/4} = \mathbf{0,56 \text{ sec}}$$

✓ Périodes :

$$T = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}}$$

a) Sens x-x :

$$h_N = 25,5 \text{ m} ; D_x = 27 \text{ m}$$

$$T(x) = \frac{0,09 \times 25,5}{\sqrt{27}} = 0,44 \text{ sec}$$

b) Sens y-y :

$$h_N = 25,5 \text{ m} ; D_y = 15,9 \text{ m}$$

$$T(y) = \frac{0,09 \times 25,5}{\sqrt{15,9}} = 0,57 \text{ sec}$$

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

$$T_x = \min (0,56 ; 0,44) \quad \rightarrow \quad T_x = 0,44 \text{ s}$$

$$T_y = \min (0,56 ; 0,57) \quad \rightarrow \quad T_y = 0,56 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } T_{\text{empirique}} = (T_x = 0,44 \text{ s et } T_y = 0,56 \text{ s})$$

Facteur d'Amplification D :

$$\text{On a : } T_2(S_3) = 0,5 \text{ s}$$

$$\text{On adopte : } 0 \leq T_x \leq T_2 \Rightarrow D = 2,5\eta$$

a) sens x-x :

$$D(x) = 2,200$$

c) sens y-y :

$$D(y) = 2,022$$

V.7. Résultats de l'analyse dynamique par Robot :

| Cas/Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] | Tot.mas.UX [kg] | Tot.mas.UY [kg] |
|----------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|-----------------|-----------------|
| 5/ 1 | 1,67 | 0,60 | 0,07 | 67,41 | 0,07 | 67,41 | 2823637,26 | 2823623,91 |
| 5/ 2 | 2,03 | 0,49 | 68,55 | 67,44 | 68,47 | 0,03 | 2823637,26 | 2823623,91 |
| 5/ 3 | 2,29 | 0,44 | 69,38 | 68,27 | 0,84 | 0,83 | 2823637,26 | 2823623,91 |
| 5/ 4 | 6,66 | 0,15 | 69,40 | 68,94 | 0,01 | 18,68 | 2823637,26 | 2823623,91 |
| 5/ 5 | 7,91 | 0,13 | 88,02 | 68,94 | 18,62 | 0,00 | 2823637,26 | 2823623,91 |
| 5/ 6 | 8,90 | 0,11 | 88,36 | 87,42 | 0,35 | 0,47 | 2823637,26 | 2823623,91 |
| 5/ 7 | 11,67 | 0,09 | 88,36 | 87,42 | 0,00 | 0,00 | 2823637,26 | 2823623,91 |
| 5/ 8 | 11,84 | 0,08 | 88,37 | 87,42 | 0,00 | 0,00 | 2823637,26 | 2823623,91 |
| 5/ 9 | 12,85 | 0,08 | 88,37 | 87,42 | 0,00 | 0,00 | 2823637,26 | 2823623,91 |
| 5/ 10 | 12,92 | 0,08 | 88,37 | 87,42 | 0,00 | 0,00 | 2823637,26 | 2823623,91 |
| 5/ 11 | 13,01 | 0,08 | 88,37 | 87,42 | 0,00 | 0,00 | 2823637,26 | 2823623,91 |
| 5/ 12 | 13,21 | 0,08 | 88,37 | 87,42 | 0,00 | 0,00 | 2823637,26 | 2823623,91 |
| 5/ 13 | 13,59 | 0,07 | 88,37 | 87,42 | 0,00 | 0,00 | 2823637,26 | 2823623,91 |
| 5/ 14 | 13,83 | 0,07 | 88,37 | 87,43 | 0,00 | 0,01 | 2823637,26 | 2823623,91 |
| 5/ 15 | 14,34 | 0,07 | 88,37 | 87,47 | 0,00 | 0,04 | 2823637,26 | 2823623,91 |
| 5/ 16 | 14,60 | 0,07 | 88,37 | 87,48 | 0,00 | 0,01 | 2823637,26 | 2823623,91 |
| 5/ 17 | 14,84 | 0,07 | 88,38 | 93,98 | 0,01 | 6,50 | 2823637,26 | 2823623,91 |
| 5/ 18 | 16,83 | 0,06 | 94,48 | 93,98 | 6,02 | 0,01 | 2823637,26 | 2823623,91 |
| 5/ 19 | 17,10 | 0,06 | 94,48 | 93,98 | 0,08 | 0,00 | 2823637,26 | 2823623,91 |
| 5/ 20 | 17,54 | 0,06 | 94,48 | 93,99 | 0,00 | 0,00 | 2823637,26 | 2823623,91 |

Tableau V.7 : ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque mode

D’après les résultats trouvés on constate que :

Sens x-x :

$$T_{emp} = 0,44 \text{ s} ; T_{dyn} = 0,44 \text{ s}$$

Selon **RPA 99 V 2003**, il y a la condition suivante à vérifier (art 4-2-4-4) :

$$1,3 \times T_{emp} \geq T_{dyn} \Rightarrow 0,57 \text{ s} > 0,44 \text{ s} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sens y-y :

$$T_{emp} = 0,57 \text{ s} ; T_{dyn} = 0,57 \text{ s}$$

Selon **RPA 99 V 2003**, il y a la condition suivante à vérifier (art 4-2-4-4) :

$$1,3 \times T_{emp} \geq T_{dyn} \Rightarrow 0,74 \text{ s} \geq 0,57 \text{ s} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ Le premier mode de vibration est une translation suivant l’axe (yy).

- ✓ Le deuxième mode est une translation suivant l'axe (xx).
- ✓ Le troisième mode est un mode de torsion.

Les 20 modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% selon le

[RPA99/V2003-Article 4.3.4]

- Le 1er mode est un mode translation selon l'axe Y avec 67.41% de participation de masse modale.
 - Le 2eme mode est un mode translation selon l'axe Y avec 68.47% de participation de masse modale.
 - le 3eme mode est mode torsion pure.
- On constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion.

Direction xx : 18ème mode : Masse cumulée = 94.40%

Direction yy : 17ème mode : Masse cumulée = 93.98%

V.7.1 Nombre de modes à considérer :

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N_{et}} \quad T_K \leq 0,20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K est la période du mode K.

$$N = 8 \text{ Niveau} \quad \Rightarrow \quad K \geq 3\sqrt{8} = 8,48 \quad \Rightarrow \quad K = 20 \text{ modes}$$

$$\Rightarrow \text{Mode}(10) T_K = 0,09 < 0,20 \text{ sec} \quad \text{Donc} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

Alors ; nous avons augmenté le nombre de mode jusqu'à 20 mode

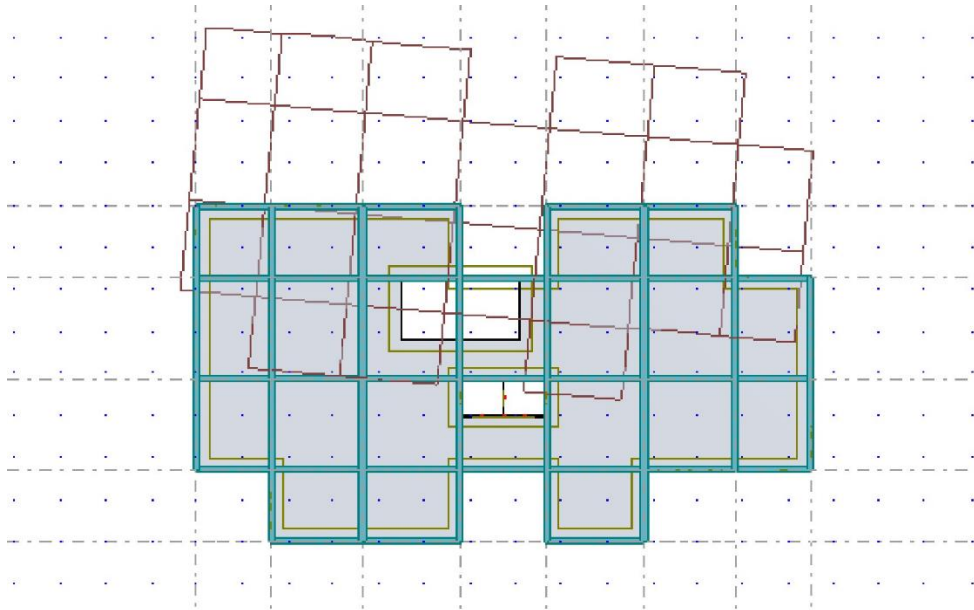


Figure V.4. Mode 1 translation sur (y-y)

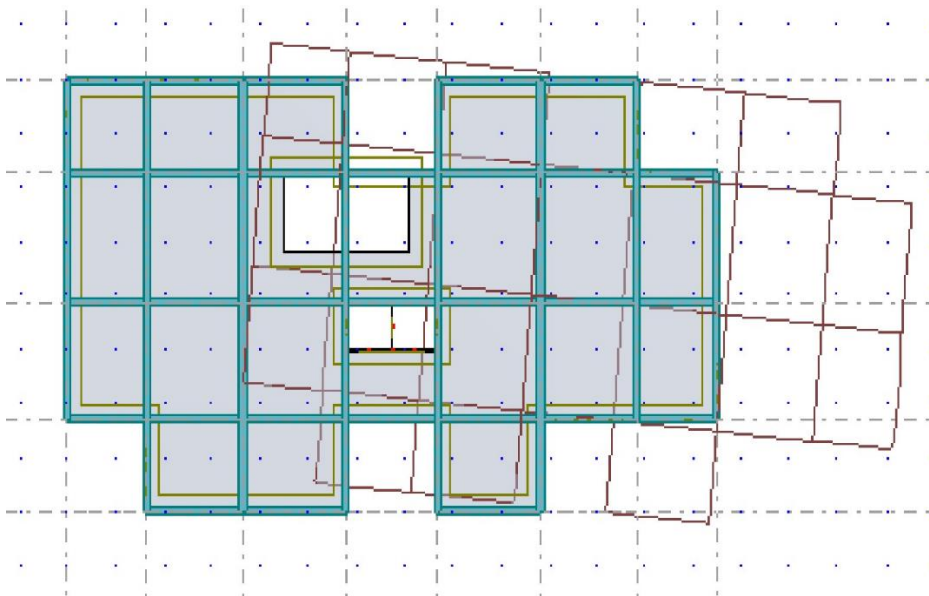


Figure V.5. Mode 2 translation sur (x-x)

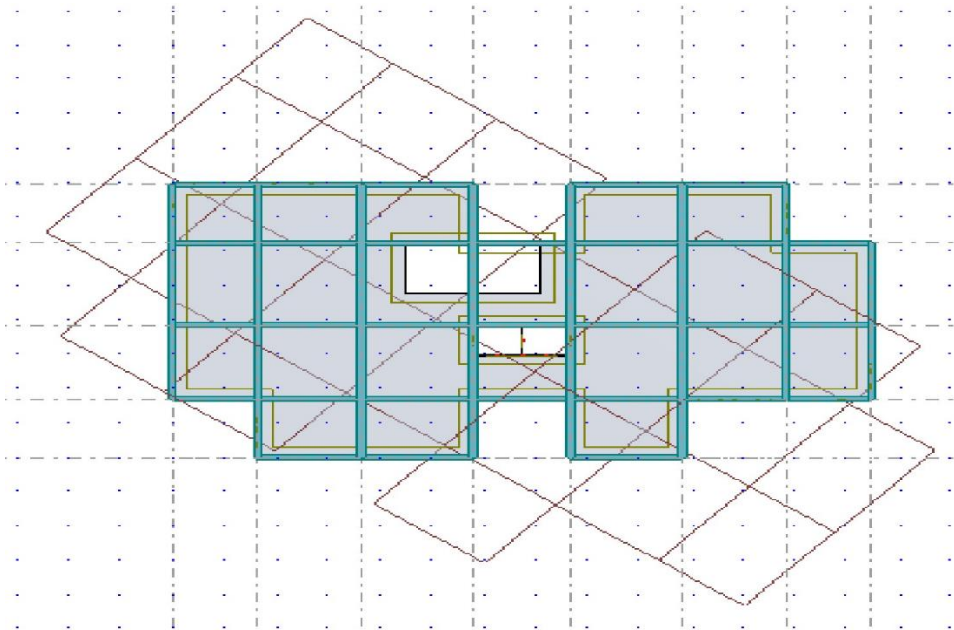


Figure V.6. Mode 3 rotation

V.7.2. Coefficient d'accélération de zone A :

Le coefficient d'accélération A est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas $A = 0,15$

V.7.3. Poids total de la structure :

Nous avons pris le poids total W calculé par le logiciel ROBOT D'après la formule (4.5) du RPA 2003

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- ❖ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes au niveau (i).
- ❖ W_{Qi} : Charges d'exploitation au niveau (i).
- ❖ β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, et donné par le tableau 7. ; On adopte : $\beta = 0,2$

| Cas | Type d'ouvrage | β |
|-----|---|--------------|
| 1 | Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés | 0,20 |
| 2 | Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, des ports, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises Entrepôts, hangars | 0,30 0,40 |
| 34 | Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés | 0,50 |
| 5 | Autres locaux non visés ci-dessus | 1,00 0,60 |

Tableau V.8 : β valeurs du coefficient de pondération

V.7.4. Calcul de la force sismique totale :

D'après le RPA99/V2003 (art 4.2.3), la force sismique totale V_t appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Facteur d'amplification dynamique moyen : D

Il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ξ .

Remarque : le poids total de la structure est donné par le logiciel Robot :

$$W = 28236,37 \text{ KN}$$

| A | D | | Q | R | W(KN) |
|------|-------|-------|------|---|----------|
| 0,15 | D_x | D_y | 1,15 | 4 | 28236,37 |
| | 2,205 | 2,027 | | | |

Tableau V.9. Paramètre de méthode statique équivalente.

✓ Sens x-x : $W_i = 28853,48 \text{ KN}$

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W_i$$

$$\Rightarrow V_x = \frac{0,15 \times 2,205 \times 1,15}{4} \times 28853,48 \rightarrow V_x = 2743,69 \text{ KN}$$

✓ Sens y-y :

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \times W_i$$

$$\Rightarrow V_y = \frac{0,15 \times 2,027 \times 1,15}{4} \times 28853,48 \rightarrow V_y = 2522,20 \text{ KN}$$

V.7.5. Vérification de l'effort tranchant à la base :

$$V_{xdyn} = 2392,82 \text{ KN}$$

$$V_{dyn} = 2095,51 \text{ KN}$$

D'après la condition de l'article 4-3-6 de RPA 99 v 2003 :

V (dynamique) > 80 % V (statique)

$$V_x \times 0,8 = 2743,69 \times 0,8 = 2194,95 < 2392,82 \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

$$V_y \times 0,8 = 2522,20 \times 0,8 = 2017,76 < 2095,51 \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

V.8. Caractéristique géométrique et massique de la structure :

V.8.1. Détermination des masses et centres de masse par étage :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Remarque :

Les coordonnées du centre de masse et de torsion sont données par le logiciel **Robot** : (Tableau V.8)

V.8.2. Calcul de l'excentricité :

✓ Excentricité théorique :

$$e_x = |X_G - X_T|$$

$$e_y = |Y_G - Y_T|$$

✓ Excentricité accidentelle :

Le centre de torsion peut être optimale par décalage du centre de masse d'une quantité de (5% L)..... [RPA99 version2003/4.2.7]

L : Plus grande dimension de bâtiment. $L_{max} = 27\text{m}$

$$e_{acc} = 5\% \times L_{max} = 0,05 \times 27 = 1,35 \text{ m}$$

Donc :

$$\text{Sens x-x : } e_{x \text{ cal}} = \max(e_{acc} ; e_{x \text{ the}})$$

$$\text{Sens y-y : } e_{y \text{ cal}} = \max(e_{acc} ; e_{y \text{ the}})$$

| | Centre de masse [ROBOT] | | Centre de Rigidité [ROBOT] | | L'excentricité théorique | | L'excentricité accidentelle | L'excentricité calculée | |
|------------------------|-------------------------|--------------|----------------------------|--------------|--------------------------|---------------------|-----------------------------|--|--|
| | X_G [m] | Y_G [m] | X_T [m] | Y_T [m] | $e_{x\ the}$ [m] | $e_{y\ the}$ [m] | | $e_x = \text{Max}$ ($e_{acc}; e_{x\ the}$) [m] | $e_y = \text{Max}$ ($e_{acc}; e_{y\ the}$) [m] |
| 9 Niveau | | | | | | | | | |
| 7 ^{ème} étage | 12,95 | 8,37 | 13,50 | 7,72 | 0,54 | 0,65 | 1,35 | 1,35 | 1,35 |
| 6 ^{ème} étage | 12,97 | 8,37 | 13,49 | 7,73 | 0,52 | 0,64 | 1,35 | 1,35 | 1,35 |
| 5 ^{ème} étage | 12,97 | 8,37 | 13,49 | 7,73 | 0,52 | 0,64 | 1,35 | 1,35 | 1,35 |
| 4 ^{ème} étage | 12,97 | 8,37 | 13,49 | 7,74 | 0,52 | 0,63 | 1,35 | 1,35 | 1,35 |
| 3 ^{ème} étage | 12,97 | 8,37 | 13,49 | 7,74 | 0,52 | 0,63 | 1,35 | 1,35 | 1,35 |
| 2 ^{ème} étage | 12,96 | 8,36 | 13,48 | 7,75 | 0,52 | 0,62 | 1,35 | 1,35 | 1,35 |
| 1 ^{er} étage | 12,96 | 8,36 | 13,48 | 7,75 | 0,52 | 0,62 | 1,35 | 1,35 | 1,35 |
| RDC | 13,05 | 8,27 | 13,47 | 7,77 | 0,41 | 0,50 | 1,35 | 1,35 | 1,35 |

Tableau V.10. Tableau récapitulatif des centres de masse et torsion et l'excentricité

V.8.4. Vérification des déplacements : [RPA99/V2003-Article 5.10]

- Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.
- Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \leq \overline{\delta_e}$$

Avec :

- R : Coefficient de comportement de la structure.

- δ_{ek} : Déplacement horizontale dû aux forces sismiques obtenu par Autodesk ROBOT ;

| Niveau | h_e [cm] | δ_{ek} [cm] | | Δ_k [cm] | | $\Delta_{r adm}$ [cm] | Vérification $\Delta_{kx}, \Delta_{ky} < \Delta_{r adm}$ |
|------------------------|------------|--------------------|----------|-----------------|----------|--------------------------|---|
| | | Sens x-x | Sens y-y | Sens x-x | Sens y-y | | |
| 7 ^{ème} étage | 306 | 1,1 | 1,5 | 0,2 | 0,5 | 3,06 | Vérifier |
| 6 ^{ème} étage | 306 | 0,9 | 1,3 | 0,2 | 0,5 | 3,06 | Vérifier |
| 5 ^{ème} étage | 306 | 0,8 | 1,1 | 0,2 | 0,4 | 3,06 | Vérifier |
| 4 ^{ème} étage | 306 | 0,6 | 0,8 | 0,2 | 0,4 | 3,06 | Vérifier |
| 3 ^{ème} étage | 306 | 0,5 | 0,6 | 0,2 | 0,3 | 3,06 | Vérifier |
| 2 ^{ème} étage | 306 | 0,3 | 0,4 | 0,1 | 0,2 | 3,06 | Vérifier |
| 1 ^{er} étage | 306 | 0,2 | 0,2 | 0,1 | 0,2 | 3,06 | Vérifier |
| RDC | 408 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 4,08 | Vérifier |

Tableau V.11. Vérification des déplacements.

Justification vis-à-vis de l'effet p : [RPA 99 version 2003/5.9]

Les effets du second 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.

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

$$V_k = \sum F_i$$

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

h_k : Hauteur de l'étage k.

Si : $0,10 < \theta_k < 0,2$; les effets P - Δ peuvent être en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o

ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si $\theta_k > 0,20$; la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Calcul de la force sismique selon la hauteur V_k :

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

W_i : Poids propre de l'étage.

h_i : Hauteur cumulée à la base de structure.

