

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur

et de la Recherche Scientifique

Université A/Mira de Bejaia

Faculté de la technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structure

Thème :

*Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation et commercial
Contreventé Par un système mixte (Voiles-portiques) en béton armé*

Réalisé par :

ADRAR Lynda

BOUANANI Sonia

Encadré par :

Mme Hamouche. S

Examineur :

Mr Kheffache. T

Mme Guenounou. K

Promotion 2018-2019

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation du projet et Généralités

I.1. Introduction	1
I.2. Présentation de l'ouvrage	1
I.3. Règlements et normes utilisés	2
I.4. Caractéristiques de l'ouvrage	2
I.5. Caractéristiques du sol d'assise	2
I.6. Caractéristiques des matériaux	3
I.7. Etat limites(BAEL91)	5
I.8. Actions et sollicitations	6
I.9. Combinaisons d'actions	7

Chapitre II: Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

II.1. Introduction	8
II.2. Pré dimensionnement des éléments	8
II.3. Evaluation des charges et surcharges	14
II.4. Descente de charge.....	15
II.5. Etude des planchers.....	19
II.5.1. Les poutrelles	19
II.5.2. Dalles pleines	33
II.5.3. Etude des escaliers	37
II.6. Etude de l'acrotère	42
II.7. Etude de la poutre de chaînage	45
II.8. Poutre brisé	47
II.9. Etude de l'ascenseur	49

Chapitre III: Etude dynamique

III1 Introduction.....	56
III2 Objectifs et exigences	56
III3 Méthodes de calcul.....	56
III4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes.....	60

III.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique	61
III.6. Conclusion.....	69

Chapitre IV: Etude des éléments structuraux

IV.1. Introduction	70
IV.2. Étude des poteaux.....	70
IV.3. Etude des poutres	77
IV.4. Vérification des zones nodales	83
IV.5. Etude des voiles	84

Chapitre V: Etude des fondations

V.1. Introduction	94
V.2. Choix du type de fondation	94
V.3. Calcul de la poutre de rigidité	97
V.4. Étude de mur adossé	101

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Plan de la structure

Rapport de sol

LISTE DES FIGURES

<i>Figure.I.1</i> : La vue en plan (RDC) du bâtiment	2
<i>Figure.I.2</i> : Façade principale du bâtiment.....	2
<i>Figure.I.3</i> : Diagramme des contraintes du béton	4
<i>Figure.I.4</i> : Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	5
<i>Figure.II.1</i> : Coupe du plancher à corps creux.....	8
<i>Figure.II.2</i> : Schémas de la disposition des poutrelles dans étage service	9
<i>Figure.II.3</i> : Schémas de la disposition des poutrelles dans étage courant	9
<i>Figure. II.4</i> : Schéma d'une poutrelle.....	10
<i>Figure. II.5</i> : Vue en plan d'un voile	11
<i>Figure.II.6</i> : Dimensionne de l'acrotère.....	12
<i>Figure.II.7</i> : Schéma statique de la console.....	13
<i>Figure.II.8</i> : Surface afférente P1	15
<i>Figure.II.9</i> : Diagramme des moments fléchissent dans la poutrelle à l'ELU.....	21
<i>Figure.II.10</i> : Diagramme des moments fléchissent dans la poutrelle à l'ELS.....	21
<i>Figure.II.11</i> : Diagramme des efforts tranchants dans la poutrelle	22
<i>Figure.II.12</i> : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	32
<i>Figure.II.13</i> : Schéma de ferrailage de la dalle 1 et sa coupe A-A.....	36
<i>Figure.II.14</i> : Schéma de ferrailage de la dalle 2 et sa coupe B-B.....	37
<i>Figure.II.15</i> : Schéma de ferrailage de la dalle 3 et sa coupe C-C	37
<i>Figure.II.16</i> : Schéma statique de la 1 ^{ère} la 3 ^{ème} volée	37
<i>Figure.II.17</i> : Schéma de ferrailage de la volée 1 et 3	40
<i>Figure.II.18</i> : Schéma de la console.....	40
<i>Figure.II.19</i> : Schéma de ferrailage de l'acrotère	44
<i>Figure.II.20</i> : Schéma de ferrailage de la poutre de chainage en travée et en appui.....	47
<i>Figure.II.21</i> : Schéma statique de la poutre brisé.....	47
<i>Figure.II.22</i> : Schéma de ferrailage de la poutre brisé en appui et en travée	49
<i>Figure.II.23</i> : Schéma représentant la surface d'impact	52
<i>Figure.II.24</i> : Vue en coupe du ferrailage de la dalle	55
<i>Figure.III.1</i> : Vu en 3D de la structure.....	61
<i>Figure.III.2</i> : Disposition des voiles.....	61
<i>Figure.III.3</i> : Mode 1, Translation suivant l'axe x-x.....	62
<i>Figure.III.4</i> : Mode 2, Translation suivant l'axe Y-Y.....	63
<i>Figure.III.5</i> : Mode 3, Rotation suivant l'axe z-z.....	63
<i>Figure. IV.1</i> : Zone nodale.....	71
<i>Figure. IV.2</i> : Section transversale d'un poteau	74
<i>Figure. IV.3</i> : Schéma de la zone nodale	83
<i>Figure. I.4</i> : Disposition des voiles	85
<i>Figure. IV.5</i> : Section transversale d'un poteau	85
<i>Figure. IV.6</i> : Schème de ferrailage de voile V _{X1}	93
<i>Figure.V.1</i> : Schéma statique d'une semelle isolée	94
<i>Figure .V.2</i> : Schéma statique d'une semelle filante suivant le sens y-y	95
<i>Figure .V.3</i> : Schéma de ferrailage de la semelle filante (coupe longitudinal)	100