V_t : Force sismique totale.

$$F_t = 0,07.T_{xy}.V \Rightarrow T_x = 0,49 \text{ sec} < 0,7 \text{ sec} ; T_y = 0,60 \text{ sec} < 0,7 \text{ sec}$$

| Niveau | W_i | h_i | $W_i \times h_i$ | F_{ix} | F_{iy} | V_x | V_y |
|------------------------|----------|-------|-------------------|----------|----------|---------|---------|
| 7 ^{ème} étage | 27820,80 | 25,5 | 709430,40 | 254,30 | | 1179,97 | |
| 6 ^{ème} étage | 27820,80 | 22,44 | 624298,75 | 276,16 | | 1456,14 | |
| 5 ^{ème} étage | 27820,80 | 19,38 | 539167,10 | 285,22 | | 1741,36 | |
| 4 ^{ème} étage | 27820,80 | 16,32 | 454035,45 | 278,58 | | 2019,74 | |
| 3 ^{ème} étage | 27820,80 | 13,26 | 368903,80 | 254,91 | | 2274,65 | |
| 2 ^{ème} étage | 27820,80 | 10,20 | 283772,16 | 214,58 | | 2489,23 | 2288,27 |
| 1 ^{er} étage | 27820,80 | 7,14 | 198640,51 | 159,85 | 146,95 | 2649,09 | 2435,23 |
| RDC | 27820,80 | 4,08 | 113508,86 | 94,60 | 86,97 | 2743,69 | 2522,20 |
| | | | 3291757,03 | | | | |

Tableau V.12 : Disposition de force sismique.



Chapitre VI

Etude des portiques

VI.1. Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée par un système mixte voiles-portique dont les éléments Verticaux sont constitués de (poteaux-voiles) et horizontaux (poutres) L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

VI.2. Définition :

Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis des poutres Permettant de transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités à la flexion composée.

Voile :

Ce sont des éléments verticaux dont la longueur est nettement supérieure à l'épaisseur $h \geq (4 \times e)$ qui sont utilisés pour reprendre les efforts horizontaux dus au séisme. Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux Poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

VI.3. Ferrailage des portiques :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont à considérer sont les suivantes :

- **G** : Charge permanents.
- **Q** : Charge d'exploitation.
- **E** : Efforts sismiques.

VI.3.1. Combinaisons d'action :

- Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [CBA93] :
 - $1,35G+1,5Q \rightarrow$ Etat limite ultime
 - $G+Q \rightarrow$ Etat limite service
- Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :
 - $0,8 \times G \pm E$
 - $G + Q \pm E$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel Robot.

VI.3.2. Ferrailage des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : $(30 \times 40)cm^2$
- Poutres secondaires : $(30 \times 30)cm^2$

a) Ferrailages réglementaires :

1) Recommandation du R.P.A.99 (version 2003)[ART 7. 5. 2. 1] :

- Armature longitudinale :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section, donc :

- Armatures minimales : 0.5% x B en zone IIa.
- Armatures maximale $\begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$
- Longueur de recouvrement est de : $40.\varnothing$ en zone IIa.

Avec : B : Section de la poutre

➤ **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par

$$A_{tmin} = 0,003 \times S \times b \text{ RPA99/V2003 [ART 7.5.2.2].}$$

Avec :

b : Largeur de la section.

S : L'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \varnothing \right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

2) **Règlement BAEL91 : [BAEL91r99/Article 6 – 4.2]**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{pour les armatures tendues}$$

b) **La sollicitation des poutres :**

A l'aide du fichier des résultats donnés par le logiciel "ROBOT" ; on obtient les résultats

Suivants

Tableau VI.1. Tableau récapitulatif des moments fléchissant [KN.m] et efforts tranchants

| Section | Poutre principale | | | Poutre secondaire | | |
|------------------------|--------------------------|--------------------------|-----------|--------------------------|--------------------------|-----------|
| | (30×40)cm ² | | | (30×30)cm ² | | |
| Sollicitation | M _t [KN.m] | M _a [KN.m] | T [KN] | M _t [KN.m] | M _a [KN.m] | T [KN] |
| Etat limite ultime | 47,61 | -85,90 | 146,33 | 30,71 | -56,35 | 165,98 |
| Etat limite service | 34,75 | -62,64 | | 22,42 | -41,10 | |
| Situation accidentelle | 108,82 | -105,22 | | 87,91 | -102,52 | |

➤ **Armatures longitudinales :**

1) **Condition imposées par le RPA99/V2003 :**

❖ Poutre principale : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

❖ Poutre secondaire : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$

2) **Condition imposées le BAEL91 :**

- **Poutre principale :**

$$h = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = h - \frac{h}{10} = 40 - \frac{40}{10} \Rightarrow d = 36 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

- **Poutre secondaire :**

$$h = 30 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = h - \frac{h}{10} = 30 - \frac{30}{10} \Rightarrow d = 27 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2$$

3) **Exemple de calcul : Poutres principales (30×40)cm²**

A. En travée :

- **Situation durable et transitoire :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_t = 47,61 \text{ KN.m}$$

✚ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{47610}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,0862$$

$$\mu = 0,0862 < \mu_L = 0,392 (\text{Acier FeE400}) \rightarrow \text{n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_t$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,112$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,954$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{47610}{348 \times 0,954 \times 36} = 3,98 \text{ cm}^2$$

- **Condition non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

- **Situation accidentelle :**

➤ **ACC :**

$$M_t^{acc} = 108,82 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{108820}{18,48 \times 30 \times (36)^2} = 0,151$$

$$\mu = 0,151 < \mu_l = 0,392 (\text{Acier FeE400}) \rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,20$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,917$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{108820}{348 \times 0,917 \times 36} = 9,45 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{acc}) \Rightarrow A_t = 9,45 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures : 3T12+4T14 $\Rightarrow A_t = 9,54 \text{ cm}^2$

➤ **Etat limite service :**

$$M_t^s = 34,75 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire avec } A \neq B \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{47610}{34750} = 1,37$$

$$\alpha = 0,20 < \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Fissuration peu nuisible..... Aucune vérification pour (σ)

Donc: Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

B. En appuis :

- **Etat limite ultime (E.L.U):**

$$M_a^u = - 85,90 \text{ KN.m}$$

✚ **Vérification de l'existence des armatures comprimée :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{85900}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,155$$

$$\mu = 0,0862 < \mu_L = 0,392 (\text{Acier FeE400}) \rightarrow \text{n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,212$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,914$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{85900}{348 \times 0,914 \times 36} = 7,50 \text{ cm}^2$$

- **Condition non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

- **Situation accidentelle :**

➤ **ACC :**

$$M_a^{acc} = -105,22 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{105220}{18,48 \times 30 \times (36)^2} = 0,146$$

$$\mu = 0,146 < \mu_l = 0,392 (\text{Acier FeE400}) \rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,198$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,920$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{105220}{348 \times 0,920 \times 36} = 9,12 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{acc}) \Rightarrow A_t = 9,12 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 3T14+ 3T16 $\Rightarrow A_a = 10,65 \text{ cm}^2$

➤ **Etat limite service :**

$$M_a^s = - 62,64 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire avec } A \neq B \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{85900}{62640} = 1,37$$

$$\alpha = 0,20 < \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Fissuration peu nuisible..... Aucune vérification pour (σ_s)

Donc: Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

c) **Calcul des armatures transversales:**

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_{max} = 165,98 \text{KN}$$

a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

[CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$\text{Avec: } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 36 \Rightarrow a = 32,4$$

$$T_{max}^u = 165980 \text{ N} \leq 0,267 \times 32,4 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 648810 \text{ N}$$

Donc: il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

Inférieures: [CBA93/A.5.1.3]

On doit vérifier que:

$$A_{inf} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right] \text{ [CBA93/A.5.1.3]}$$

$$A_{inf} = 6,03 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[165980 + \frac{85900}{0,9 \times 36} \right] \times 10^{-2} = 4,84 \text{ cm}^2$$

Donc: Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales Inférieures.

c) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.2.1.1]

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \times d} = \frac{165980}{30 \times 36 \times 10^2} = 1,53 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible: } \overline{\tau_u} = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,53 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures transversales sont}$$

Perpendiculaires à la ligne moyenne.

d) Section et écartement des armatures transversales A_t : [Article BAEL91/4.2.3]

➤ Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{1min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,20 \right) = 1,2 \text{ cm} = 12 \text{ mm}$$

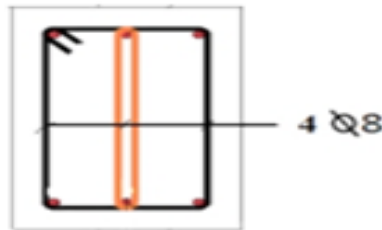


Figure VI.3: Armatures transversales.

On prend:

$$\varnothing_t = 8\text{mm de nuance d'acier FeE235} \Rightarrow 4\varnothing 8 \Rightarrow A_t = 2,01\text{cm}^2 (2\text{cadre})$$

L'espace des armatures transversales:

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.3}]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1 ; \cos \alpha = 0 \end{array} \right.$$

Donc:

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,80 \times 235}{30 \times (1,53 - 0,3 \times 2,1)} = 13,99\text{cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) = \min (32,4; 40) = 32,4\text{cm} \quad [\text{CBA93/A.5.A.2.2}].$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36\text{cm}$$

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_t \leq \min (13,99; 32,4; 39,36) = 13,99\text{cm}$$

- Selon le **RPA99(version2003)**:

➤ **Zone nodale:**

$$\delta_{t4} \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12; \varnothing \right) = \min \left(\frac{40}{4}; 12; 1,20 \right) = 1,20\text{cm}$$

➤ **Zone courante :**

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}$$

Donc:

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_t = 15\text{cm} \text{ en zone courante} \\ \delta_t = 10\text{cm} \text{ en zone nodale} \end{array} \right.$$

e) **Vérification des armatures transversales:**

➤ **Zone nodale :**

$$A_{t \min} = 0,005 \times 10 \times 30 = 1,5\text{cm}^2$$

➤ **Zone courante :**

$$A_{t \min} = 0,005 \times 15 \times 30 = 2,25 \text{ cm}^2$$

f) Longueur de recouvrement:

La longueur minimale de recouvrement est:

$$L_r = 40\phi_{\max} \text{ (Zone IIa)}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm on adopte} \rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm on adopte} \rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$$

La jonction par recouvrement doit être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (Zones critiques).

Remarque: étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est le même que celle déjà montrée ci-avant; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

| Type des poutres | | $A_{\min} [\text{cm}^2]$ | | $A_{\text{cal}} [\text{cm}^2]$ | Barres choisies | $A_{\text{corr}} [\text{cm}^2]$ | Recouvrement $[\text{cm}^2]$ |
|-----------------------------|---------|--------------------------|-------|--------------------------------|-----------------|---------------------------------|------------------------------|
| | | B.A.E.L | R.P.A | | | | |
| Poutres Principales (30×40) | Travées | 1,30 | 6 | 8,24 | 3T16+3T12 | 9,42 | 56 |
| | Appuis | | | 7,94 | 3T12+3T14 | 8,01 | 56 |
| Poutres Secondaires (30×30) | Travées | 0,97 | 4,5 | 3,44 | 3T14 | 4,62 | 56 |
| | Appuis | | | 6,67 | 6T12 | 6,78 | 56 |

Tableau VI.2: Tableau récapitulatif de ferrailages des poutres principales et secondaires.

g) Ferrailages des poutres :

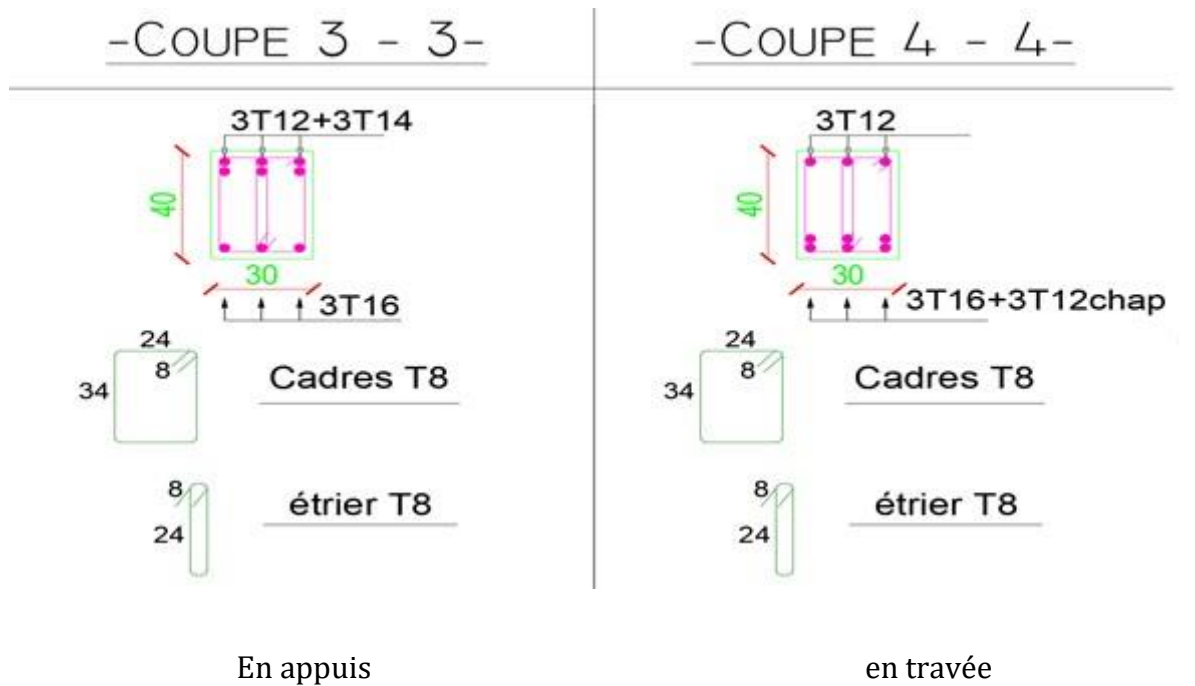


Figure VI.2. Schéma Ferrailage des poutres principales (30x40)

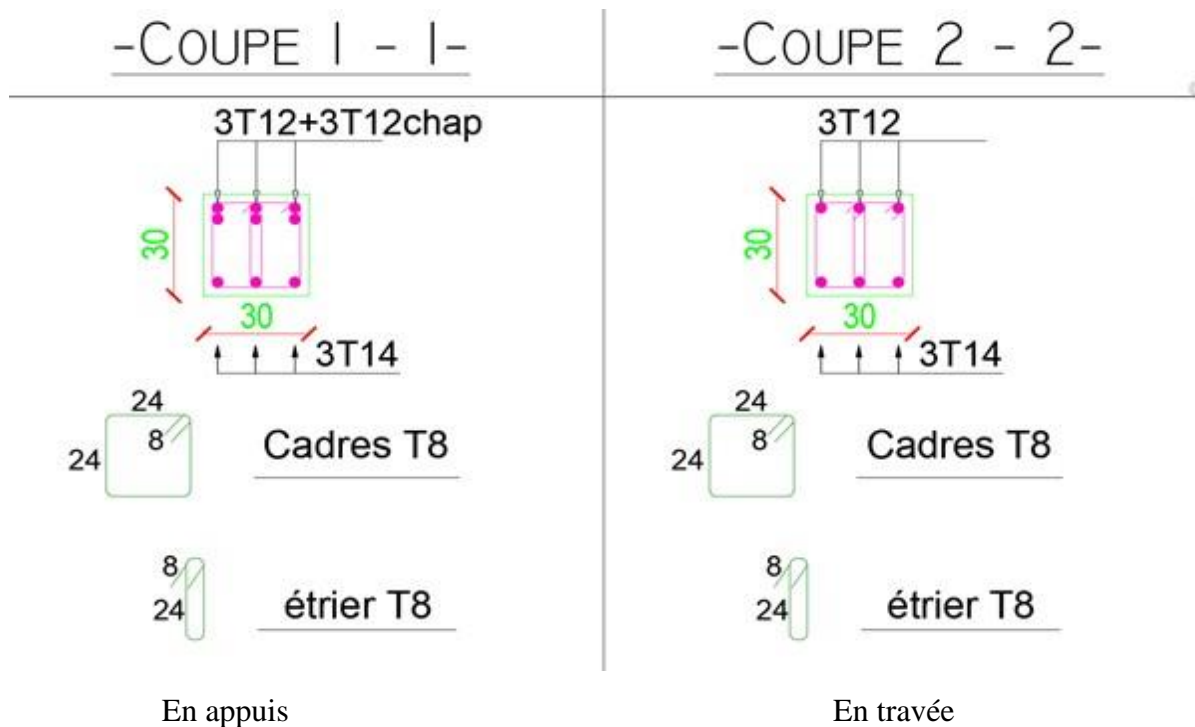


Figure VI.3. Schéma Ferrailage des poutres secondaire (30x30)

VI.3.3. Etude des poteaux :

➤ **Leurs rôles :**

Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau)

Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts Horizontaux :

- Effet du vent
- Effet de la dissymétrie des charges
- Effet de changement de la température
- Effet des efforts sismiques

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à deux moments fléchissant (M_y , M_z) (voir figure VI.8)

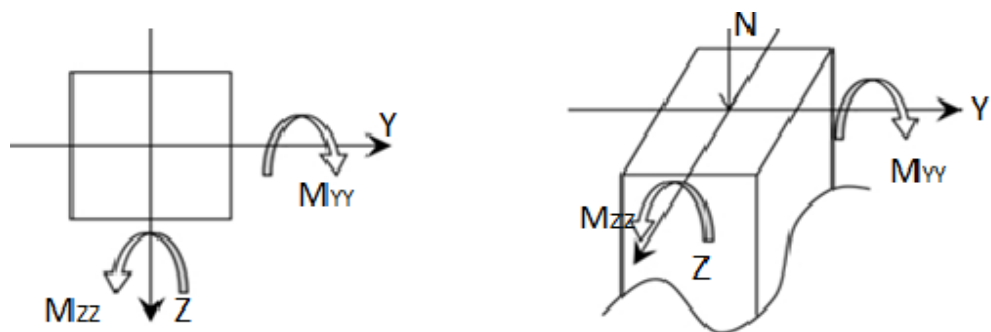


Figure VI.8 : Sollicitation sur les poteaux.

Une section soumise à la flexion composée peut être:

- Une section partiellement comprimée (s.p.c)
- Une section entièrement comprimée (s.e.c).
- Une section entièrement tendue (s.e.t).

❖ **Section partiellement comprimée:**

Une section partiellement comprimée si:

Le centre de pression (point d'application de l'effort normal N) se trouve à l'extérieur des armatures si l'effort normal est un effort de traction.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section si l'effort normal est un effort de compression si l'effort de compression se trouve à l'intérieur de la section; alors il faut vérifier:

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c') \geq N'(d - c') - M_1$$

Avec M_1 : Moment fléchissant par rapport aux armatures tendues.

❖ Section entièrement comprimée:

La section est entièrement comprimée \Rightarrow le diagramme des déformations passe par le pivot

[domaine 3] caractérisé par $\varepsilon_b = 2\%$ pour la fibre située $\frac{3}{7}a$ de la fibre la plus comprimée.

❖ Section entièrement tendue :

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

VI.3.3.1. Combinaison des charges :

- Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [CB193] :

$$\pm 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Etat limite ultime}$$

$$\pm G + Q \Rightarrow \text{Etat limite de service}$$

- Combinaisons accidentelles selon le [RPA99v2003] :

$$\pm 0,8 \times G \pm E$$

$$\pm G + Q \pm E$$

VI.3.3.2. Principe de calcul :

- i. $N_{max} ; M_{zz\ corr}$
- ii. $N_{max} ; M_{yy\ corr}$
- iii. $M_{zz\ max} ; N_{corr}$
 - i. $M_{yy\ max} ; N_{corr}$
 - ii. $N_{min} ; M_{zz\ corr}$
 - iii. $N_{min} ; M_{yy\ corr}$

VI.3.3.3. Ferrailage des poteaux :

a) Ferrailage réglementaire :

1) Recommandation du R.P.A99 version 2003 [ART 7.4.2.1] :

➤ Armatures longitudinales :

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

- Leur pourcentage minimale sera de : 0,8% en (zone Iia)
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - ✚ 4% en zone courante.
 - ✚ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est 12mm.
- La longueur minimale du recouvrement est de :
 - ✚ 40 Φ en (zone Iia).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - ✚ 25cm en (zone IIa)
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique).
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :
 - ✚ $L' = 2h$
 - ✚ $h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60\text{cm} \right)$

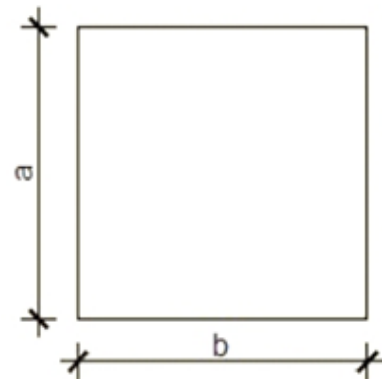
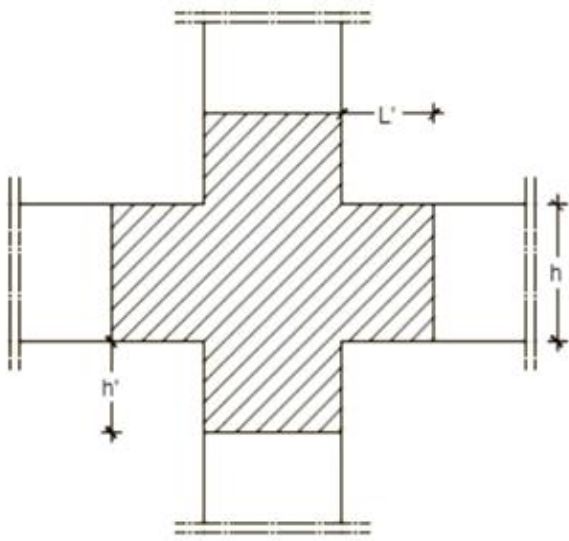


Figure.VI.9. section de calcul du poteau

Figure.VI.10. zone nodale [RPA99/2003.Figure.7.2]

Avec :

h : La hauteur de la poutre

b et a : dimension du poteau

h_e : La hauteur libre entre deux niveaux.

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{\delta} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{\alpha \times f_e} \quad [\text{RPA99/7.4.2.2}]$$

Avec :

T_u : Effort tranchant ultime

a : Hauteur totale de la section brute

f_e : Limite élastique des armatures transversales et

α : Coefficient dépendant de l'élanement géométrique

$$\rho_a = 2,5 \text{ si } \lambda \geq 5 \Rightarrow \lambda = \frac{L_f}{a}$$

$$\rho_a = 3,75 \text{ si } \lambda \leq 5$$

δ_t : Espacement des armatures transversales qui peut déterminer comme suit :

✚ Zone nodale : $\delta < t_{min} (10\phi_L ; 15\text{cm}) \dots\dots\dots$ (Zone IIa)

✚ Zone courante : $\delta_t < 15\phi.L \dots\dots\dots$ (Zone IIa)

ϕ_L : diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

❖ **Section minimale des armatures transversales :**

$\frac{A_t}{\delta_b \times d}$ En % est donnée comme suit :

- i. Si : $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,4\%$
- ii. Si : $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\%$
- iii. Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpolation des valeurs illimites précédent avec :

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

➤ **Règlement BAEL91 :**

La section AL des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes

$$\left. \begin{array}{l} AL \geq \frac{4cm^2}{mL} \\ 0,1\%B \leq AL \leq 4\%B \end{array} \right\} \text{ Pour section entièrement comprimée.}$$

Avec B : la section totale de poteau.

Armatures minimales imposées par les règles BAEL.91 :

$$A_{min} \geq \max \left[0,2 \cdot \frac{b \cdot h}{100} ; 8 \cdot \frac{b+h}{100} \right] \Rightarrow \text{ Pour la compression simple}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{ Pour la flexion simple}$$

➤ **Armatures transversale [BAEL91/A.8.1.3]**

Le diamètre minimal des armatures transversales :

Et l'espaceur : $\delta_t = \min (15\Phi_{l \min} ; 40\text{cm} ; (b+10) \text{ cm})$

b : plus petite dimension de la section transversale du poteau et

$\Phi_{l \min}$: Plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaires à la résistance dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir au minimum trois Cours des armatures transversales.

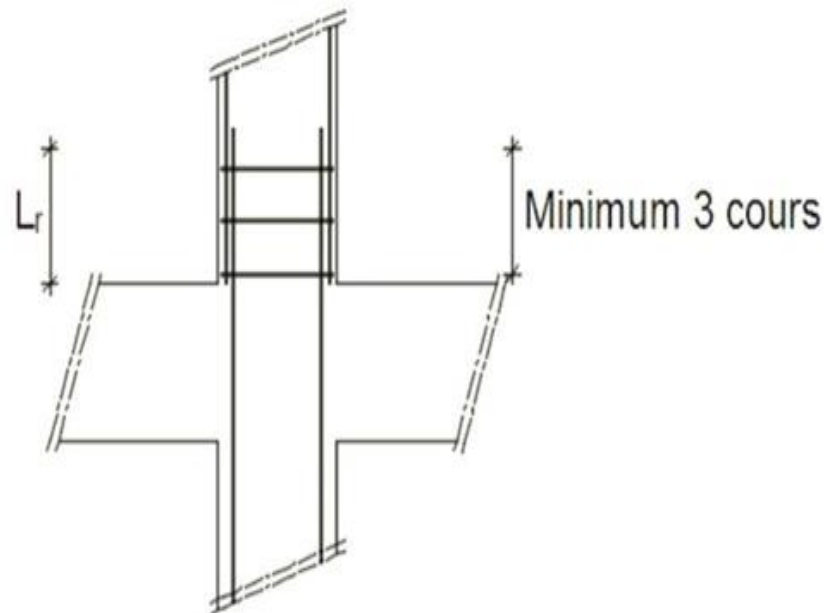


Figure VI.11 : Armatures transversales dans la zone de recouvrement

| Combinaison | Sollicitation | Poteau (50x50) | Poteau (45x45) | Poteau (40x40) | Poteau (35x35) | Poteau (30x30) |
|---------------------------------------|-------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 1,35G+1,5Q ELU 1 er cas | N_{max} [KN] | 1691,07 | 1464,07 | 1039,76 | 629,19 | 226,58 |
| | M_{corr} [KN.m] | 1,86 | 5,67 | 4,95 | 4,66 | 4,97 |
| | T_{max} [KN] | 45,24 | 47,71 | 44,86 | 39,26 | 47,15 |
| G+Q±EX 0,8G±EX ACC 2 éme cas | M_{max} [KN] | 68,95 | 80,75 | 81,49 | 63,19 | 43,00 |
| | N_{corr} [KN.m] | 1702,37 | 647,12 | 372,91 | 156,52 | 72,75 |
| | T_{max} [KN] | 90,50 | 83,84 | 75,49 | 57,28 | 50,58 |

Tableau VI.4. Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants.

d. Exemple de calcul du ferrailage :

- Calcul des armatures longitudinales :
 - Etat limite ultime (ELU) :

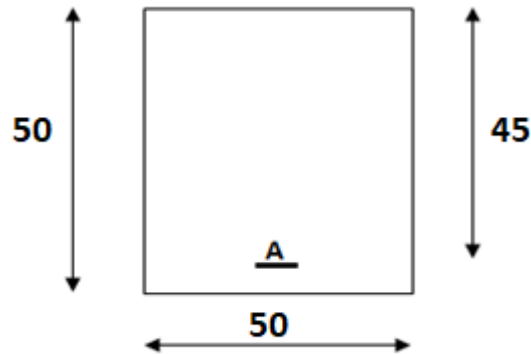


Figure VI.12. Section de calcul

❖ 1 er Cas :

| Niveau | Poteau | Sollicitation | |
|--------|---------|----------------|-----------------|
| | | N_{max} [KN] | M_{corr} [KN] |
| RDC | (50×50) | 1691,07 | 1,86 |

Tableau VI.5. Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (50×50) cm².

✚ Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{186}{1691,07} = 0,109 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{50}{12} = 4,16 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression}$$

est appliqué à l'intérieur de la section.

✚ Vérification si on a une compression excentré

?

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm (Bâtiment a étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{50} = 5,712 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

Pour détermination des armatures en compression excentrée.

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

$e_0 = \frac{M}{N}$: Excentricité géométrique

e_a : Excentricité additionnelle

e_2 : Excentricité du second ordre

1) Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]

| Niveau | L [cm] | e_1 [cm] |
|--------|--------|---------------------------------------|
| | | $\max\left(2cm; \frac{L}{250}\right)$ |
| RDC | 408 | 2 |

Tableau VI.6 .Tableau de calcul Excentricité additionnelle

2) Excentricité du second ordre e_1 : [BAEL91]

| Niveau | $e_2 = \frac{3 \times L f^2}{10^4} \times [2 + \alpha \times \Phi]$ | $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{L f}{35}\right)^2}$ | Φ | $M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$ | N'_1 |
|--------|---|---|--------|--|---------|
| RDC | 1,75 | 0,79 | 2 | 65,25 | 1691,07 |

Tableau VI.7 .Tableau de calcul Excentricité du second ordre Et les sollicitation majorées

- **Position du point de l'effort normal de compression N'_1 :**

$e_1 = \frac{M'_1}{N'_1}$ [cm] = 3,85 cm < $\frac{h}{2} = 25$ cm \Rightarrow L'effort normal de compression est appliquée a l'intérieur de la section.

- **Vérification si la section est entièrement comprimée:**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

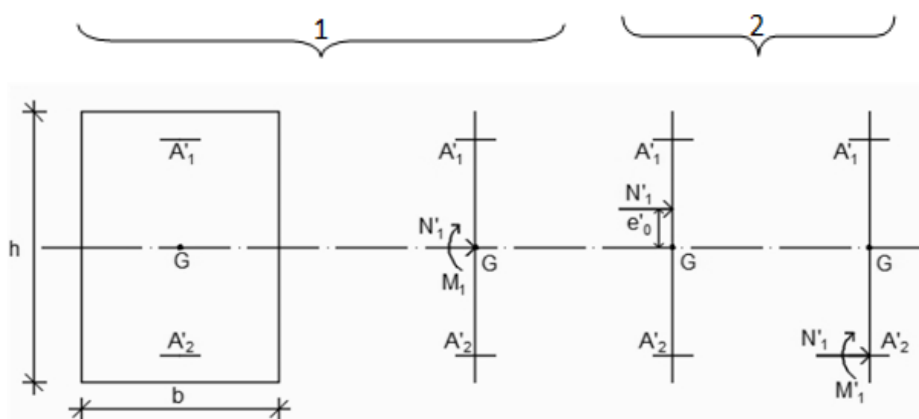


Figure VI.13. Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale.

- **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:**

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times (d - \frac{h}{2})$$

$$M_1 = 65,25 + 1691,07 \times (0,45 - \frac{0,5}{2})$$

$$M_1 = 351,264 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 14,2 \times 50 \times 50 = 454400 \text{ N.m}$$

$$(1) = 454,4 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1691,07 \times (0,45 - 0,05) - 351,264$$

$$(2) = 325,164 \text{ KN.m}$$

✚ Conclusion :

(1) = 454,4 KN.m > (2) = 325,164 KN.m \Rightarrow la section EST partiellement comprimée (SPC).

Remarque:

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M1

- **Calcul des armatures en flexion simple :**

✚ Vérification de existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = 0,244$$

$$\mu = 0,244 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,355$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow 0,857$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{351264}{348 \times 0,857 \times 45} = 26,17 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \gamma_s} = 26,17 - \frac{1691070}{100 \times 348} = -22,42 < 0 \Rightarrow \text{on prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

❖ 2^{ème} Cas: Combinaison accidentelle

| Niveau | Poteau | Solicitation | |
|--------|---------|----------------|-----------------|
| | | M_{max} [KN] | N_{corr} [KN] |
| RDC | (50×50) | 68,95 | 1702,37 |

Tableau VI.5. Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (50×50) cm².

Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e = \frac{M_{max}}{N_{corr}} = \frac{6895}{1702,37} = 4,05 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{50}{12} = 4,16 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

Vérification si on a une compression excentré

?

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm (Bâtiment a étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{50} = 5,712 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

Pour détermination des armatures en compression excentrée.

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

$e_0 = \frac{M}{N}$: Excentricité géométrique

e_a : Excentricité additionnelle

e_2 : Excentricité du second ordre

3) Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]

| Niveau | L [cm] | e_a [cm] |
|--------|--------|-------------------------------------|
| | | $\max(2 \text{ cm}; \frac{L}{250})$ |
| RDC | 408 | 2 |

Tableau VI.6. Tableau de calcul Excentricité additionnelle

4) Excentricité du second ordre e_1 : [BAEL91]

| Niveau | $e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4} \times [2 + \alpha \times \Phi]$ | $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot (\frac{L_f}{35})^2}$ | Φ | $M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$ | N'_1 |
|--------|---|--|--------|--|---------|
| RDC | 1,75 | 0,79 | 2 | 132,81 | 1702,37 |

Tableau VI.7. Tableau de calcul Excentricité du second ordre Et les sollicitation majorées

- Position du point de l'effort normal de compression N'_1 :

$e_1 = \frac{M'_1}{N'_1}[\text{cm}] = 7,8 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm} \Rightarrow$ L'effort normal de compression est appliquée a l'intérieur de la section.

- **Vérification si la section est entièrement comprimée:**

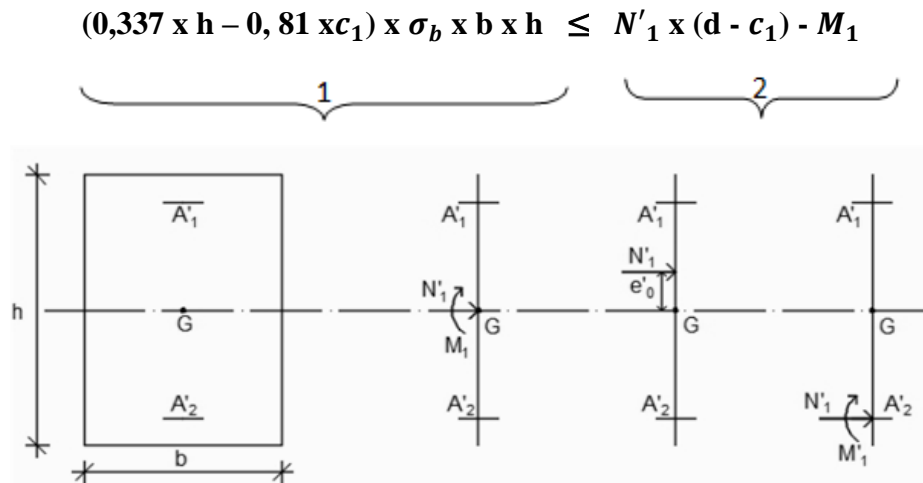


Figure VI.14. Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

- **Moment par rapport aux armatures les moins comprimée:**

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times (d - \frac{h}{2})$$

$$M_1 = 132,78 + 1701,37 \times (0,45 - \frac{0,5}{2})$$

$$M_1 = 366,83 \text{ KN.m}$$

$$(2) = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 18,48 \times 50 \times 50 = 591360 \text{ N.m}$$

$$(3) = 591360 \text{ KN.m}$$

$$(4) = 1701,37 \times (0,45 - 0,05) - 366,83$$

$$(2) = 313,718 \text{ KN.m}$$

✚ **Conclusion :**

$(2) = 591,36 \text{ KN.m} > (2) = 313,718 \text{ KN.m} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée (SPC).

Remarque:

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

- **Calcul des armatures en flexion simple :**
- ✚ **Vérification de existence des armatures comprimée :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{313718}{18,48 \times 50 \times (45)^2} = 0,167$$

$$\mu = 0,167 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe} ; 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,230$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow 0,907$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{313718}{400 \times 0,907 \times 45} = 19,21 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N_1}{100 \times \gamma_s} = 19,21 - \frac{1701370}{100 \times 400} = -23,31 < 0 \Rightarrow \text{on prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

✚ Conclusion :

$$A = \max (A_{CAL} ; A_{\min RPA} ; A_{\min BAEL}) = 20 \text{ cm}^2$$

✚ Vérification de l'effort tranchant:

$$T_{\max} = 45,24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = - \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{45,24 \times 10^3}{50 \times 45 \times 100} = 0,201 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ad}} = \min (0,1 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_{ad}} \rightarrow \text{Condition verifier}$$

✚ Armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{2}{3} = 0,66 \text{ cm} = 6,6 \text{ cm}$$

Donc on prendra $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

✚ Calcul des espacements :

❖ Suivants les règles BAEL91:

$$\delta_t \leq \min (15\phi_{L\min} ; 40 \text{ cm} ; b+10 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

❖ D'après les règles RPA99(version2003): (zone II)

$$\text{Zone nodale: } \delta_t \leq \min (100\phi_{L\min} ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante: } \delta_t \leq 15\phi_{L\min} = 24 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 10 \text{ cm}$$

✚ **Armatures transversales minimales:**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{50} = \frac{285,6}{50} = 5,71\text{cm} > A_{min} = 0,3\% \times b \times \delta_t = 0,003 \times 50 \times 15 = 2,25 \text{ cm}^2$$

✚ **Détermination de la zone nodale: [RPA99 V2003.Art 7.4.2.1 page 49]**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2.h \rightarrow L' = 2 \times 50 \rightarrow L' = 100\text{cm}$$

$$h' = \max F \left(\frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \right) = \max \left(\frac{408}{6} ; 50 ; 50 ; 60 \right) = 60\text{cm}$$

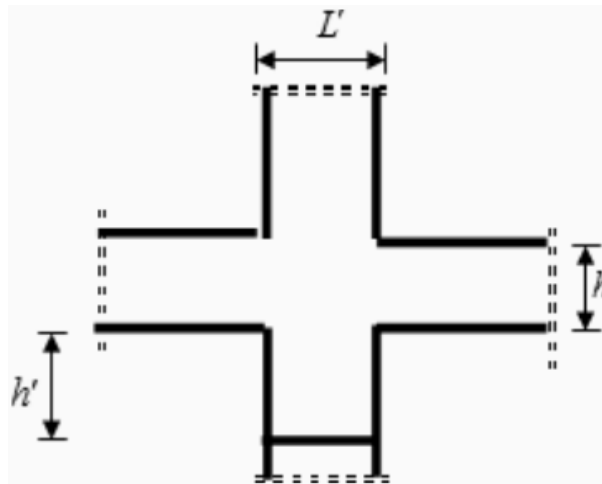


Figure VI.15. La zone nodale dans les poteaux

✚ **Longueur de recouvrement:**

$$L_r = 50.\phi_{Lmax}$$

$$L_r = 100\text{cm}$$

Remarque:

Nous avons présente un exemple de calcul d'un type de poteau ($50 \times 50 \text{ cm}^2$). Le reste des calculs est présente dans le (tableau) qui nous indiquera les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales sur chaque type de poteau et selon les règlement utilisés B.A.E.L 91 et le R.P.A99.

| Poteau (cm) | A_{CAL} [cm^2] | $A_{min RPA}$ [cm^2] | $A_{min BAEI}$ [cm^2] | Choix | $A_{adopté}$ [cm^2] | Espacement courant [cm] | Espacement nodale [cm] |
|----------------|-------------------------|-----------------------------|------------------------------|-----------|----------------------------|-------------------------------|---------------------------|
| (50x50) | 2,5 | 25 | 8 | 8T16+4T20 | 28 | 10 | 15 |
| (45x45) | 2,3 | 20,2 | 7,2 | 12T16 | 24,13 | 10 | 15 |
| (40x40) | 2 | 16 | 6,4 | 12T14 | 18,47 | 10 | 15 |
| (35x35) | 1,8 | 12,2 | 5,8 | 8T12+4T14 | 13,57 | 10 | 15 |
| (30x30) | 1,5 | 9 | 4,8 | 8T12 | 9,05 | 10 | 15 |

Tableau VI.10. Tableau récapitulatif du choix de ferrailage des poteaux.