Figure .V.4: Schéma de ferrailage de la semelle filante en travée (coupe transversale B-B').....	100
Figure .V.4: Schéma de ferrailage de la semelle filante en appui (coupe transversale A-A')	101
Figure.V.5 : Répartition des contraintes sur le voile	102
Figure .V.6 : Schéma de ferrailage du mur adossé	104

LISTES DES TABLEAUX

Tableau. II .1 : Les sections des poteaux	11
Tableau. II .2 : Les charges et les surcharges de l'acrotère.....	12
Tableau. II .3 : Les dimensions des dalles.....	13
Tableau. II .4 : Les dimensions des escaliers.....	14
Tableau. II .5 : Evaluation des charges et surcharges sur les planchers	14
Tableau. II .6 : Evaluation des charges et surcharges sur les escaliers.....	14
Tableau. II .7 : Les charges dans les poteaux.....	16
Tableau. II .8 : Descente de charge dans le P1	16
Tableau. II .9 : Vérification à la compression.....	17
Tableau. II .10 : Vérifications le critère de stabilité de forme.....	18
Tableau. II .11 : Vérifications de l'effort normal.....	18
Tableau. II .12 : Les nouvelles sections des poteaux.....	19
Tableau. II .13 : Type de poutrelle dans les différent étage	19
Tableau. II .14 : Les sollicitations dans les appuis (terrasse inaccessible).....	22
Tableau. II .15 : Les sollicitations dans les travées (terrasse inaccessible).....	22
Tableau. II .16 : Les sollicitations dans les appuis (étage courant).....	23
Tableau. II .17 : Les sollicitations dans les travées (étage courant).....	23
Tableau. II .18 : Les sollicitations dans les appuis (étage service).....	23
Tableau. II .19 : Les sollicitations dans les travées (étage service).....	24
Tableau. II .20 : ferrailage des poutrelles en appui.....	25
Tableau. II .21 : Vérification de la flèche.....	29
Tableau. II .22 : Ferrailage des poutrelles dans étage courant.....	30
Tableau. II .23 : les vérifications pour les poutrelles.....	30
Tableau. II .24 : Vérification de l'état limite de compression du béton.....	30
Tableau. II .25 : Calcul de la flèche des poutrelles.....	31
Tableau. II .26 : Recalcul de la flèche des poutrelles.....	31
Tableau. II .27 : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	32
Tableau. II .28 : Les sollicitations dans les dalles.....	33
Tableau. II .29 : Calcul les sollicitations des dalles.....	33

Tableau. II .30 : Ferrailage des dalles.....	34
Tableau. II .31 : Calcul le A^{\min} dans les dalles dans les deux sens.....	34
Tableau. II .32 : L'espacement des armateurs.....	34
Tableau. II .33 : Les vérifications a l'ELU.....	34
Tableau. II .34 : Vérification des contraintes dans le béton.....	35
Tableau. II .35 : Vérification de la flèche pour les dalles.....	35
Tableau. II .36 : Calcul de la flèche de la dalle 1 sens x-x.....	35
Tableau. II .37 : Calcul de la flèche de la dalle 1 sens y-y.....	36
Tableau. II .38 : Caractéristique de la 1 ^{ère} et la 3 ^{ème} volée.....	37
Tableau. II .39 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS.....	38
Tableau. II .40 : Ferrailage des escaliers.....	38
Tableau. II .41 : Vérification des contraintes dans le béton.....	39
Tableau. II .42 : Calcul de la flèche.....	39
Tableau. II .43 : Ferrailage de la 2 ^{ème} volée.....	41
Tableau. II .44 : Vérification des contraintes dans le béton.....	42
Tableau. II .45 : Calcul des combinaisons dans l'acrotère.....	43
Tableau. II .46 : Ferrailage de l'acrotère.....	43
Tableau. II .47 : Vérification des contraintes.....	44
Tableau. II .48 : Résumé des résultats de ferrailage.....	45
Tableau. II .49 : Vérification des contraintes de la poutre de chaînage.....	46
Tableau. II .50 : Les sollicitations de la poutre brisée.....	47
Tableau. II .51 : Résultats de ferrailage de la poutre brisé.....	48
Tableau. II .52 : Vérification des contraintes de la poutre brisée.....	49
Tableau. II .53 : Les sollicitations de l'ascenseur.....	50
Tableau. II .54 : Résultats de ferrailage de l'ascenseur.....	51
Tableau. II .55 : Vérifications des contraintes dans l'ascenseur.....	52
Tableau. II .56 : Résultats des calculs de ferrailage.....	53
Tableau. II .57 : Vérification des contraintes de l'ascenseur.....	55
Tableau. II .58 : Vérification de la flèche de l'ascenseur.....	55
Tableau. III.1 : Valeurs des pénalités P_q	58