VI.5.4. Schéma de ferrailage des poteaux:

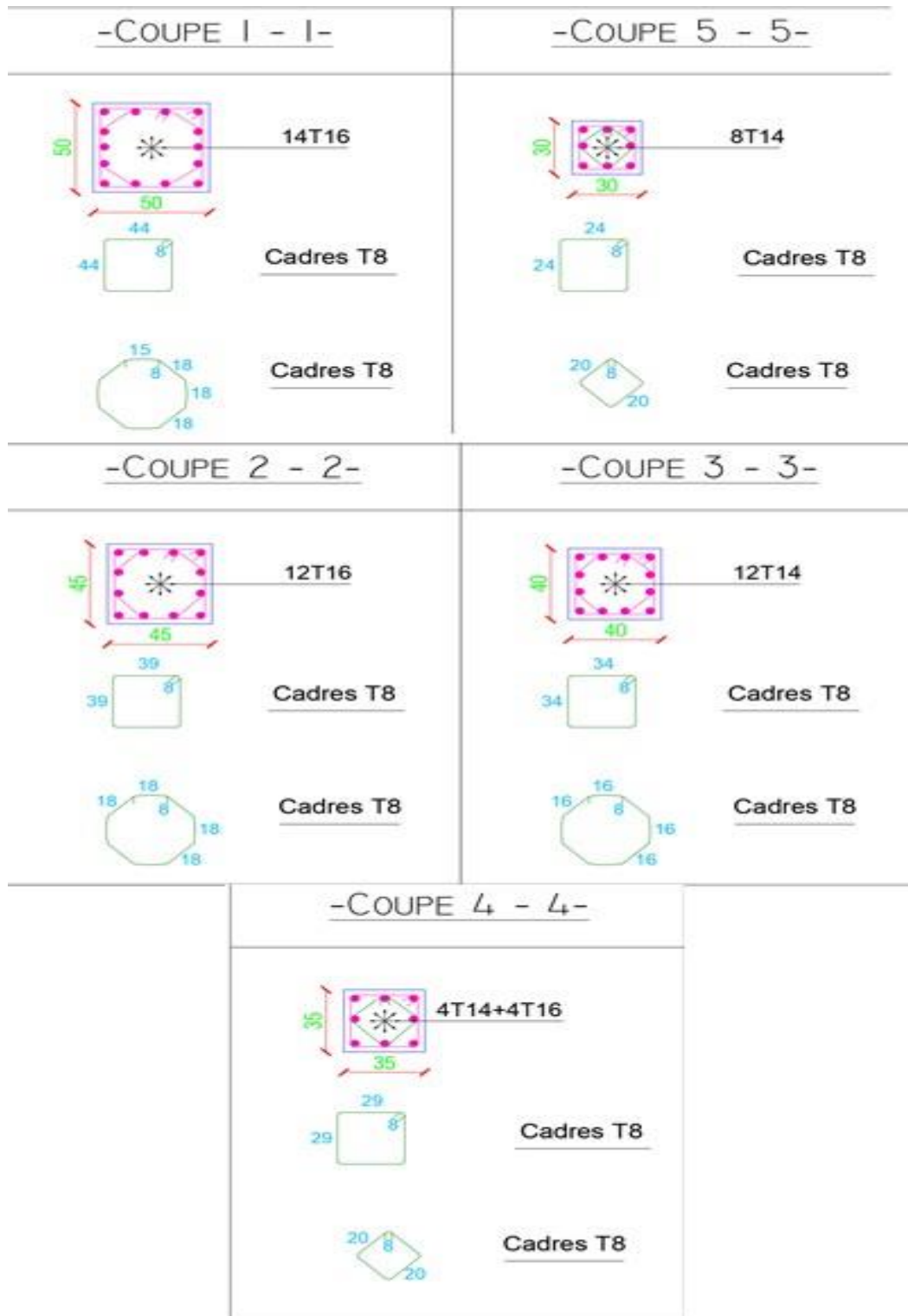


Figure VI.12. Schéma de ferrailage des poteaux.



Chapitre VII

Etude des voiles

VII.1. Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction verticale surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs. On utilise les voiles dans tous les bâtiments, quelles que soient leurs destinations (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels...)

- Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique). Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismique, car il a une capacité de résistance satisfaisante. Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent, une attention particulière doit être observée pour ce type de structure :

Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion).
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

VI.2. Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes

- 1) $G + Q \pm E$ (vérification du béton)
- 2) $0,8G + E$ (calcul des aciers de flexion)

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003). Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature

- Armatures verticales
- Armatures horizontale (parallèles aux faces des murs)
- Armatures transversales

VIII.3. Exigence du RPA99/2003 (7.7.4) :

1) Aciers verticaux :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%. Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement). A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

2) Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10

. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

3) Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$S \leq 1,5 e$ et $S \leq 30\text{cm}$

Article 7.7.4.3 RPA

e: épaisseur de voile

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à

L'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
- $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

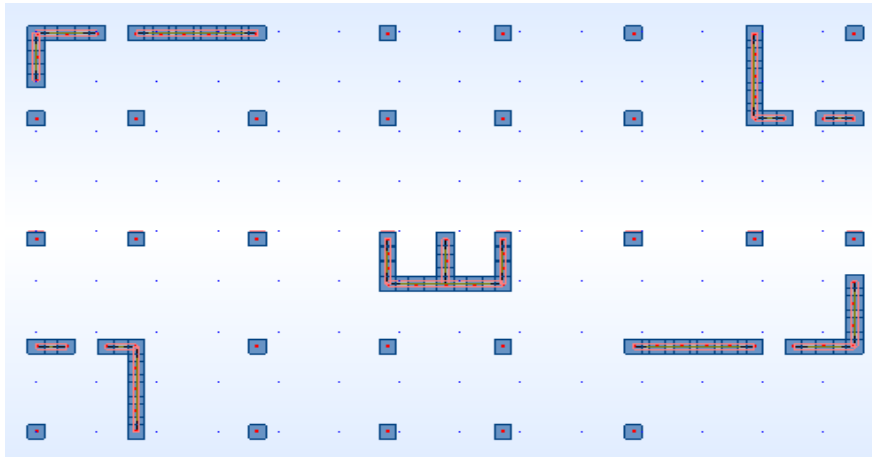


Figure VII.1. Disposition des voiles

VII.4. Pré-dimensionnement des voiles:

Les différentes épaisseurs des voiles dans le tableau suivant :

| Voiles | Hauteur | Epaisseur |
|---|---------|-----------|
| RDC | 4,08 | 20cm |
| 1 ^{er}7 ^{ème} étage | 3,06 | 20 cm |

Tableau VII.1. Pré-dimensionnement des voiles

✓ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux. Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

✓ **Armatures verticales :**

Le ferrailage vertical sera dispose de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion compose, en tentant compte des prescriptions composees par

l'RPA99/V2003, et décrites ci-dessous : L'effort de traction engendre dans une partie du voile être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de la section horizontal du béton tendu.

$$A_{min} = 0,2\% \times L_t \times e$$

L_t = longueur de zone tendue.

E : épaisseur du voile.

-Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligatures avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être à l'épaisseur des voiles.

-Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

-Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie

Supérieure.

- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (Junction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile (comme indique la suivant). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

✓ **Armatures horizontales :**

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées

sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

VII.5. Ferrailage des voiles :

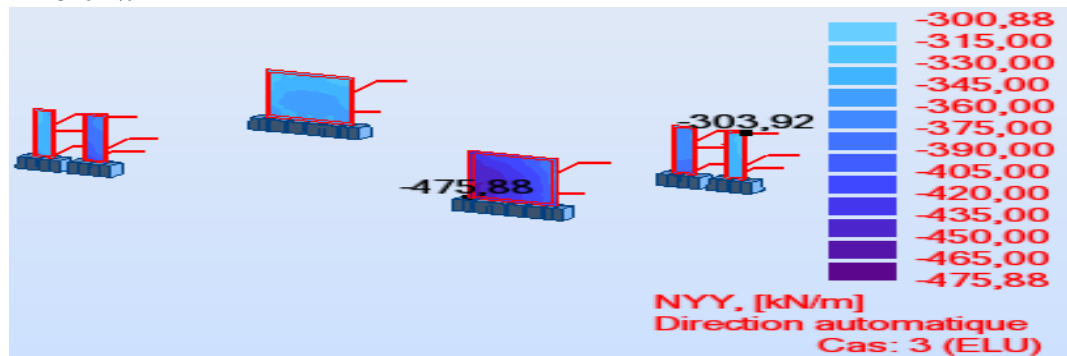
Exemple d'application :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile V5 RDC :

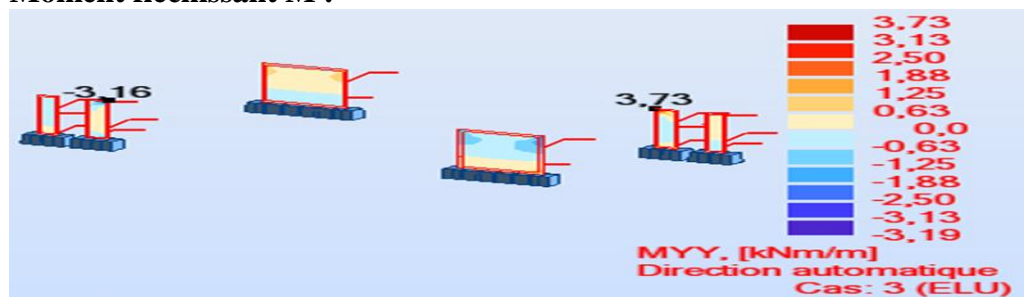
- Détermination des sollicitations :

➤ **ELU:**

Effort N:



Moment fléchissant M :



➤ **ELS:**

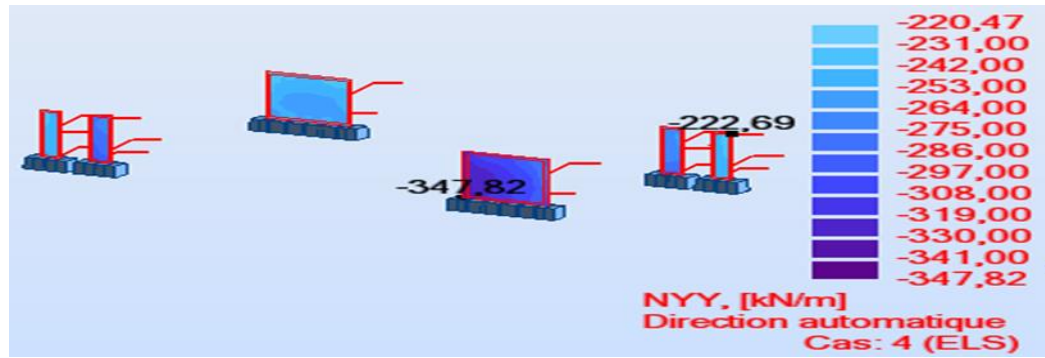


Figure VII.4. Effort N à l'ELS

Moment fléchissant M:

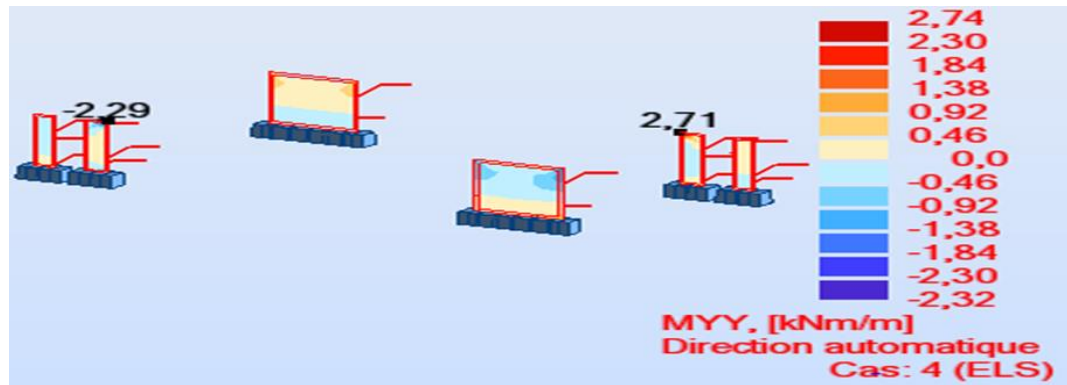


Figure VII.5. Moment fléchissant M à l'ELS

➤ ELA :

Effort N:



Figure VII.6. Effort N à l'ELA

Moment fléchissant M:

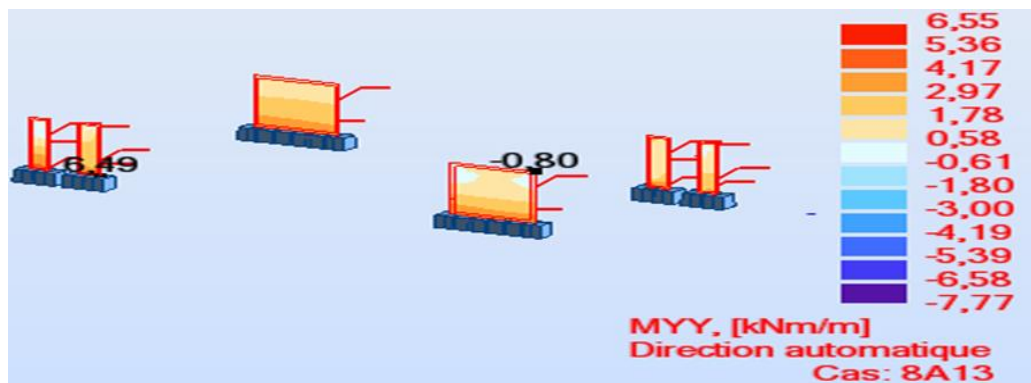


Figure VII.7. Moment fléchissant M à l'ELA

| Section | Moment fléchissant [KN.m] | N_{min} [KN] |
|---------|------------------------------|-------------------|
| ELU | 3.73 | -475.88 |
| ELS | 2.74 | -247.82 |
| ELA | 6.55 | 943.58 |

Tableau VII.2. Les sollicitations de calcul du voile

VII.5.1. Ferrailage des armatures verticales :

On fait le ferrailage a l'aide de ROBOT EXPERT:

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25\text{MPa}$ Acier: $f_e = 400\text{MPa}$

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

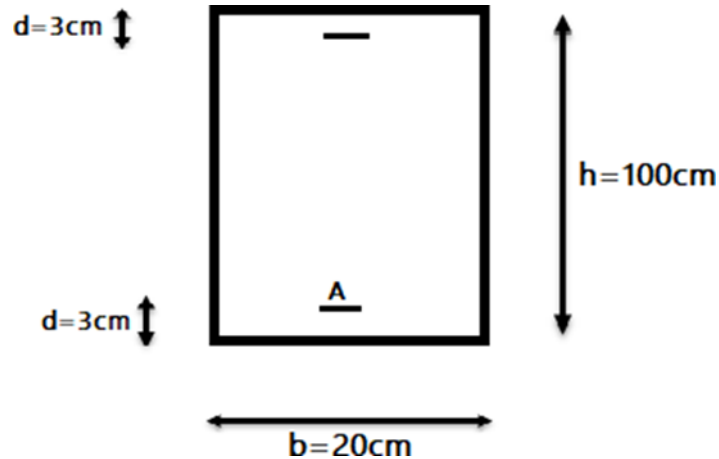


Figure VII.8. Section du calcul de voile suivant l'axe x-x

3. Résultats :

Section d'acier :

Section théorique $As1 = 7.6 \text{ cm}^2$

Section théorique $As2 = 6.1 \text{ cm}^2$

Section minimum $As_{min} = 2.3 \text{ cm}^2$

Théorique $\rho = 0.80 \%$

Minimum $\rho_{min} = 0.13\%$

Analyse par cas :

Cas N°1 :

➤ ELU :

$$N = -475,88 \text{ KN} \quad ; \quad M = 3,73 \text{ KN.m}$$

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A Position de l'axe neutre : $y = -\infty$
 Bras de levier : $Z = 17 \text{ cm}$ Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10\%$ Déformation du béton :
 $\varepsilon_b = 0.00\%$ Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 347.8 \text{ MPa}$

Cas N°2 :

➤ **ELS :**

Coefficients de sécurité : 1.07 Position de l'axe neutre : $y = -139.5 \text{ cm}$ Bras de levier : $Z = 17 \text{ cm}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 0.0 \text{ MPa}$ Contrainte limite : $0.6 f_{cj} = 15 \text{ MPa}$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 20.8 \text{ MPa}$

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{lim} = 201.6 \text{ MPa}$

Cas N°3 :

➤ **ELA :**

Coefficients de sécurité : 4.10 Pivot : C Position de l'axe neutre :
 $y = 23.6 \text{ cm}$ Bras de levier : $Z = 7.5 \text{ cm}$ Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 0.0 \%$

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3.14\%$ Contrainte de l'acier :

Comprimée : $\sigma'_s = 400 \text{ MPa}$

✓ **Armatures calculées :**

$$A_{s1} = 7.6 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures minimale de RPA99 :**

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

$$ARPA = 0.20\% b L_t$$

b : épaisseur du voile

$$L_t : \text{longueur de la section tendue } ARPA = 0.20\% \times 0.2 \times 350 = 14 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage minimal

$$\text{Donc : } ASV = \max (A_s, ARPA) = 14 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } \mathbf{10HA14.} (AS = 15.3 \text{ cm}^2)$$

- Espacement

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \min (1.5e, 30) = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{En zone d'about : } S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 5 \text{ cm}$$

VII.5.1. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

VII.5.1.1. Vérification des voiles à l'effort tranchant :

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% (Art 7.2.2 RPA 99).

$$\text{-La contrainte de cisaillement est : } \tau_u = \frac{1.4 \times T_{cal}}{b_0 \times d}$$

Avec ;

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b₀ : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

- La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$



Figure VII.9. La contrainte limite τ

$$\tau_u = \frac{1.4 \times T_{cal}}{b_0 \times d} = \frac{1.4 \times 10.72}{100 \times 18} = 0.08 \text{ MPa}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

0.08 > 5 MPa → **Condition vérifiée**

VII.5.1.2. Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section A_T des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \times s_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \cdot f_{ij} \cdot k}{0.8 \cdot f_{ij}}$$

k = 0 en cas de fissuration jugée très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

K = 1 en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

K = 1 + 3σ_m/f_{c28} en flexion composée avec N, effort de compression. K = 1 - 10σ_m/f_{c28} en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_m, σ_{comp} ; étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend k = 0.

D'autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de : 0,15% de la section du voile considérée si : τ_b ≤ 0.025f_{c28}.

0, 25% de la section du voile considérée si : τ_b > 0.025f_{c28}

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e}$$

St ≤ min (1.5a, 30cm) (Art 7.7.4.3 RPA99).

Soit: St = 15cm.

At = 2.48 cm²

At min (RPA) = 0.15% × b₀ × L = 13.8 cm²

Choix des barres 20HA10 (As = 15.8 cm²)

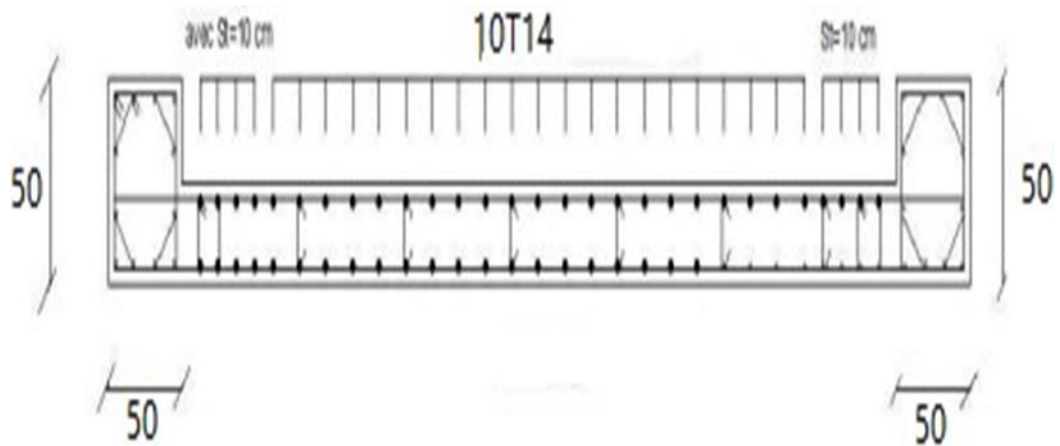


Figure VII.10. Schéma de ferrailage des voiles les plus sollicités.

Chapitre VIII

Etude des fondations

VIII.1. Définition des fondations :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

VIII.2. Les type des fondations :

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

VIII.2.1. Fondation superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

VIII.2.2. Fondation profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur ; les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

VIII.3. Choix et type de fondations :

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- stabilité de l'ouvrage (rigide)
- facilite d'exécution (coffrage)
- L'économie.
- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement,....
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...

- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif L'étude géologique du site dont a été réalisé notre ouvrage, a donné une contrainte admissible du sol égale à 2 bars.