Tableau.III.2 : Mode de vibration et taux de participation des masses.....	62
Tableau.III.3 : Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	64
Tableau.III.4 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	65
Tableau.III.5 : Résumé des résultats.....	65
Tableau.III.6 : Vérification de la résultante des forces sismique.....	66
Tableau.III.7 : Vérification des déplacements sens x.....	66
Tableau.III.8 : Vérification des déplacements sens y.....	67
Tableau.III.9 : Vérification des effets (P- Δ) sens x.....	68
Tableau.III.10 : Vérification des effets (P- Δ) sens y.....	68
Tableau.I V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	71
Tableau.I V.2 : Les sollicitations dans les poteaux.....	72
Tableau.I V.3 : Armatures longitudinales.....	73
Tableau.I V.4 : Armature transversales.....	73
Tableau.I V.5 : Justification de l'effort normal réduit.....	74
Tableau.I V.6 : Justification des contraintes.....	75
Tableau.I V.7 : Vérification des contraintes tangentielles.....	75
Tableau.I V.8 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	76
Tableau.I V.9 : Les sollicitations dans les poutres.....	77
Tableau.I V.10 : Armatures longitudinal dans les poutres.....	78
Tableau.I V.11 : Vérification des contraintes tangentielles.....	79
Tableau.I V.12 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	79
Tableau.I V.13 : Vérification de l'état limite de compression.....	80
Tableau.IV.14 : Vérification de la flèche des poutres.....	80
Tableau.I V.15 : Schéma de ferrailage des poutres d'étage service et terrasse inaccessible	81
Tableau.I V.16 : Schéma de ferrailage des poutres d'étage habitation.....	82
Tableau.I V.17 : Les moments résistant dans les poteaux.....	83
Tableau.I V.18 : Les moments résistant dans les poutres.....	83
Tableau.I V.19 : Vérification de la zone nodale dans différent étage.....	84
Tableau.I V.20 : Récapitulation des efforts dans les voiles.....	86

Tableau. I V.21 : Ferrailage des voiles V_{x1}	88
Tableau. I V.22 : Ferrailage des voiles V_{x2}	89
Tableau. I V.23 : Ferrailage des voiles V_{x3}	90
Tableau. I V.24 : Ferrailage des voiles V_{xasc}	91
Tableau. I V.25 : Ferrailage des voiles V_{y1}	92
Tableau. I V.26 : Ferrailage des voiles V_{yasc}	93
Tableau. V.1 : Ferrailage de la poutre de rigidité.....	98
Tableau. V.2 : Ferrailage de la poutre de rigidité.....	98
Tableau. V.3 : Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	99
Tableau. V.4 : Résulta de recalcul de la section d'acier à l'ELS.....	99
Tableau. V.5 : Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	99
Tableau. V.6 : Section des armatures du mur adossé.....	103

Introduction générale

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir, elle est menée par les ingénieurs civils, qui peuvent s'occuper non seulement de l'étude et la conception d'ouvrages, mais aussi la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, dont ils assurent la gestion, afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la protection des usagers et aussi de l'environnement.

Après la conception architecturale des structures, et l'étude géotechnique du site d'implantation, la structure sera transmise pour le dimensionnement génie civil selon les règles en vigueur. L'ingénieur génie civil va veiller à dimensionner les éléments de la structure sous différents chargements tout en respectant les prescriptions réglementaires. La conception parasismique des bâtiments et des ouvrages de génie civil fait désormais partie des tâches de l'ingénieur. Dans le domaine du bâtiment, la bonne utilisation d'une norme parasismique par un ingénieur de structures suppose qu'il comprenne les particularités de l'action sismique.

L'étude d'un ouvrage de génie civil repose principalement sur la conception architecturale (plans), la conception parasismique (distribution des masses et rigidités) et le respect des règles de calcul, aussi sur la reconnaissance du sol et du site d'implantation des ouvrages. A cela s'ajoute la qualité des matériaux et des produits de construction, la qualité des travaux d'exécution, la qualité du suivi des travaux de réalisation et du contrôle technique de construction, conformément aux exigences réglementaires requises en particulier et aux règles de l'art en général.

Dans ce présent travail on présente l'étude d'un bâtiment en béton armé destiné à usage d'habitation et commercial composé, d'un rez-de-chaussée et huit étages. La structure étudiée sera implantée à Bejaia au lieu-dit : SIDI AHMED. Donc selon la classification du RPA99/2001 la zone sismique d'importance moyenne IIa. Le bâtiment fait partie du projet dit "**28 logements**", à usage d'habitation et commercial donc il est classé d'après les règles parasismiques algérienne « **RPA99/Version 2003** » dans le groupe d'usage 2. La structure étudiée sera réalisée par une ossature en béton armé, cette ossature sera constituée par des portiques poteaux-poutres en béton armé, et des voiles de contreventement aussi en béton armé, et des planchers qui

constituent les diaphragmes. L'ensemble des cloisons de séparation sont des murs en maçonnerie (en brique et mortier) et les éléments non structuraux sont réalisés en béton armé.

Le travail est divisé en Cinq chapitres, le premier portera sur la présentation complète de la structure étudiée, du site d'implantation, des règlements utilisés ainsi la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser. Le deuxième sera consacré pour le calcul des éléments non structuraux (les planchers, les escaliers, l'acrotère...) et pour la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments non structuraux et structuraux du bâtiment. Le troisième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ETABS. La structure est modélisée sous forme d'une ossature en portique poteau et poutre et des planchers modéliser sous forme de diaphragmes rigides. Le modèle de la structure est composé de 8 étages encastrés à la base. Le quatrième chapitre portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles). Le cinquième chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure (les fondations) Dans cette partie de notre travail on va présenter les différentes étapes du dimensionnement des fondations de l'ouvrage en question toute en respectant les règles en vigueur. Et en termine par une conclusion générale.