VIII.4. Combinaisons de calcul :

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (**RPA99 version 2003, Article 10.1.4.1**) [1], se fait sous les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

D'après le **DTR BC.2.33.1** :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VIII.5. Vérification de type des semelles :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base de poteau le plus sollicité de sous-sols.

$$\frac{N_{\max}}{S_{\text{semelle}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec:

N : effort normale a la semelle considérée

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte du sol = 2bars

$$N_{\max} = - 49569,38 \text{ KN}$$

$$S_{\text{semelle}} \leq \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \quad \text{Donc :} \quad S_{\text{semelle}} \leq 247,84 \text{ m}^2$$

A l'aide de logiciel ROBOT. On a la surface du bâtiment est : $S_{\text{bâtiment}} = 404,48 \text{ m}^2$

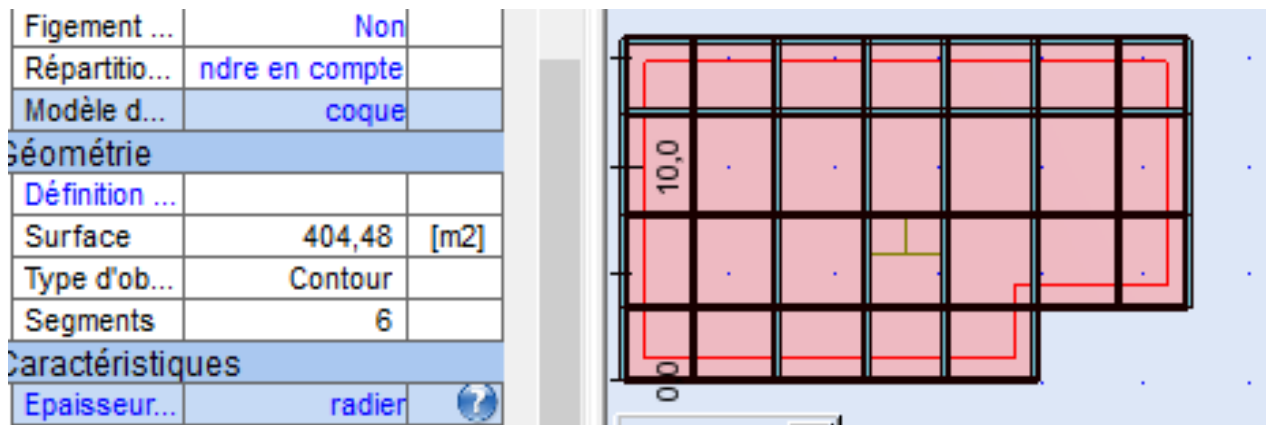


Figure VIII.1. La Surface de radier

$$\frac{S_{\text{Semelles}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{207,84}{404,48} = 0,61$$

La surface totale des semelles isolées représente 61 % de la surface du bâtiment.

Note : Vu que La surface totale des semelles occupe plus de 50% du surface d'emprise de l'ouvrage, en finalité nous étions obligés d'envisager la solution du radier général comme fondation.

VIII.6. Etude du radier :

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol du bâtiment, cette semelle déborde par des consoles extérieures. Le radier général présent les avantages suivants :

- ✚ Aucune difficulté de coffrage.
- ✚ Facilité de mise en œuvre du béton.
- ✚ La réduction des tassements différentiels.
- ✚ Rapidité d'exécution

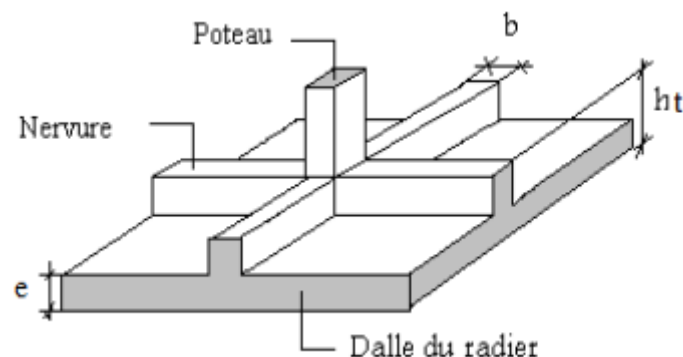


Figure VIII.2. Schéma d'un radier nervuré.

VIII.6.1. Pré-dimensionnement du radier :

Le pré-dimensionnement du radier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- Condition forfaitaire.
- Condition de non cisaillement.
- Condition de rigidité.
- Condition de non poinçonnement.

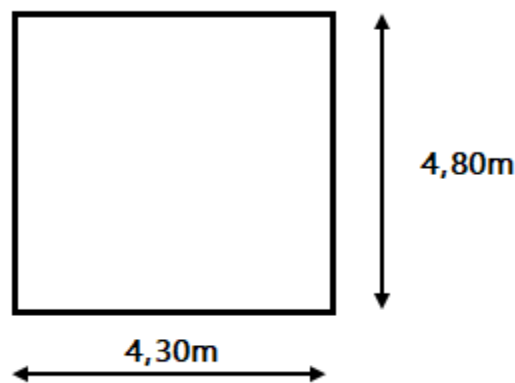


Figure VIII.3. Dimensions du panneau de la dalle le plus sollicité

- **Condition forfaitaire:**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow \frac{480}{8} \leq h \leq \frac{480}{5} \Rightarrow 60 \text{ cm} \leq h \leq 96 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h = 95 \text{ cm}$

- **Condition de rigidité :**

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Tel que :

L_e : longueur élastique donnée par
$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.20 \text{ MPa}$.

I : inertie du radier
$$I = \frac{bh^3}{12}$$

K : coefficient de raideur du sol.

Avec:

$K = 50 \text{ MPa/m} \rightarrow$ pour un très mauvais sol.

$K = 40 \text{ MPa/m} \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.

$K = 120 \text{ MPa/m} \rightarrow$ pour un très bon sol.

Pour notre cas $K = 40 \text{ MPa/m}$ (sol de densité moyenne).

L_{\max} : La longueur maximale entre les poteaux $L_{\max} = 4.80 \text{ m}$.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2b}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \times (40)}{(3,2 \cdot 10^4)} \left(\frac{2 \times 4.80}{3,14}\right)^4} = 0,87 \text{ m}$$

\Rightarrow On prend $h = 100 \text{ cm}$

- **Condition de non cisaillement :**

D'après le BAEL 91 : Pour le panneau le plus défavorable :

On a: $L_x = 4.3 \text{ m}$ et $L_y = 4.8 \text{ m}$

La fissuration est préjudiciable: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

b: Largeur de la semelle pour bande de un mètre linéaire ($b = 1 \text{ m}$).

avec: $\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \rightarrow \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot 0,9 \cdot h_r}$ et $T_{\max} = \max(T_x; T_y)$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{4.3}{4.8} = 0.89 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux directions.}$$

$$\text{Donc : } T_x = q \cdot \frac{L_x \cdot L_y}{(2 \cdot L_y + L_x)} \quad \text{et} \quad T_y = q \cdot \frac{L_x}{3}$$

q: charge répartie sur la dalle de radier :

$$q = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{49569,38}{404.48} = 122.55 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x = 122.55 \cdot \frac{4.3 \times 4.8}{(2 \times (4.3 + 4.8))} \rightarrow T_x = 139 \text{ KN/ml}$$

$$T_y = 139 \cdot \frac{4.3}{3} \rightarrow T_y = 199.20$$

$$T_{\max} = \max(T_x; T_y) \rightarrow T_{\max} = \max(139 ; 199.2) \rightarrow T_{\max} = 199.2 \text{ KN/ml}$$

$$h_r \geq \frac{T_{\max}}{b \cdot 0,9 \cdot \bar{\tau}_u} \rightarrow h_r \geq \frac{199.2}{1,0 \cdot 0,9 \cdot 2} \rightarrow h_r \geq 110 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

D'après les trois conditions suivantes, on prend : **H = 100 cm**

- **Vérification de non poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance du radier au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)$$

P_U : la charge à l'ELU

a ; b : dimensions du poteau

h : hauteur de la dalle du radier

| Poteau du centre (0,5m x 0,5m) | |
|---|---------------------------|
| P_U | 180.18 t |
| a | 0.5 m |
| b | 0.5 m |
| h | 1 m |
| U_c | 6 m |
| $0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ | 450 t |
| Contrainte de cisaillement $\tau = P_U / (h \times U)$ | 30.03 t/m ² |
| Contrainte de cisaillement maximale : $\tau_{Max} = 0,045 \times f_{c28}/\gamma_b$ | 75,00t/m ² |
| Vérification | Condition vérifiée |

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à **h =100 cm**

Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine.

- **Hauteur de la nervure :**

$$h \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm}$$

On prendra **h= 60 cm**

- **Epaisseur de la dalle du radier :**

$$e \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{480}{20} = 24 \text{ cm}$$

On prendra **e= 40 cm**

VIII.6.2. Vérification des contraintes dans le sol :

- ELU :

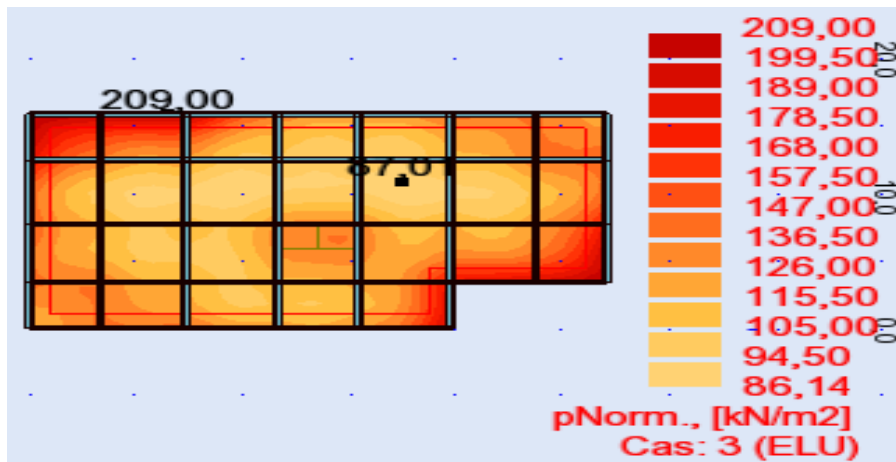


Figure VIII.4. Schéma des contraintes de sol à ELU

$$\sigma_{max} = 2.09 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{min} = 0.86 \text{ Bar}$$

⇒ Diagramme des contraintes trapézoïdal :

$$\Rightarrow \sigma_{moyenne} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 1.78 \text{ Bar} = 2 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- ELS :

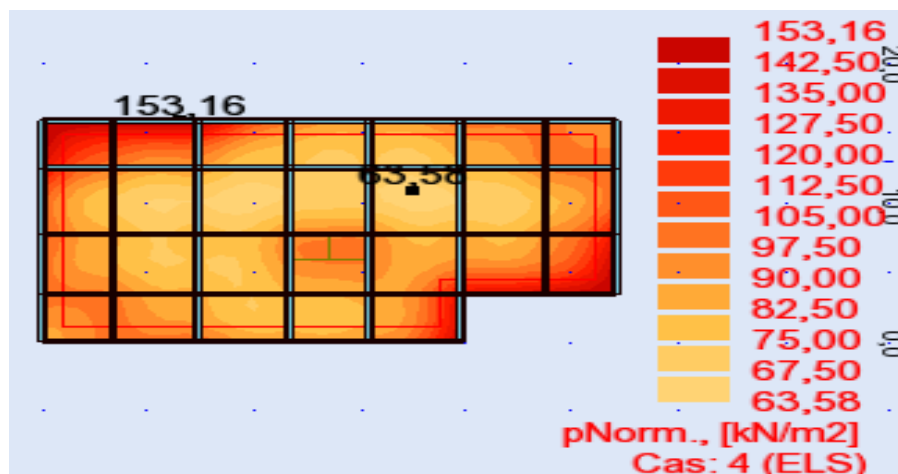


Figure VIII.5. Schéma des contraintes de sol à ELS

$$\sigma_{max} = 1.53 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{min} = 0.63 \text{ Bar}$$

⇒ Diagramme des contraintes trapézoïdal :

$$\Rightarrow \sigma_{moyenne} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 1.30 \text{ Bar} < 2 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Détermination des sollicitations:

Caractéristiques du radier : h = 100 cm ; e = 40 cm. Surface du radier :

$$S = 404,48 \text{ m}^2$$

D'après les résultats de ROBOT, on prend :

- Moment Axe x-x :
- ELU :

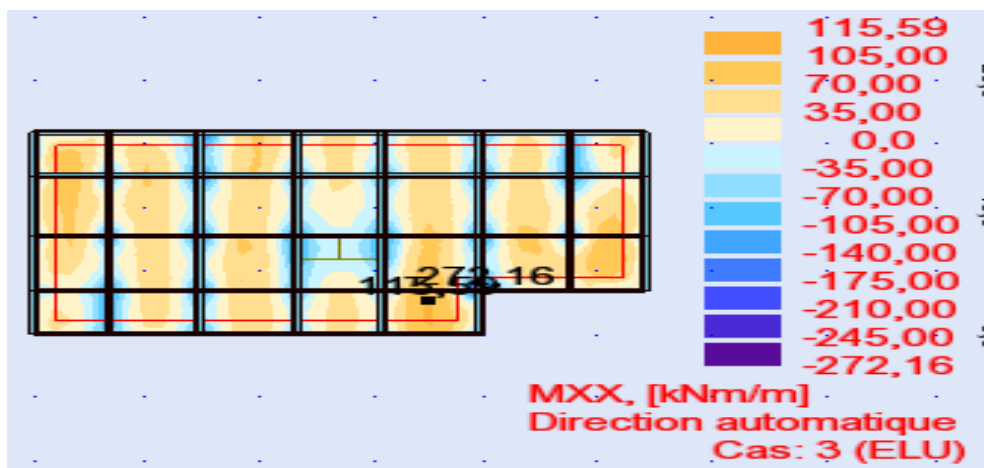


Figure VIII.6. Schéma des moments de radier sur axe x-x à ELU

- ELS :

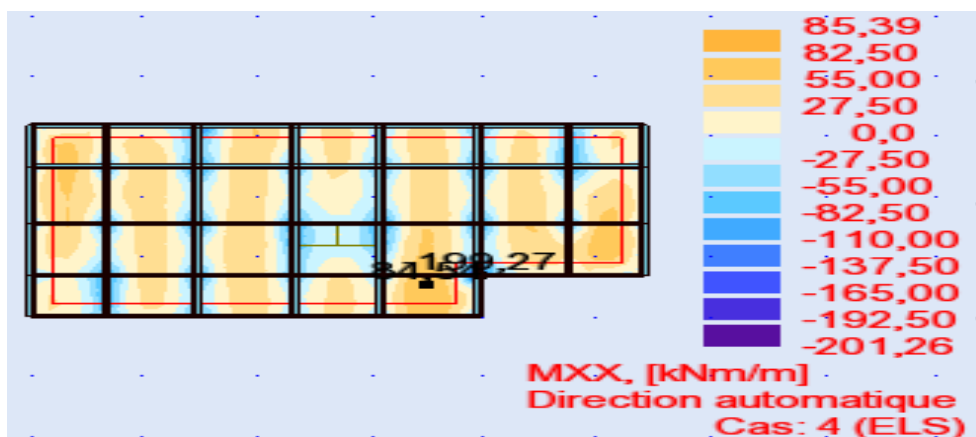


Figure VIII.7. Schéma des moments de radier sur axe x-x à ELS

- Moment axe y-y :
- ELU :

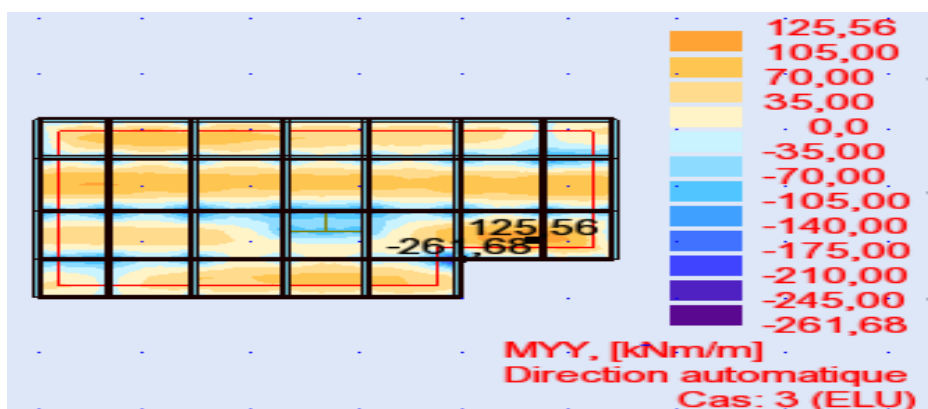


Figure VIII.8. Schéma des moments de radier sur axe y-y à ELU

- ELS :

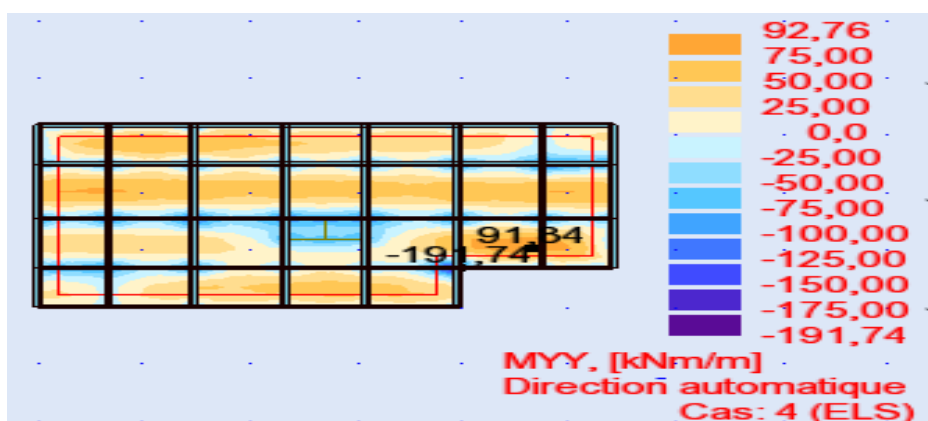


Figure VIII.9. Schéma des moments de radier sur axe y-y à ELS

- ✓ Sollicitation du radier d'après robot :

| | M_x travée (KN.m) | M_x appuis (KN.m) | M_y travée (KN.m) | M_y travée (KN.m) |
|-----|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| ELU | 115.59 | -272.16 | 125.56 | -261.68 |
| ELS | 85.39 | -201.26 | 92.76 | -191.74 |

Tableau VIII.2. Les différentes sollicitations sur le radier

VIII.6.3. Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol.

✓ Calcul des armatures :

Sens x-x :

✓ En travée (ELU):

$$M_{tyy}^u = 115.59 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 0,9h \rightarrow d = 0,9.40 \rightarrow d = 36 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0.062 \quad \mu < \mu_{AB} = 0,372 \Rightarrow A' = 0.$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,081$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,967$$

✓ Détermination des armatures :

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{115.59}{348 \times 0,967 \times 36} = 9.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ Condition non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.34 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{tx}^u; A_{\min}) = 9.54 \text{ cm}^2$$

✓ Choix des armatures :

$$(8T14/\text{mL} \Rightarrow A = 12.24 \text{ cm}^2/\text{mL})$$

✓ En travée (ELS) :

$$M_{tyy}^{ser} = 85.39 \text{ KN.m}$$

Calcul (y_1) : $n = 15$

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 7.39 \text{ cm.}$$

Calcul (I_1) : $n = 15$

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 140611 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{ser} / I_1) = 0.06$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 4.49 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$\Rightarrow 4.49 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée

Donc les armatures de l'ELU conviennent

✓ **En appuis (ELU) :**

$$M_a^u = -272.16 \text{ KN.m} ; d = 0,9h \rightarrow d = 0,9 \cdot 40 \rightarrow d = 36 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0.148 \mu \leq \mu_{AB} = 0,372 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \alpha = 0,201 ; \beta = 0,919 \quad A_u^a = 23.64 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

✓ **Condition non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{ax}^u ; A_{min}) = 23.64 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$(8T14/\text{mL} + 8T14 \text{ renforcement} \rightarrow A = 24.48 \text{ cm}^2/\text{mL})$$

✓ **En appuis (ELS) :**

$$M_{axx}^{ser} = -201.26 \text{ KN.m}$$

Calcul (Y₁) : $n = 15$

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 10.31 \text{ cm.}$$

Calcul (I₁) : $n = 15$

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 309589 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{ser} / I_1) = 0.06$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 6.70 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$\Rightarrow 6.70 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

Donc les armatures de l'ELU conviennent

Sens y-y :

✓ **En travée (ELU) :**

$$M_{t_{yy}}^u = 125,56 \text{ KN.m} , d = 0,9h \rightarrow d = 0,9 \times 40 \rightarrow d = 36 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0,068 \quad \mu < \mu_{AB} = 0,372 \Rightarrow A' = 0.$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,088$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,964$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{125,56}{348 \times 0,964 \times 36} = 10,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{tx}^u; A_{\min}) = 10,39 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$(8T14 / \text{mL} \rightarrow A = 12,24 \text{ cm}^2/\text{mL})$$

✓ **En travée (ELS) :**

$$M_{tyy}^{ser} = 92,76 \text{ KN.m}$$

Calcul (Y₁) : $n = 15$

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 7,72 \text{ cm.}$$

Calcul (I₁) : $n = 15$

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 150921 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{ser} / I_1) = 0,06$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 4,75 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow 4,75 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures de l'ELU conviennent

✓ **En appuis (ELU) :**

$$M_a^u = -261,68 \text{ KN.m} ; d = 0,9h \rightarrow d = 0,9 \cdot 40 \rightarrow d = 36 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0,142 \quad \mu \leq \mu_{AB} = 0,372 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}; \quad \alpha = 0,193; \beta = 0,922 \quad A_u^a = 22.64 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

✓ **Condition non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.34 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{ax}^u; A_{\min}) = 22.64 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$(8T14+8T14 \text{ renforcement cm}^2/\text{mL} \quad \rightarrow \quad A = 24.48 \text{ cm}^2/\text{mL})$$

✓ **En appuis (ELS) :**

$$M_{t_{yy}}^{ser} = -191.74 \text{ KN.m}$$

Calcul (Y₁) : $n = 15$

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow \quad y_1 = 10.09 \text{ cm.}$$

Calcul (I₁) : $n = 15$

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 299608 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{ser} / I_1) = 0.063$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 6.45 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow 6.45 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

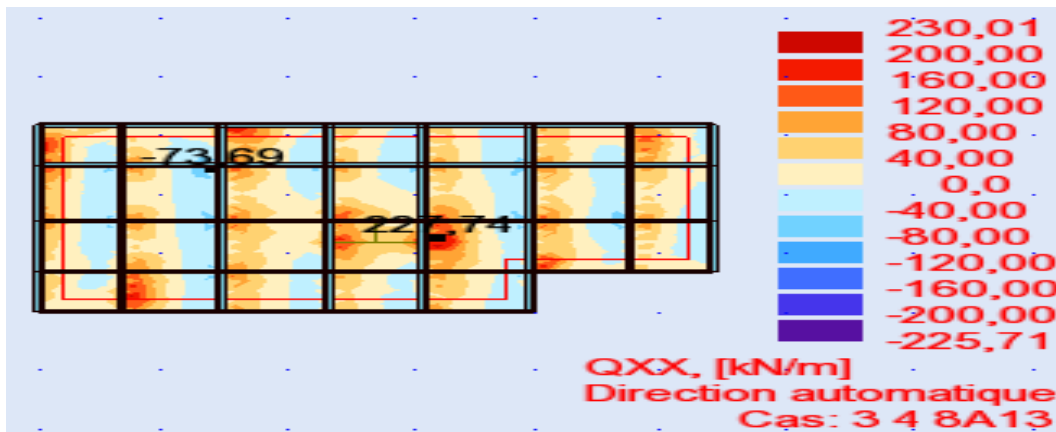
Donc les armatures de l'ELU conviennent

VIII.6.3. Vérification de l'effort tranchant :

La fissuration est préjudiciable:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

Sens x-x :



$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

$$Tu_{\max} = 225.71 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{225.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 0.61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens y-y :



$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

$$Tu_{\max} = 272.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{272.57 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 0.75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII.7. Calcul les poutres de libage (nervure) :

La nervure comme le cas des poutres dans les dalles est supporté une charge sous forme trapèze pour L_y (la grande portée) et triangle pour L_x (la petite portée).

VIII.7.1. Poutres :

- ELU :

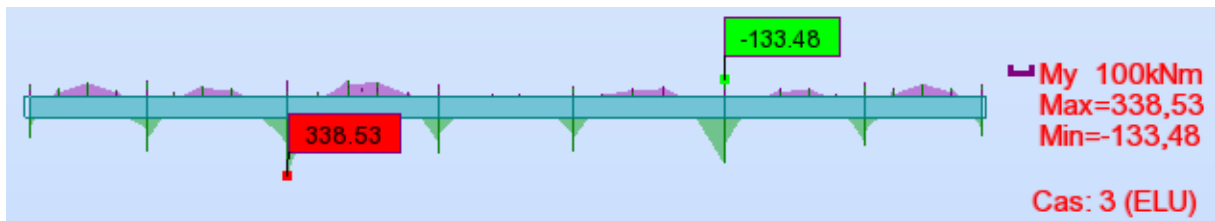


Figure VIII.12. Schéma des moments sur les nervures à ELU

- ELS :

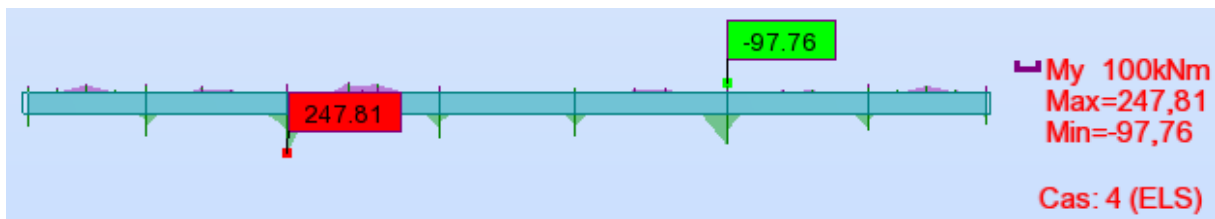


Figure VIII.13. Schéma des moments sur les nervures à ELS

VIII.7.2. Poutres principales :

En travée :

$$\begin{cases} M_t^u = 338,53 \text{ KN.m} \\ M_t^{ser} = 247,81 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow$$

En appuis

$$\begin{cases} M_a^u = -133,48 \text{ KN.m} \\ M_a^{ser} = -97,76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Ferrailage des poutres :

➤ ELU :

✓ En travée :

$$M_t^u = 338,53 \text{ KN.m} \quad b = 30 \text{ cm} \quad h = 60 \text{ cm} \quad d = 0,9 \cdot h = 54 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = 0,273$$

$$\mu = 0,273 \leq \mu = 0,372 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \alpha = 0,408 \quad \beta = 0,836$$

$$A_1 = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{338,53}{348 \times 0,836 \times 54} = 21,53 \text{ cm}^2$$

✓ Condition non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 0,9 \cdot 60 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,95 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^u; A_{min}) = 21.53 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$(12T16/m_L \rightarrow A = 24.12 \text{ cm}^2/m_L)$$

✚ **En appuis :**

$$M_a^u = -133.48 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = 0,107$$

$$\mu = 0,107 \leq \mu = 0,372 \Rightarrow A' = 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \alpha = 0.142 \quad \beta = 0,942$$

$$A_1 = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{133.48}{348 \times 0,942 \times 54} = 7.53 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 54 \cdot \frac{2,1}{400} = 1.95 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_t = \max(A_t^u; A_{min}) = 7.53 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$(6T14/m_L \rightarrow A = 9.18 \text{ cm}^2/m_L)$$

✚ **En travée (ELS) :**

$$M_{tyy}^{ser} = 247.81 \text{ KN.m}$$

Calcul (Y₁) : $n = 15$

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 18.20 \text{ cm.}$$

Calcul (I₁) : $n = 15$

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 594033 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{ser} / I_1) = 0.04$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 7.59 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

$$\Rightarrow 7.59 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures de l'ELU conviennent

✚ **En appuis (ELS) :**

$$M_{tyy}^{ser} = -97.76 \text{ KN.m}$$

Calcul (Y₁) : n = 15

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 13.47 \text{ cm.}$$

Calcul (I₁) : n = 15

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 234965 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{ser} / I_1) = 0.04$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 5.60 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$\Rightarrow 5.60 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

Donc les armatures de l'ELU conviennent

✓ **Vérification au cisaillement :**

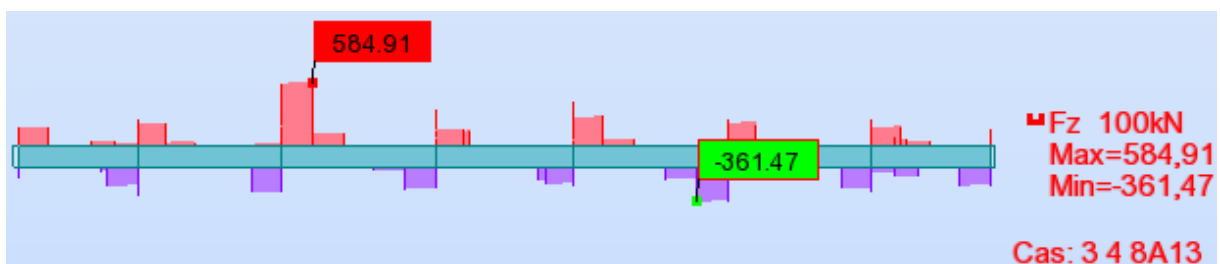


Figure VIII.14. Schéma des efforts tranchants sur les nervures à ELA

La fissuration est préjudiciable:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,2 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

$$T_{u_{\max}} = 584.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{584.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54} = 1.07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

D'après les recommandations données par le rapport géotechnique la fondation optée pour notre structure est de type superficielle (radier général nervuré).

Après avoir vérifié les conditions on a opté un radier nervuré.

La dalle est placée en zone comprimée renforcée par les poutres, qui de ce fait, sont en forme de (T) renversé ce qui donne une grande rigidité au radier.

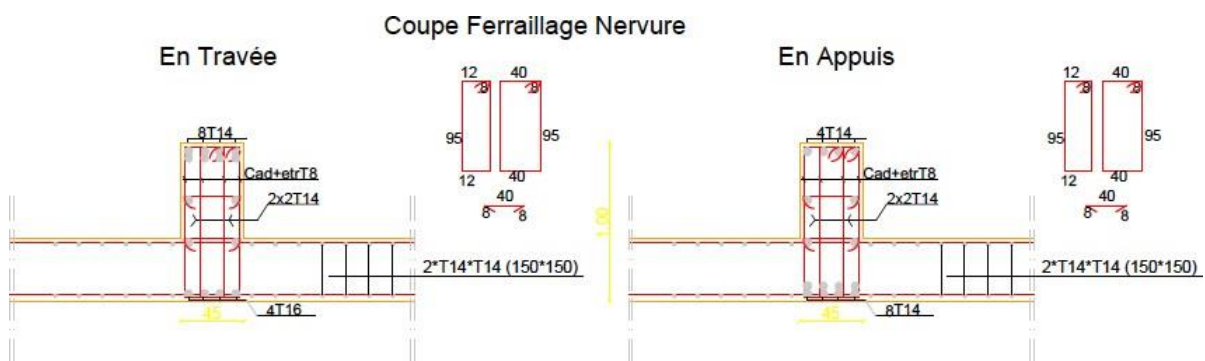
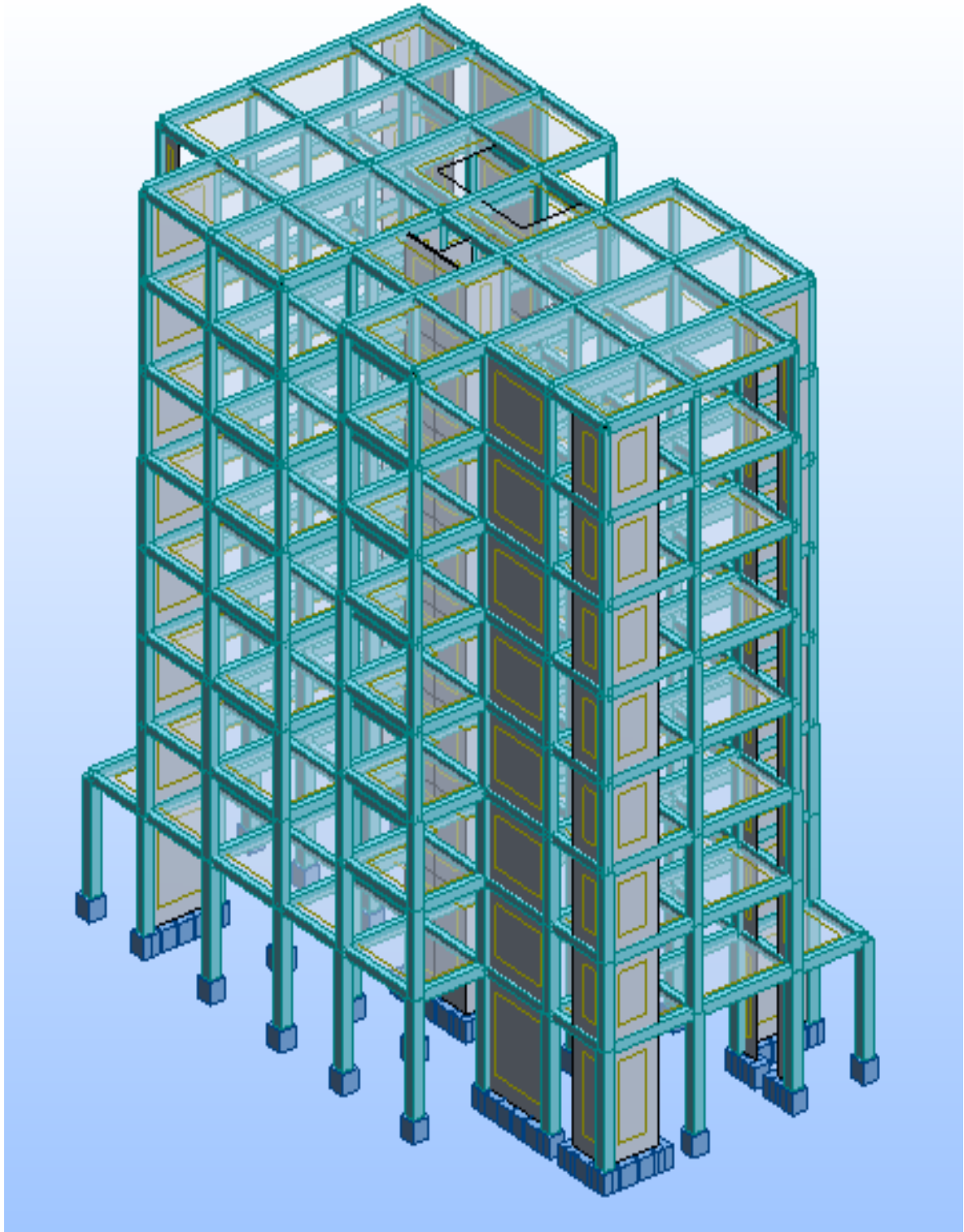


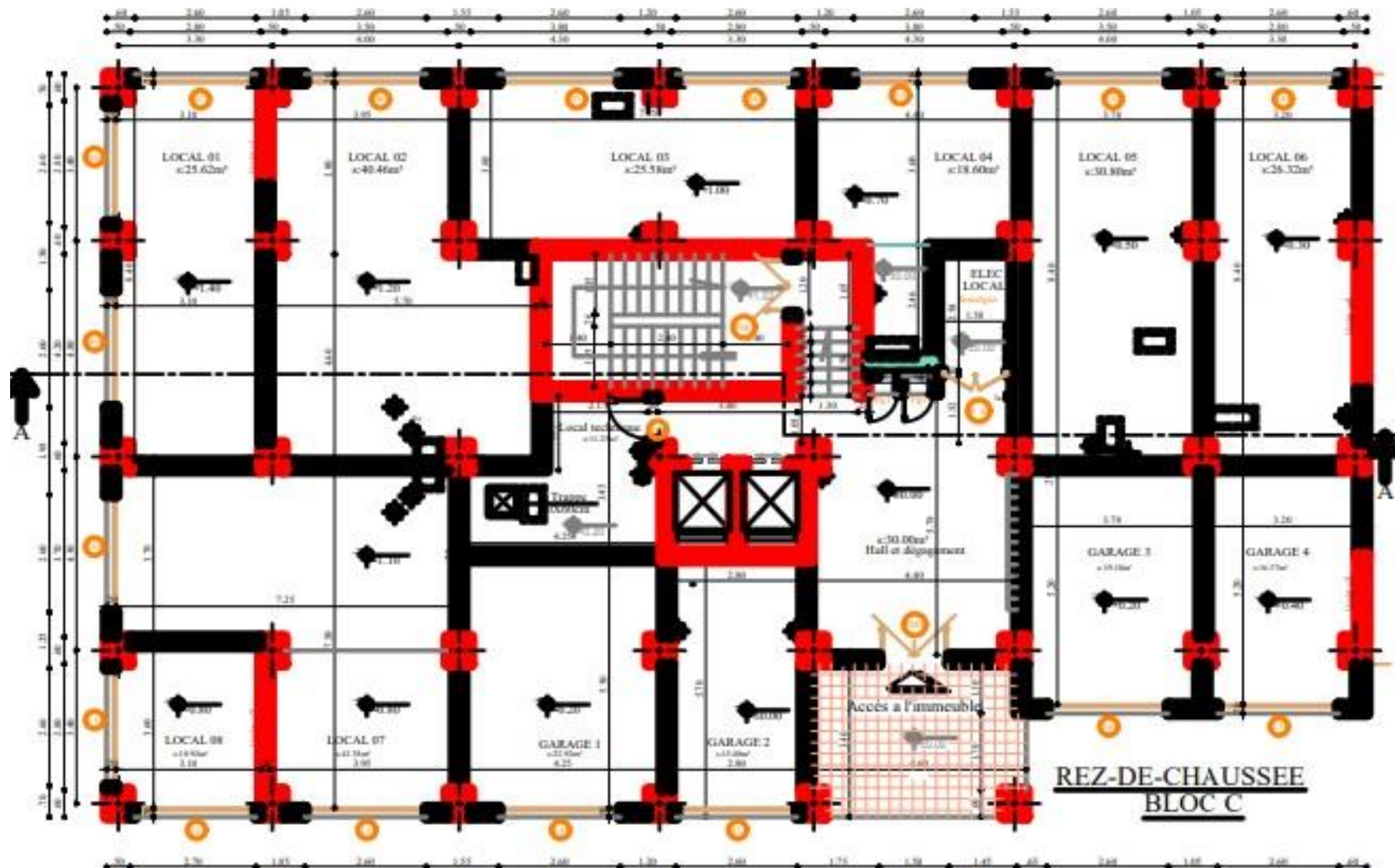
Figure VIII.15. Schéma de ferrailage des fondations

CONCLUSION GENERALE :

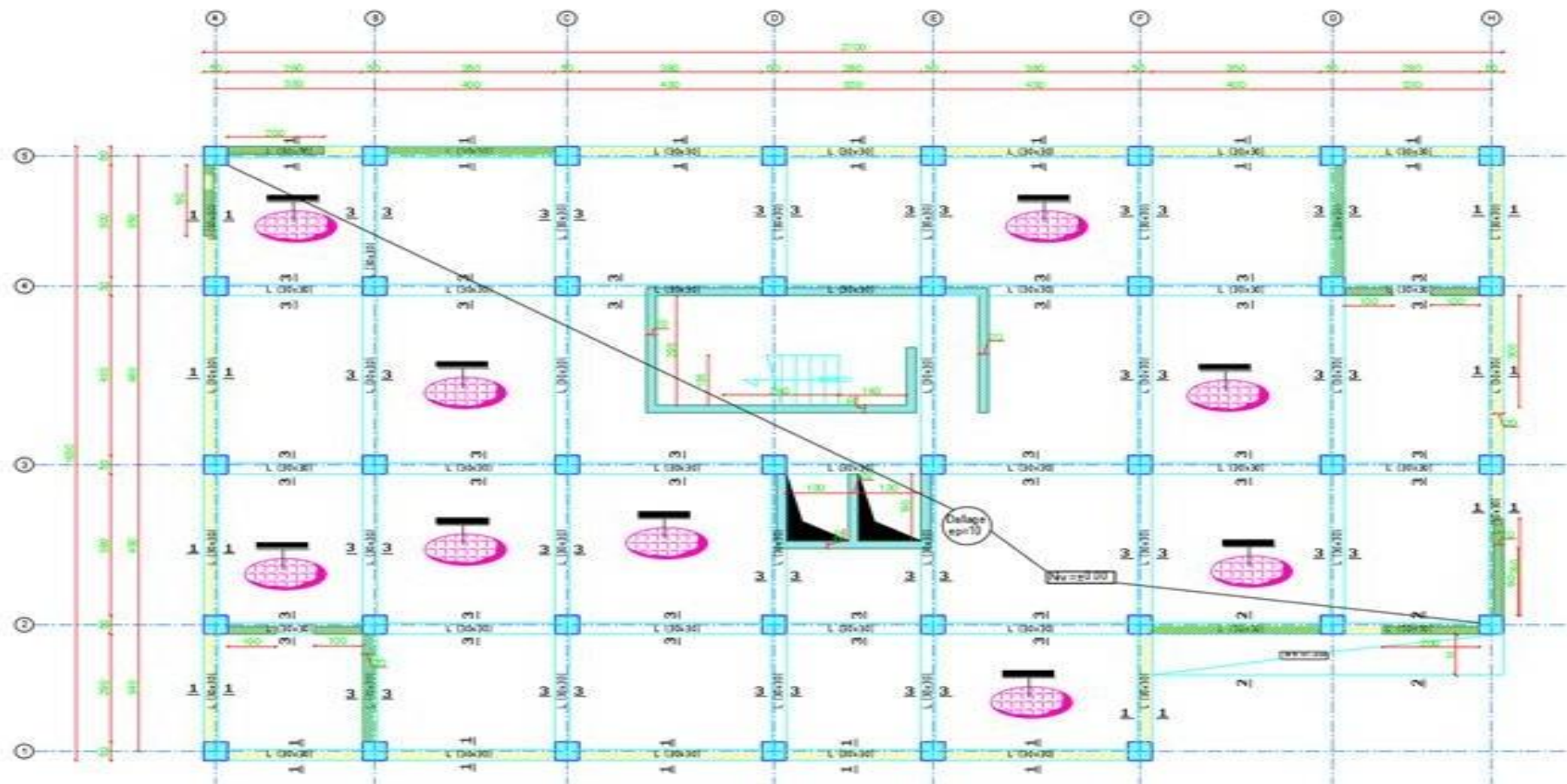
D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important. Et pour la réalisation d'une construction dans une zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement. Notons que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même. Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.