I.1.Introduction

L'étude génie civile d'une structure donnée nécessite la connaissance d'un certain nombre de données concernant l'ouvrage lui-même, à savoir sa destination, son importance, son architecture, sa géométrie,...etc. Aussi il est nécessaire de connaître son environnement : le site d'implantation, topographie, géotechnique, ainsi la zone sismique de la région...etc. L'ingénieur doit avoir des connaissances sur les matériaux qui seront utilisés pour la réalisation de l'ouvrage.

En plus à ce qui est cité précédemment l'ingénieur en génie civil doit prendre en considération dans l'étude les règles de constructions en vigueur, tout en tenant compte à la fois le facteur sécuritaire et économique. Pour cela il doit avoir des connaissances de base sur lesquelles il va s'appuyer. Dans ce chapitre on va présenter l'ouvrage étudié, et on va donner un aperçu sur les matériaux ainsi sur les règlements utilisés dans l'étude.

A cet effet, on consacre ce premier chapitre pour la description de la structure étudiée par la définition des différentes dimensions, les plans architecturaux et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés, aussi présentation du site :localisation, reconnaissance, stabilité et classification du site.

I.2.Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage étudié dans ce présent travail est un bâtiment à usage d'habitation et commercial composé d'un rez-de-chaussée et huit étages destinés à accueillir des logements. Le bloc étudié se compose de d'un rez-de-chaussée et huit étages qui vont contenir 28 logements à usage d'habitation, chaque niveau contient 4 appartements F3 (deux logements de surface F3 type 1 = 68.35m^2 et deux autres de surface F3 type 2 = 67.60m^2), et un rez-de-chaussée usage commerce d'une surface $S=290.2\text{m}^2$ et premier étage usage service d'une surface $S=253.95\text{m}^2$ Les étages sont presque identiques, absence totale d'étages avec terrasses, ce qui veut dire la non existence de décrochement importants qui peuvent être source d'irrégularités en élévation.

La structure étudiée sera implantée à Bejaia au lieu-dit : SIDI AHMED. Donc selon la classification du RPA99/2003 la zone sismique d'importance moyenne IIa. Le bâtiment fait partie du projet dit "**28 logements**", à usage d'habitation et commercial donc elle est classée d'après les règles parasismiques algérienne « **RPA99/Version 2003** » dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne (**IIa**).[1]

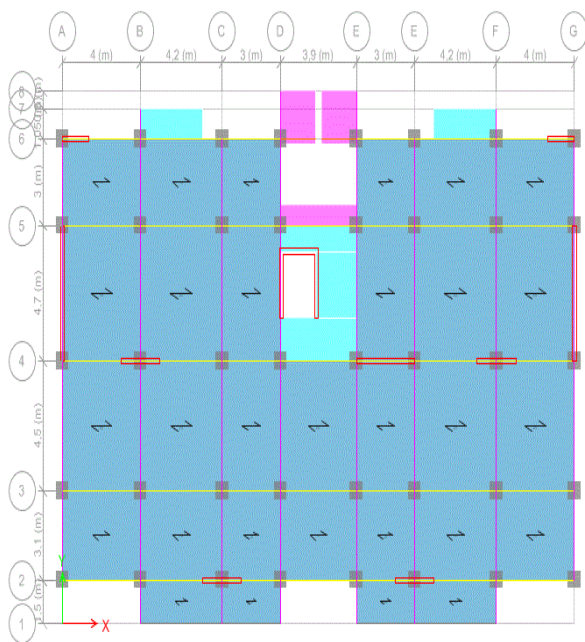


Figure I.1 La vue en plan (RDC) du bâtiment

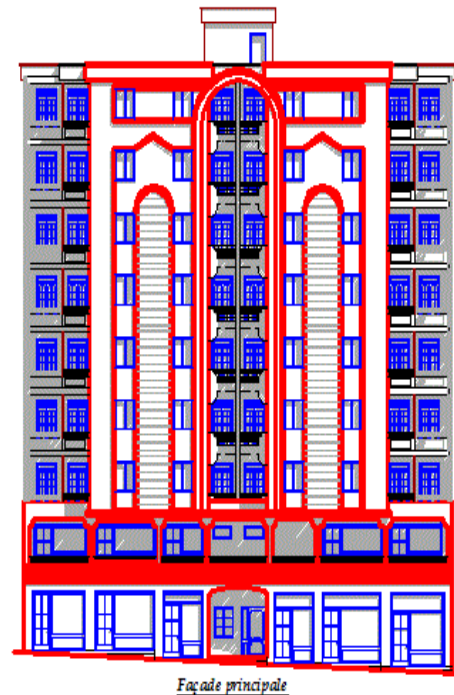


Figure I.2 Façade principale du bâtiment

I.3. Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA99/version 2003 ; (règlement parasismique algérienne)
- ❖ CBA93 ; (code de béton armé)
- ❖ DTR ;(document techniques réglementaire, charge et surcharge)
- ❖ BAEL91/version 99 ; (béton armé aux états limites)

I.4. Caractéristiques de l'ouvrage

Les caractéristiques de la structure sont :

- ❖ Largeur en plan.....18.60m
- ❖ Longueur en plan.....26.60m
- ❖ Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère)31.62m
- ❖ Hauteur du RDC.....4.08m
- ❖ Hauteur d'étage courant..... 3.06m

I.5. Caractéristiques du sol d'assise

Le sol du site devant servir d'assise pour la réalisation des 28 logements promotionnels aidés, est constitué par une couche des terres végétales superficiel reposant sur une couche des argiles schisteuses à marneuses par endroit, jusqu'à une profondeur de 11.00m, le tout repose sur un substratum rocheux (marno-calcaires).

Sur la base de l'analyse et l'interprétation des résultats des essais in situ, des essais de laboratoire nous préconisons un mode de fondation superficiel, ancrées à partir de :

- A partir de 1.50 m de profondeur avec une contrainte admissible de 2.30 bars, sur la partie haute du terrain.
- A partir de 1.50 m de profondeur avec une contrainte admissible de 3.0 bars, sur la partie basse du terrain (niveau de la route)

De 0.00 à 4.00 m / partie haute du terrain : cohésion : 26.4° et angle de frottement interne : 0.37 bar.

Au-delà de 4.00 m de profondeur / partie haute du terrain : 22.95° et angle de frottement interne : 0.89 bar.

I.6. Caractéristiques des matériaux

I.6.1. Le béton

I.6.1.1. Définition

Le béton est un matériau constitué par des proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon), et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

I.6.1.2. Résistance caractéristiques du béton

a. Résistance caractéristiques à la compression

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté f_{c28}). Cette résistance est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

- Pour un béton courant dosé à 350 kg/m³ de ciment Portland artificiel (CPA 425, la résistance moyenne apprendre généralement dans les calculs $f_{c28} = 25$ MPA.
- Sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge : $f_{c28} = 25$ MPA.
- Le module d'élasticité du béton pour un $f_{c28} = 25$ MPA ; $E = 3,21.10^4$ MPA.

b. Résistance à la traction

- Sa résistance caractéristique à la traction pour $f_{c28} = 25$ MPA égale à $f_{t28} = 2,1$ MPA.

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours et } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

c. Contraintes limite

Pour le calcul à L'ELU on admet le diagramme simplifié : Parabole rectangle.

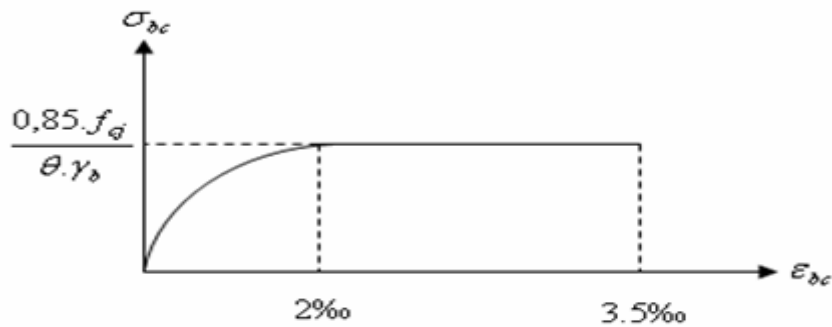


Figure.I.3 : Diagramme des contraintes du béton.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelles.

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

Contraintes limites de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa}\right) = 3,33\text{Mpa} \text{ pour fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa}\right) = 2,5\text{Mpa} \text{ pour fissuration nuisible et très nuisible}$$

I.6.2. L'acier

Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul. Les aciers utilisés dans les bâtiments sont généralement de type FeE400 (Fe = 400 MPA) pour les aciers à haute adhérence et FeE500 (Fe = 500 MPA pour les treillis soudés).

- Caractéristiques mécaniques de l'acier :
 - Le module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ MPA.
 - Les contraintes limites :

à l'ELU : on admet le diagramme suivant :

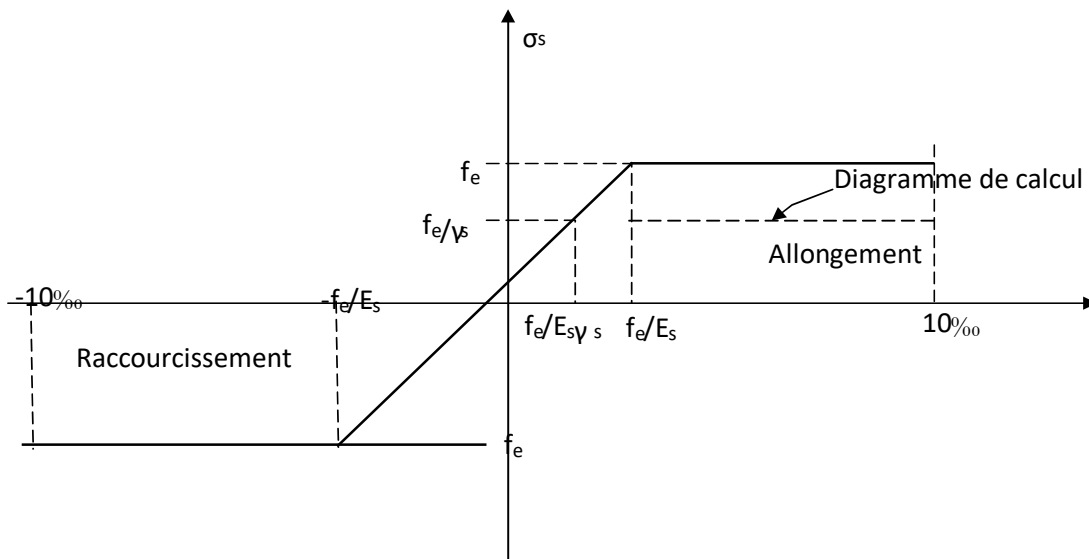


Figure.I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

γ_s = Coefficient de sécurité.