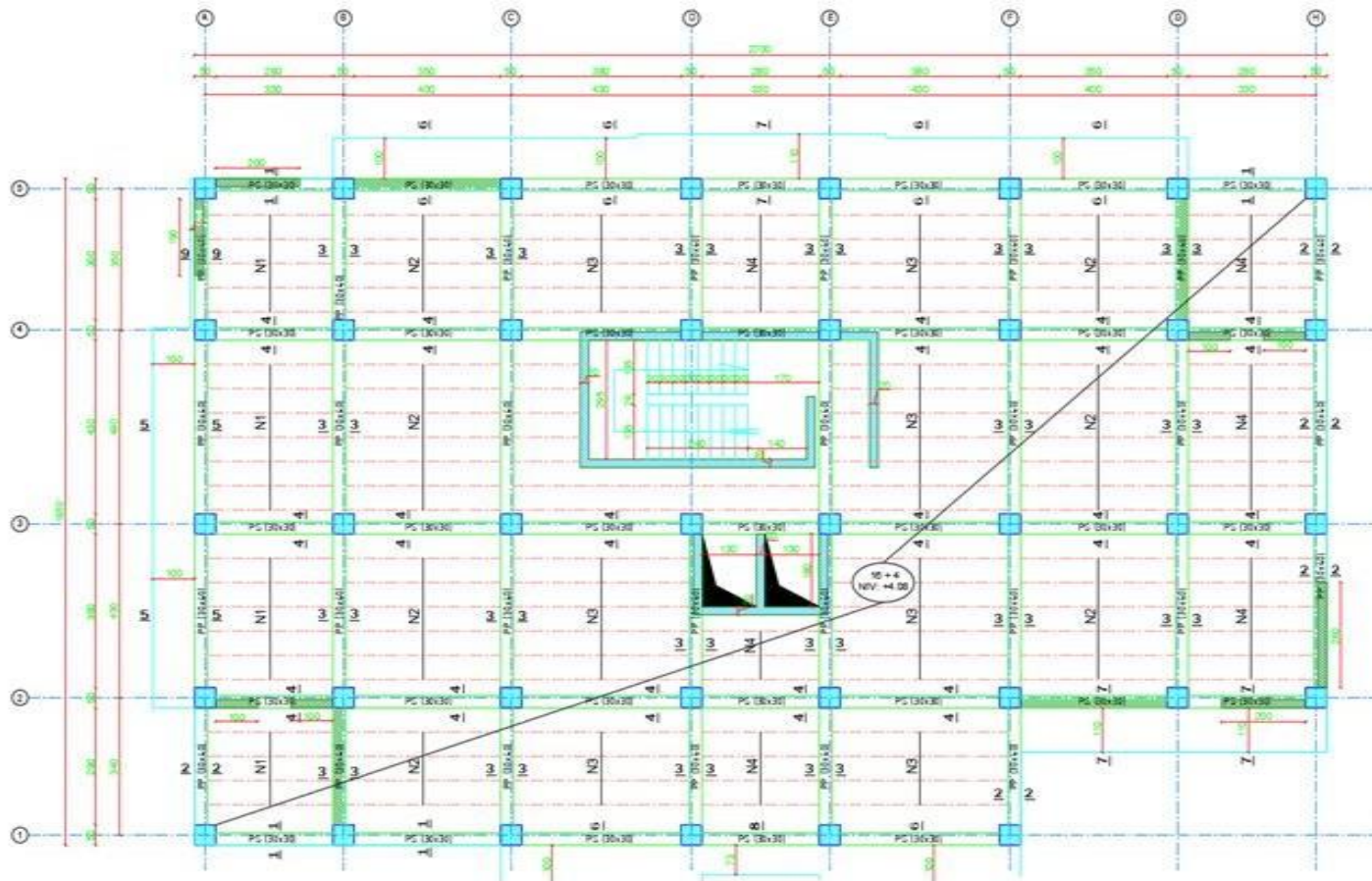




PLAN DE COFRAGE -FERRAILLAGE DU DALLAGE Niv :+0.00m

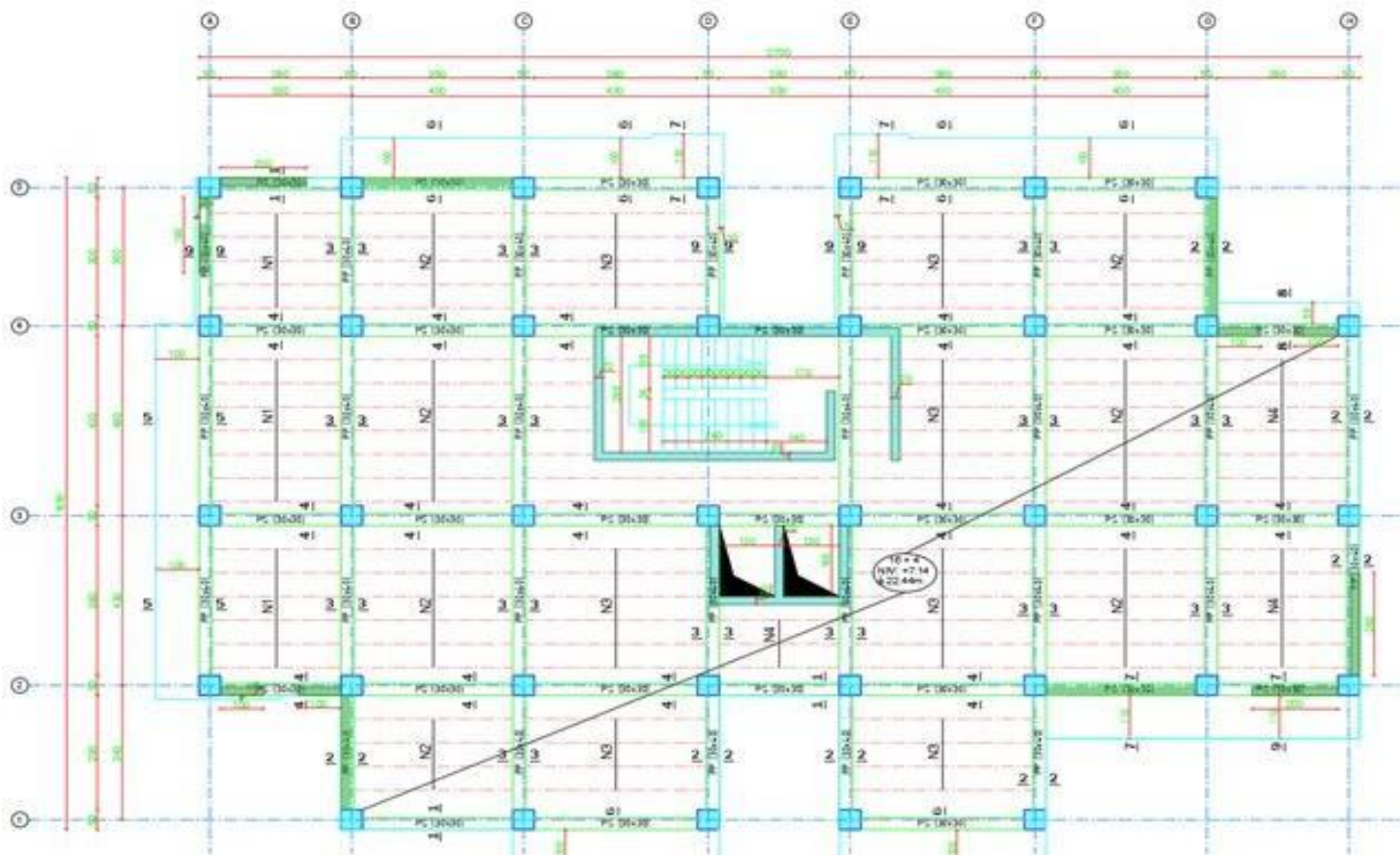


PLAN DE COFRAGE - FERRAILLAGE DU PLANCHER Niv : +4.08m



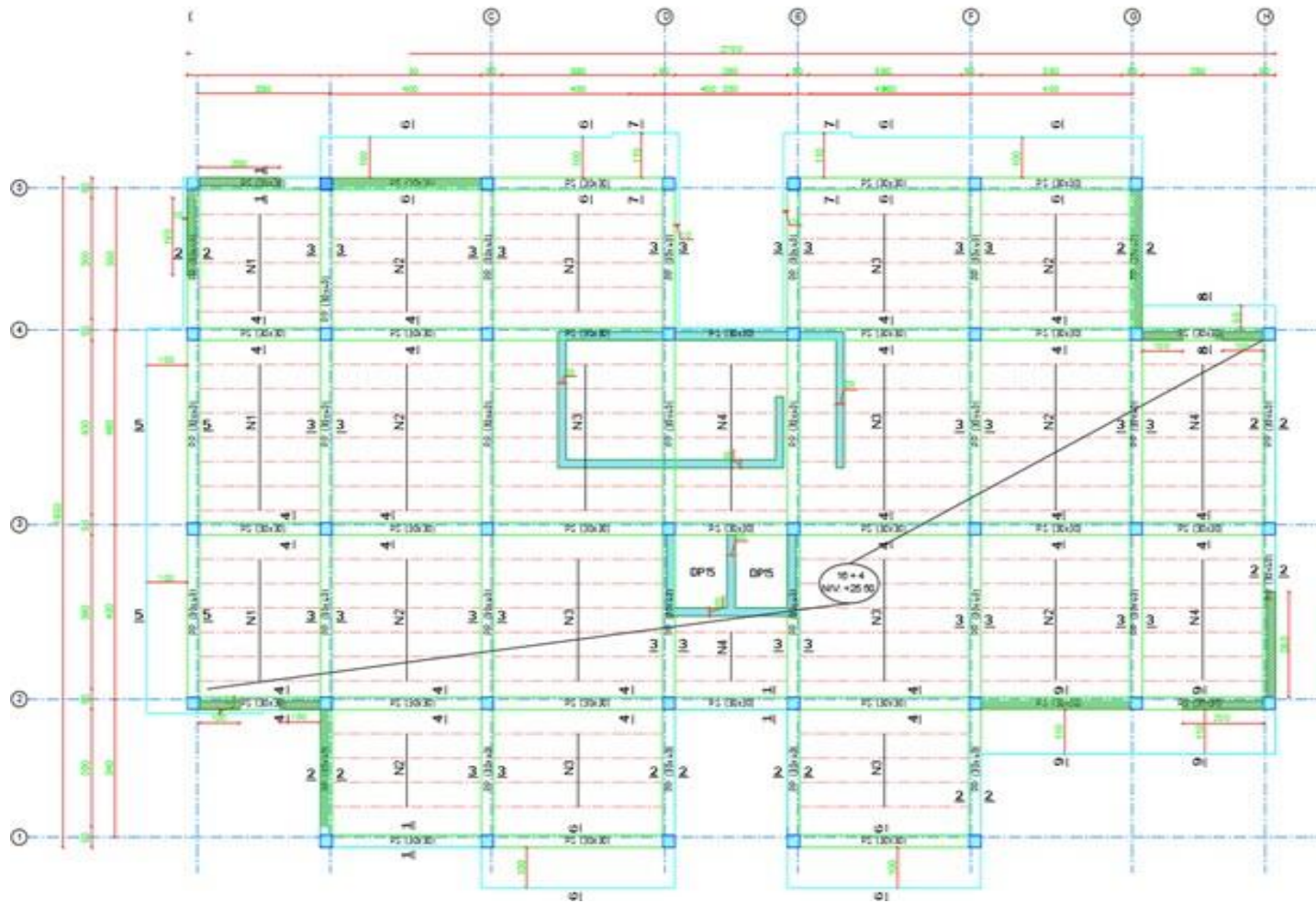
| | |
|---------------|---------------|
| -Coupe 1 - 1- | -Coupe 2 - 2- |
| | |
| -Coupe 3 - 3- | -Coupe 4 - 4- |
| | |
| -Coupe 5 - 5- | |
| | |
| -Coupe 6 - 6- | |
| | |
| -Coupe 7 - 7- | |
| | |
| -Coupe 8 - 8- | |
| | |
| -Coupe 9 - 9- | |
| | |

PLAN DE COFRAGE -FERRAILLAGE DU PLANCHER Niv : du +7.14m au 22.44m



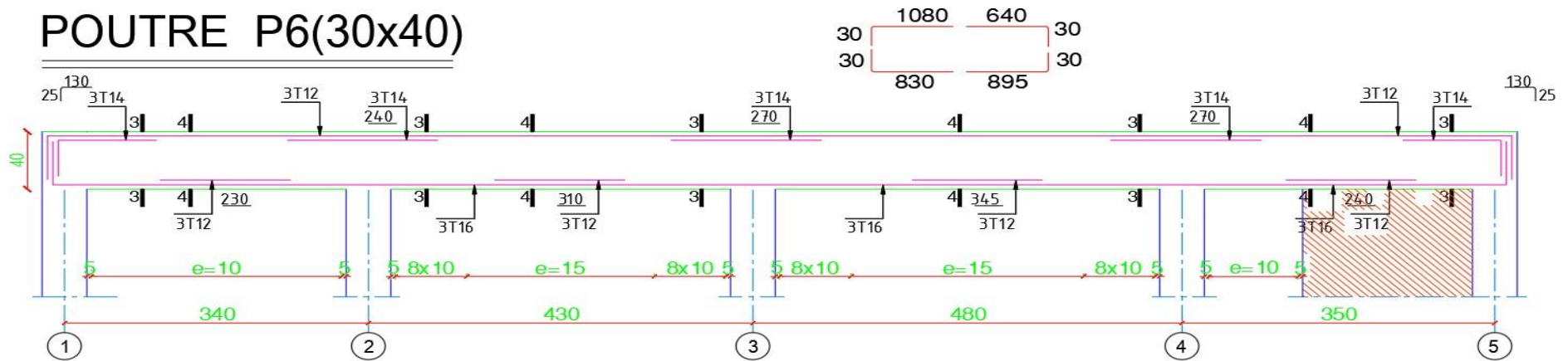
| | |
|---------------|---------------|
| -Coupe 1 - 1- | -Coupe 2 - 2- |
| | |
| -Coupe 3 - 3- | -Coupe 4 - 4- |
| | |
| -Coupe 5 - 5- | |
| | |
| -Coupe 6 - 6- | |
| | |
| -Coupe 7 - 7- | |
| | |
| -Coupe 8 - 8- | |
| | |
| -Coupe 9 - 9- | |
| | |

PLAN DE COFRAGE -FERRAILLAGE DU PLANCHER Niv : +25.50m

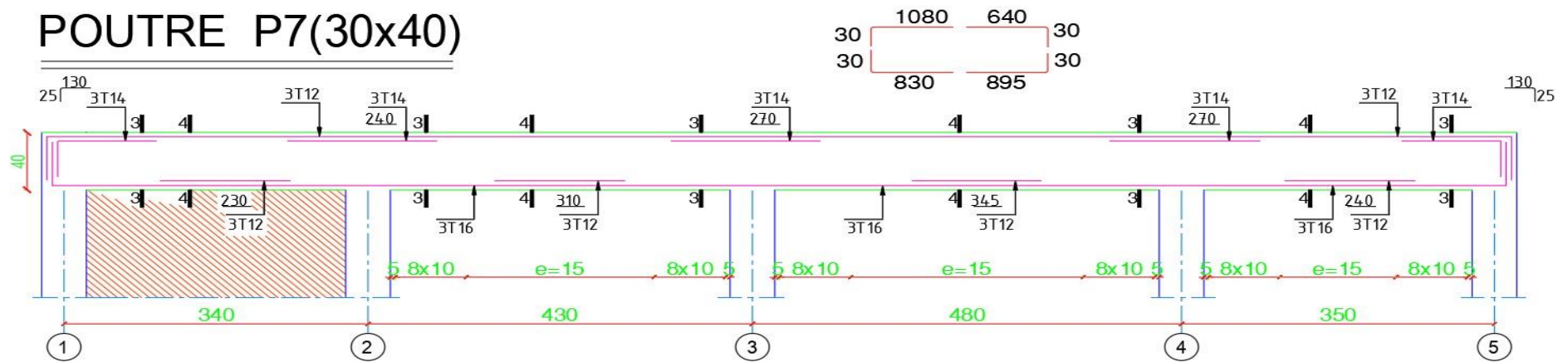


| | |
|---------------|---------------|
| -Coupe 1 - 1- | -Coupe 2 - 2- |
| | |
| -Coupe 3 - 3- | -Coupe 4 - 4- |
| | |
| -Coupe 5 - 5- | |
| | |
| -Coupe 6 - 6- | |
| | |
| -Coupe 7 - 7- | |
| | |
| -Coupe 8 - 8- | |
| | |
| -Coupe 9 - 9- | |
| | |

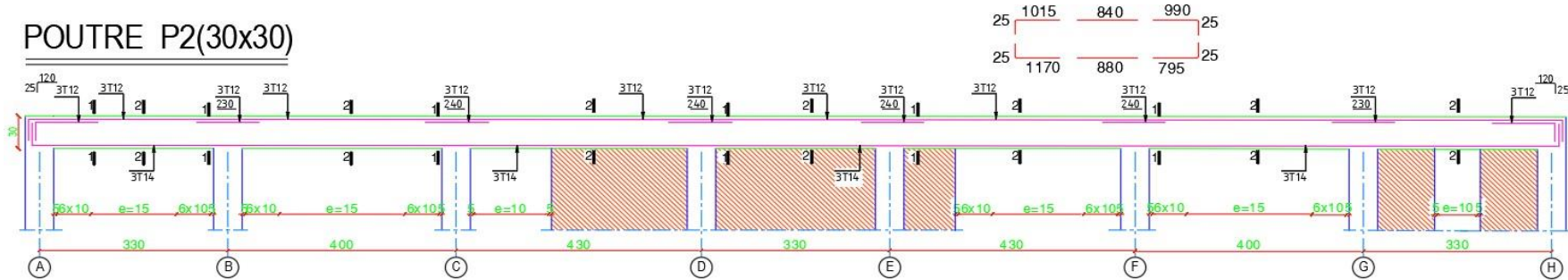
POUTRE P6(30x40)



POUTRE P7(30x40)