$$\sigma_{adm} = \frac{f_e}{\gamma_s} \left\{ \begin{array}{l} 348 \text{ Mpa situation durable } (\gamma_s = 1.15) \\ 400 \text{ Mpa situation accidentelles } (\gamma_s = 1) \end{array} \right\}$$

À l'ELS : Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible pas de vérification
- Fissuration nuisible : $\min \left(\frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \text{ Mpa} \right)$
- Fissuration très nuisible : $\min \left(0.5 f_e , 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \text{ Mpa} \right)$

η : Coefficient de sécurité.

$\eta = 1$ pour les aciers (RL).

$\eta = 1,6$ pour les aciers à hautes adhérence (HA).

I.7. Etat limites (BAEL91)

Définition

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un des ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

I.7.1. Etat limites ultimes

Sont ceux qui sont associé à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

I.7.2. Etat limite de service

Sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service ; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, la déformation.

I.8. Actions et sollicitations

I.8.1. Les actions

I.8.1.1. Définitions

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- ❖ Des charges permanentes ;
- ❖ Des charges d'exploitations ;
- ❖ Des charges climatiques ;

I.8.1.2. Valeurs et caractéristiques des actions

➤ Les actions permanentes (G)

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Le poids propre de la structure ;
- ❖ Cloisons, revêtement, superstructures fixes ;
- ❖ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides ;
- ❖ Les déformations imposées à la structure ;

➤ Les actions variables (Q)

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps, elles comprennent :

- ❖ Les charges d'exploitations ;
- ❖ Les charges climatiques (neige et vent) ;
- ❖ Les effets thermiques ;

➤ Les actions accidentelles (FA)

Ce sont celles provenant des phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ❖ Les chocs ; Les séismes ; Les explosions ; Les feux.

I.8.2. Les sollicitations

Les sollicitations sont les efforts (effort normale, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

I.9. Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions de calcul à considérer simultanément. Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

Dans ce qui suit on désigne par :

[1] (Article A.3.3.1)

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable de base.

$Q_i (i > 1)$: action variable d'accompagnement

I.9.1. Combinaisons d'actions à l'ELU

➤ Situations durables ou transitoires

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$G_{\max} + G_{\min} + \gamma Q_1 + \sum 1.3 \psi Q_i \quad [1] \text{ (Article A.3.3.2.1)}$$

$\psi_{0i} = 0.77$ Pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

γQ_1 : vaut 1.5 en général et 1.35 dans les cas suivants :

- ❖ Bâtiments agricoles à faible occupation humaine ;
- ❖ Charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier ;
- ❖ La température.

➤ Situations accidentelle

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad [1] \text{ (Article A.3.3.2.2)}$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{11} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

Pour ce qui est de l'action sismique les règles parasismiques algériennes RPA99 /2003 considèrent les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E \quad (1) \qquad 0.8G \pm E \quad (2)$$

Dans le cas de portiques auto stables, la première combinaison est remplacée par

$$G + Q \pm 1.2E$$

I.9.2. Combinaisons d'actions à l'ELS

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

II.1. Introduction

La détermination des sections des différents éléments de la structure par pré dimensionnement pour reprendre les efforts sollicitant, pour cela nous nous référons aux règlements du **RPA99** Version2003, le **BAEL91** et le **CBA93**.

La transmission des charges suit la chaîne suivante :

Charges et Surcharges → Poutrelles → Poutres → Poteaux+Voiles → Fondations → Sol.

II.2. Pré dimensionnement des éléments

II.2.1. Plancher

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment, Il supporte :

- Les surcharges d'exploitation.
- Les charges permanentes (cloisons, revêtements).

Le dimensionnement du plancher se calcul selon le CBA93 par la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

L_{\max} : Longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

h_t :Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = 420 - 30 = 390\text{cm} \Rightarrow h_t \geq 17.33\text{cm}.$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4) = 20\text{cm}$.

Avec :

$h = 16\text{ cm}$: hauteur du corps creux. $h_0 = 4\text{ cm}$: hauteur de la dalle de compression.

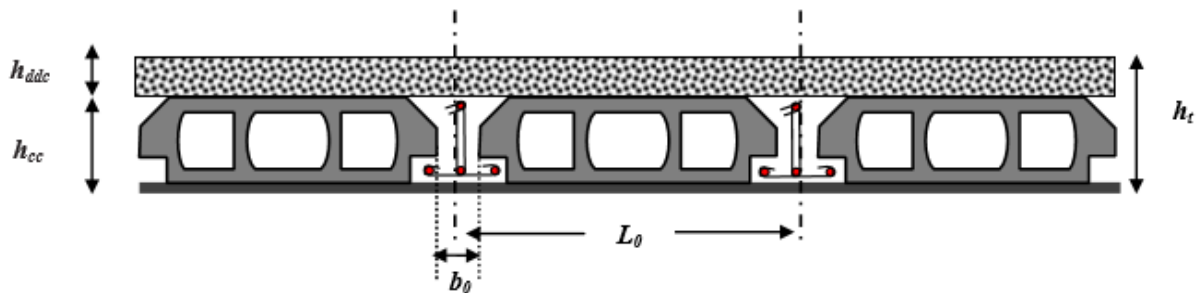


Figure.II.1 : Coupe du plancher à corps creux.

II.2.2. Les poutrelles

Ce sont des petites poutres préfabriquées en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, la disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

➤ La disposition des poutrelles dans le plancher étage service

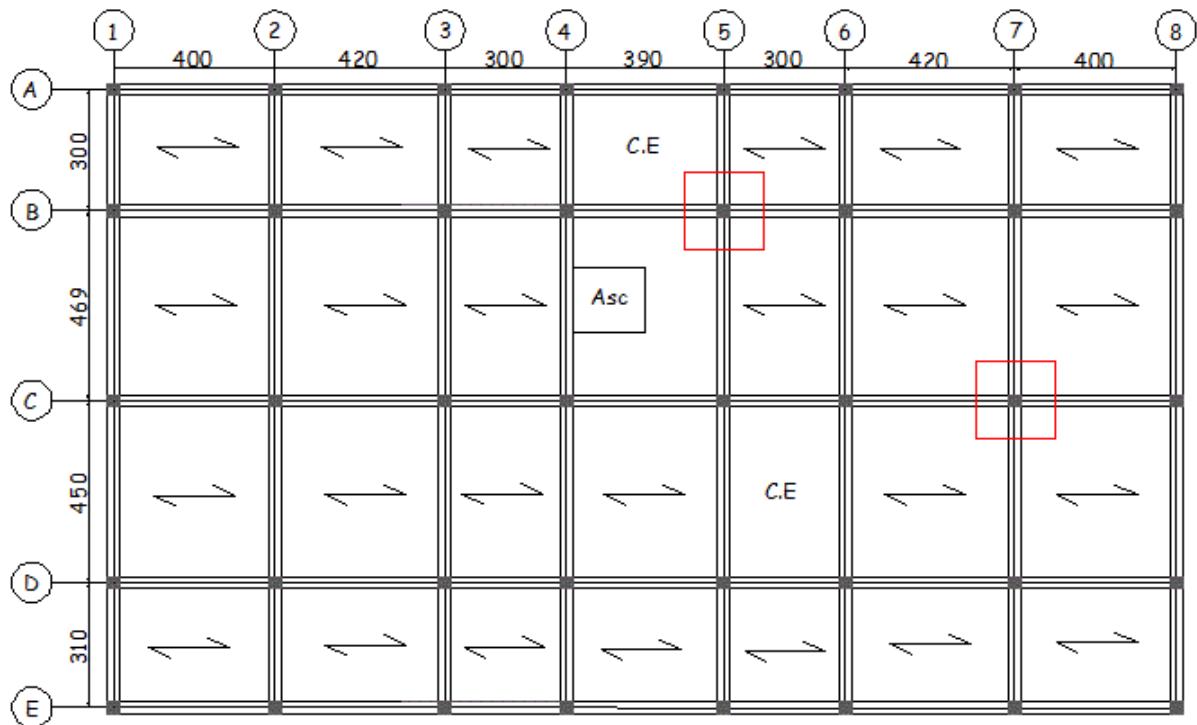


Figure.II.2 : Schémas de la disposition des poutrelles dans étage service.