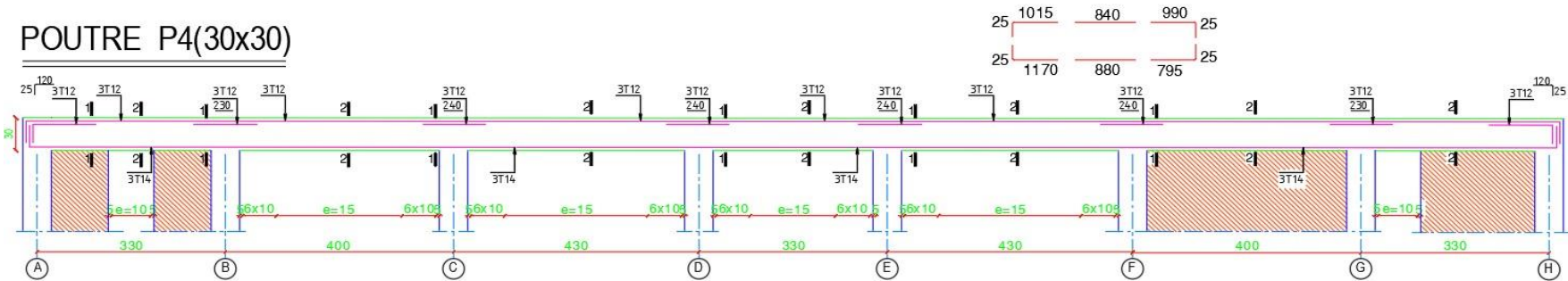
POUTRE P2(30x30)

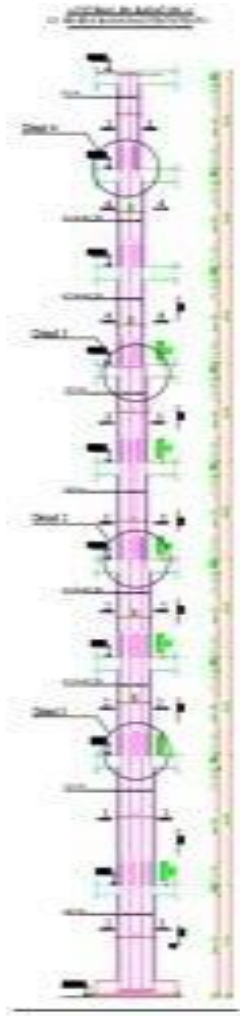


POUTRE P3(30x30)



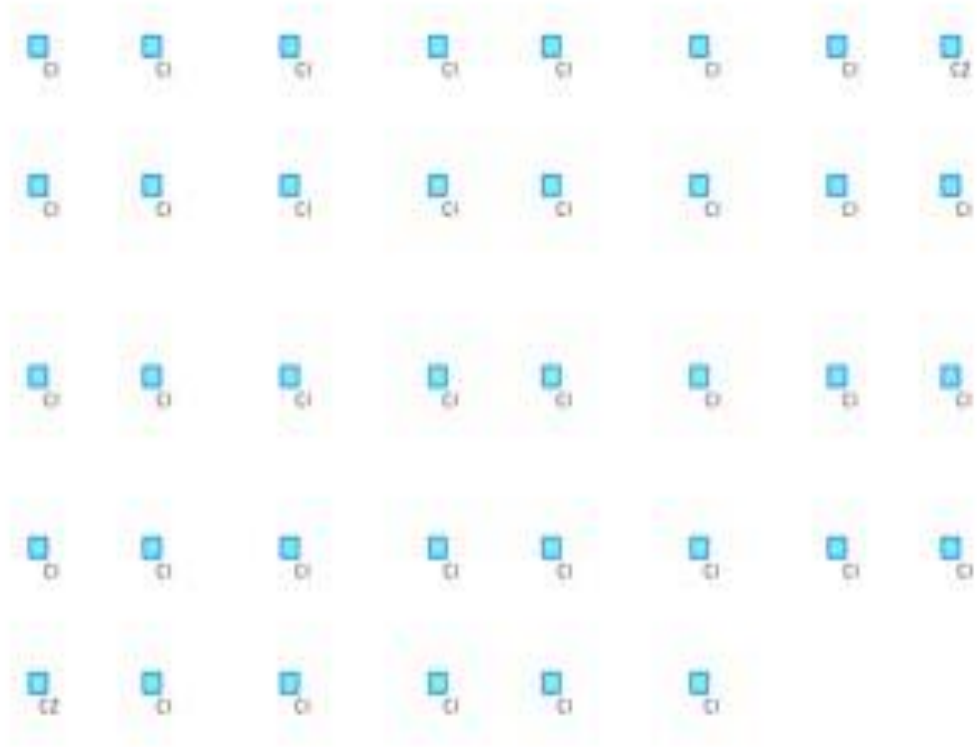
POUTRE P4(30x30)

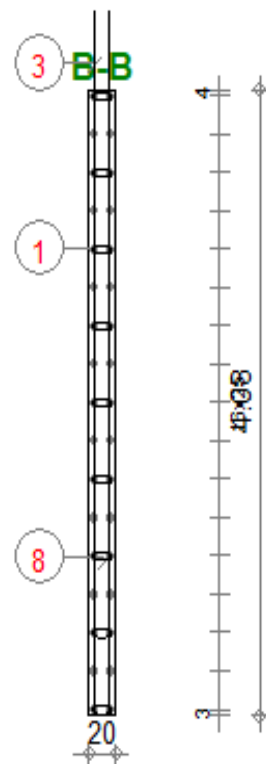
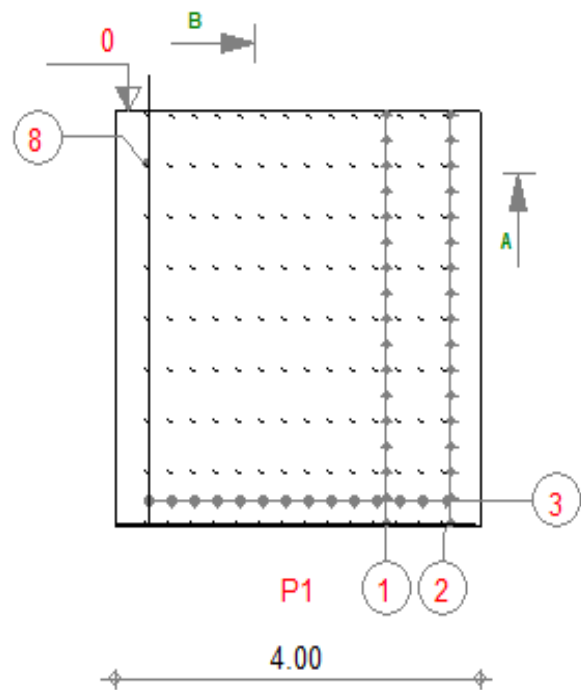




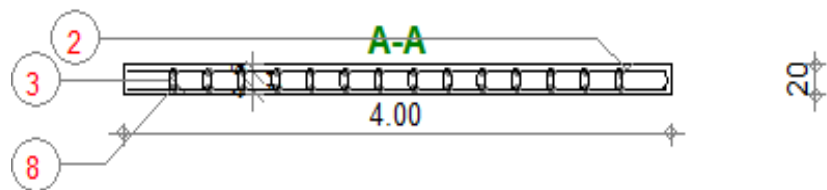
Elévation du poteau

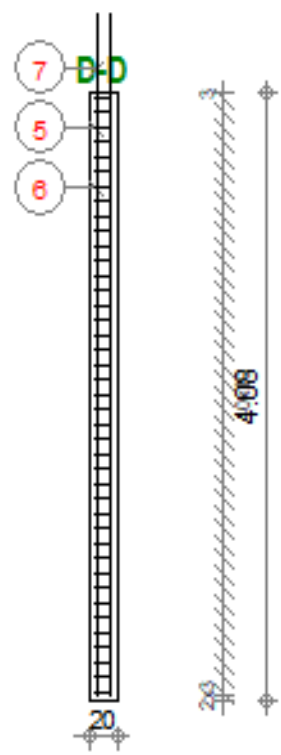
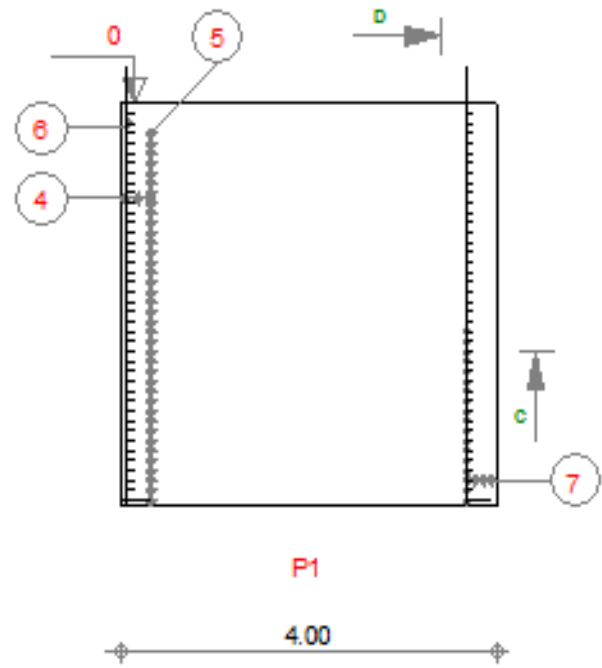
Repérage Des Poteaux



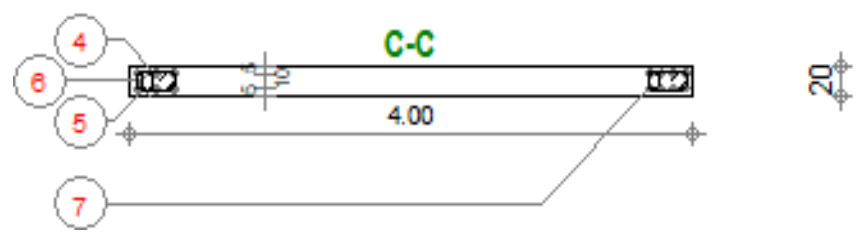


| Pos. | Armature | Code | Forme | |
|------|------------|-------|-------|--------|
| 1 | 34HA 4006 | H3.94 | 0.00 | 3.94 |
| 2 | 17HA 4006 | H6 | 2.21 | R 13 R |
| 3 | 28HA 4006 | H4.57 | 0.00 | 4.57 |
| 8 | 126HA 4006 | H6 | 2.01 | 14 |





| Pos. | Armature | Code | Code | Forme |
|------|-----------|-------|------|-------|
| 4 | 8HA 40010 | II.57 | 0.00 | 4.5 |
| 5 | 82HA 4008 | II.01 | 5.20 | |
| 6 | 82HA 4008 | II.6 | 2.01 | |
| 7 | 8HA 40012 | II.60 | 0.00 | 4.5 |



BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- # Règles parasismiques Algériennes
RPA99/version2003
- # Règles de conception et de calcul des structures en
béton armé CBA93
- # Règles de calcul de béton armé aux états limites
BAEL91
- # Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2)
;charge permanents et charges d'exploitation.

Logiciels :

- # Logiciel ROBOT (Gratuit)

Thèses fin d'étude :

- # Mémoires de fin d'études, université Mostaganem
(R+9) khelifa nourhane 2019.
- # Mémoires de fin d'études, université Bouira.
- # Mémoires de fin d'études, université
Mostaganem.

ANNEXES

Annexes N°02

Tableau des armatures (en cm^2)

| \emptyset | 5 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 20 | 25 | 32 | 40 |
|-------------|-----|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|
| 1 | 0,2 | 0,28 | 0,5 | 0,79 | 1,13 | 1,54 | 2,01 | 3,14 | 4,91 | 8,08 | 12,57 |
| 2 | 0,4 | 0,56 | 1,0 | 1,58 | 2,26 | 3,08 | 4,02 | 6,28 | 9,82 | 16,16 | 25,14 |
| 3 | 0,6 | 0,84 | 1,5 | 2,37 | 3,39 | 4,62 | 6,03 | 9,42 | 14,73 | 24,24 | 37,71 |
| 4 | 0,8 | 1,12 | 2,0 | 3,16 | 4,52 | 6,16 | 8,04 | 12,56 | 19,64 | 32,32 | 50,28 |
| 5 | 1 | 1,4 | 2,5 | 3,95 | 5,65 | 7,7 | 10,05 | 15,7 | 24,55 | 40,4 | 62,85 |
| 6 | 1,2 | 1,68 | 3,0 | 4,74 | 6,78 | 9,24 | 12,06 | 18,84 | 29,46 | 48,48 | 75,42 |
| 7 | 1,4 | 1,96 | 3,5 | 5,53 | 7,91 | 10,78 | 14,07 | 21,98 | 34,37 | 56,56 | 87,99 |
| 8 | 1,6 | 2,24 | 4,0 | 6,32 | 9,04 | 12,32 | 16,08 | 25,12 | 39,28 | 64,64 | 100,56 |
| 9 | 1,8 | 2,52 | 4,5 | 7,11 | 10,17 | 13,86 | 18,09 | 28,26 | 44,19 | 72,72 | 113,13 |
| 10 | 2 | 2,8 | 5,0 | 7,9 | 11,3 | 15,4 | 20,1 | 31,4 | 49,1 | 80,8 | 125,7 |
| 11 | 2,2 | 3,08 | 5,5 | 8,69 | 12,43 | 16,94 | 22,11 | 34,54 | 54,01 | 88,88 | 138,27 |
| 12 | 2,4 | 3,36 | 6,0 | 9,48 | 13,56 | 18,48 | 24,12 | 37,68 | 58,92 | 96,96 | 150,84 |
| 13 | 2,6 | 3,64 | 6,5 | 10,27 | 14,69 | 20,02 | 26,13 | 40,82 | 63,83 | 105,04 | 163,41 |
| 14 | 2,8 | 3,92 | 7,0 | 11,06 | 15,82 | 21,56 | 28,14 | 43,96 | 68,74 | 113,12 | 175,98 |
| 15 | 3 | 4,2 | 7,5 | 11,85 | 16,95 | 23,1 | 30,15 | 47,1 | 73,65 | 121,2 | 188,55 |
| 16 | 3,2 | 4,48 | 8,0 | 12,64 | 18,08 | 24,64 | 32,16 | 50,24 | 78,56 | 129,28 | 201,12 |
| 17 | 3,4 | 4,76 | 8,5 | 13,43 | 19,21 | 26,18 | 34,17 | 53,38 | 83,47 | 137,36 | 213,69 |
| 18 | 3,6 | 5,04 | 9,0 | 14,22 | 20,34 | 27,72 | 36,18 | 56,52 | 88,38 | 145,44 | 226,26 |
| 19 | 3,8 | 5,32 | 9,5 | 15,01 | 21,47 | 29,26 | 38,19 | 59,66 | 93,29 | 153,52 | 238,83 |
| 20 | 4 | 5,6 | 10,0 | 15,8 | 22,6 | 30,8 | 40,2 | 62,8 | 98,2 | 161,6 | 251,4 |

Annexes N°02

| $\alpha = \frac{\mu_x}{\mu_y}$ | ELU $v=0$ | | ELS $v=0.2$ | | $\alpha = \frac{\mu_x}{\mu_y}$ | ELU $v=0$ | | ELS $v=0.2$ | |
|--------------------------------|-----------|---------|-------------|---------|--------------------------------|-----------|---------|-------------|---------|
| | μ_x | μ_y | μ_x | μ_y | | μ_x | μ_y | μ_x | μ_y |
| 0.40 | 0.1101 | 0.2500 | 0.1121 | 0.2854 | 0.71 | 0.0671 | 0.4471 | 0.0731 | 0.5940 |
| 0.41 | 0.1088 | 0.2500 | 0.1110 | 0.2924 | 0.72 | 0.0658 | 0.4624 | 0.0719 | 0.6063 |
| 0.42 | 0.1075 | 0.2500 | 0.1098 | 0.3000 | 0.73 | 0.0646 | 0.4780 | 0.0708 | 0.6188 |
| 0.43 | 0.1062 | 0.2500 | 0.1087 | 0.3077 | 0.74 | 0.0633 | 0.4938 | 0.0696 | 0.6315 |
| 0.44 | 0.1049 | 0.2500 | 0.1075 | 0.3155 | 0.75 | 0.0621 | 0.5105 | 0.0684 | 0.6647 |
| 0.45 | 0.1036 | 0.2500 | 0.1063 | 0.3234 | 0.76 | 0.0608 | 0.5274 | 0.0672 | 0.6580 |
| 0.46 | 0.1022 | 0.2500 | 0.1051 | 0.3319 | 0.77 | 0.0596 | 0.5440 | 0.0661 | 0.6710 |
| 0.47 | 0.1008 | 0.2500 | 0.1038 | 0.3402 | 0.78 | 0.0584 | 0.5608 | 0.0650 | 0.6841 |
| 0.48 | 0.0994 | 0.2500 | 0.1026 | 0.3491 | 0.79 | 0.0573 | 0.5786 | 0.0639 | 0.6978 |
| 0.49 | 0.0980 | 0.2500 | 0.1013 | 0.3580 | 0.80 | 0.0561 | 0.5959 | 0.0628 | 0.7111 |
| 0.50 | 0.0966 | 0.2500 | 0.1000 | 0.3671 | 0.81 | 0.0550 | 0.6135 | 0.0617 | 0.7246 |
| 0.51 | 0.0951 | 0.2500 | 0.0987 | 0.3758 | 0.82 | 0.0539 | 0.6313 | 0.0607 | 0.7381 |
| 0.52 | 0.0937 | 0.2500 | 0.0974 | 0.3853 | 0.83 | 0.0528 | 0.6494 | 0.0596 | 0.7518 |
| 0.53 | 0.0922 | 0.2500 | 0.0961 | 0.3949 | 0.84 | 0.0517 | 0.6678 | 0.0586 | 0.7655 |
| 0.54 | 0.0908 | 0.2500 | 0.0948 | 0.4050 | 0.85 | 0.0506 | 0.6864 | 0.0576 | 0.7794 |
| 0.55 | 0.0894 | 0.2500 | 0.0936 | 0.4150 | 0.86 | 0.0496 | 0.7052 | 0.0566 | 0.7933 |
| 0.56 | 0.0880 | 0.2500 | 0.0923 | 0.4254 | 0.87 | 0.0486 | 0.7244 | 0.0556 | 0.8074 |
| 0.57 | 0.0865 | 0.2582 | 0.0910 | 0.4357 | 0.88 | 0.0476 | 0.7438 | 0.0546 | 0.8216 |
| 0.58 | 0.0851 | 0.2703 | 0.0897 | 0.4462 | 0.89 | 0.0466 | 0.7635 | 0.0537 | 0.8358 |
| 0.59 | 0.0836 | 0.2822 | 0.0884 | 0.4565 | 0.90 | 0.0456 | 0.7834 | 0.0528 | 0.8502 |
| 0.60 | 0.0822 | 0.2948 | 0.0870 | 0.4672 | 0.91 | 0.0447 | 0.8036 | 0.0518 | 0.8646 |
| 0.61 | 0.0808 | 0.3075 | 0.0857 | 0.4781 | 0.92 | 0.0437 | 0.8251 | 0.0509 | 0.8799 |
| 0.62 | 0.0794 | 0.3205 | 0.0844 | 0.4892 | 0.93 | 0.0428 | 0.8450 | 0.0500 | 0.8939 |
| 0.63 | 0.0779 | 0.3338 | 0.0831 | 0.5004 | 0.94 | 0.0419 | 0.8661 | 0.0491 | 0.9087 |
| 0.64 | 0.0765 | 0.3472 | 0.0819 | 0.5117 | 0.95 | 0.0410 | 0.8875 | 0.0483 | 0.9236 |
| 0.65 | 0.0751 | 0.3613 | 0.0805 | 0.5235 | 0.96 | 0.0401 | 0.9092 | 0.0474 | 0.9385 |
| 0.66 | 0.0737 | 0.3753 | 0.0792 | 0.5351 | 0.97 | 0.0392 | 0.9322 | 0.0465 | 0.9543 |
| 0.67 | 0.0723 | 0.3895 | 0.0780 | 0.5469 | 0.98 | 0.0384 | 0.9545 | 0.0457 | 0.9694 |
| 0.68 | 0.0710 | 0.4034 | 0.0767 | 0.5584 | 0.99 | 0.0376 | 0.9771 | 0.0449 | 0.9847 |
| 0.69 | 0.0697 | 0.4181 | 0.0755 | 0.5704 | 1.00 | 0.0368 | 1.0000 | 0.0441 | 1.0000 |
| 0.70 | 0.0684 | 0.4320 | 0.0743 | 0.5817 | | | | | |