➤ La disposition des poutrelles dans le plancher étage habitation

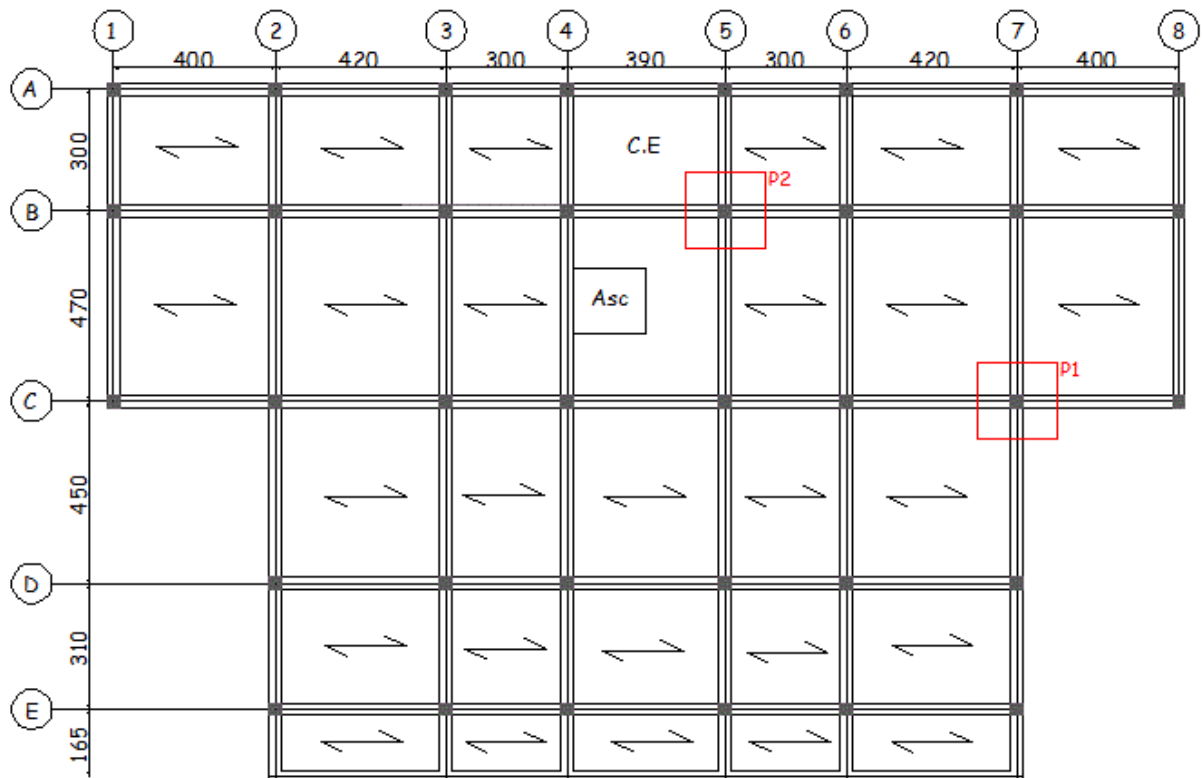


Figure.II.3 : Schémas de la disposition des poutrelles dans étage courant.

• Dimensionnement des poutrelles

Détermination de la table de compression :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

h_t :Hauteur du plancher.

b :Largeur de la table de compression.

l_x :Distance maximale entre nus de deux poutrelles.

l_y :Travée minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

b_0 :Largeur de la nervure.

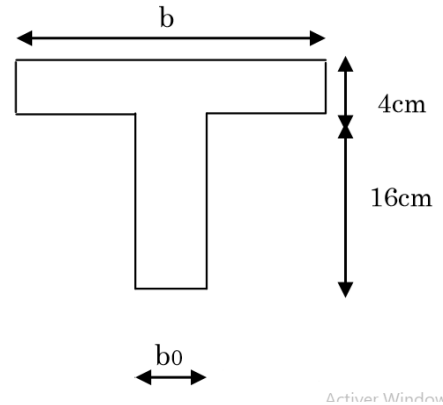


Figure.II.4 : Schéma d'une poutrelle.

$$l_0 = 65cm \quad l_x = 65 - 10 = 55cm \quad l_y = 300 - 30 = 270cm$$

$$b_0 = (0.4 ; 0.6) h_t = (8cm ; 12cm) \quad \text{soit} \quad b_0 = 10cm$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{270}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-b_0}{2} \leq 27cm$$

$$b-b_0 = 55cm \Rightarrow b = 64cm$$

II.2.3. Les poutres

C'est un élément porteur horizontal et linéaire qui reçoit des actions mécanique (efforts et moments).

Et selon le **BAEL91** le pré dimensionnement se calcul par condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad L_{max} : \text{La distance maximale entre nu d'appuis.}$$

- **Poutres principales** : elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

$$\begin{cases} L_{max} = 470 - 30 = 440cm \\ \frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \end{cases} \Rightarrow \text{soit} \begin{cases} h = 35cm \\ b = 30cm \end{cases}$$

- **Poutres secondaires** : elles sont parallèles aux poutrelles.

$$\begin{cases} L_{max} = 420 - 30 = 390cm \\ \frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \end{cases} \Rightarrow \text{soit} \begin{cases} h = 35cm \\ b = 30cm \end{cases}$$

- **Poutre de chinage** :

On prend $\begin{cases} h = 30cm \\ b = 25cm \end{cases}$

Selon le **RPA99** les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ h/b \geq 4 \end{cases}$$

II.2.4. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments en béton armé ou précontrainte constituant l'ossature verticale des structures, il s'agit d'éléments principalement comprimés dans le cas des bâtiments contreventés.

Selon le **RPA99(vesion2003)**, le dimensionnement des poteaux doit vérifier les conditions suivantes pour la zone II_a :

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 25cm \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4cm \end{cases}$$

Dans notre projet la hauteur libre d'étage est la même pour tous les niveaux sauf le RDC.

Pour les niveaux de 1^{er} au 8^{eme} étage :

$$h_e = 286cm \quad \min(b, h) \geq \frac{286}{20} \Rightarrow \min(b, h) = 14.3cm$$

Pour RDC :

$$h_e = 388cm \quad \min(b, h) \geq 19.4cm$$

On adopte préalablement à des sections suivantes :

Tableau.II.1 : Les sections des poteaux.

Poteaux RDC et 1er étage (cm ²)	Poteaux 2,3ème étage (cm ²)	Poteaux 4,5ème étage (cm ²)	Poteaux 6,7ème étage (cm ²)	Poteaux 8ème étage (cm ²)
50 × 45	45 × 40	40 × 35	35 × 30	30 × 30

II.2.5. Les voiles

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$\text{RDC} \Rightarrow h_e = 388cm$$

$$e \geq \left[\frac{388}{20}; 15 \right] \Rightarrow e = 20cm$$

$$\text{Les autres niveaux} \Rightarrow h_e = 286cm$$

$$e \geq \left[\frac{286}{20}; 15 \right] \Rightarrow e = 15cm$$

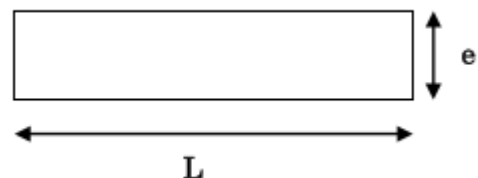


Figure. II.5 : vue en plan d'un voile.

II.2.6. L’acrotère

L’acrotère est un élément en béton armé de protection qui se trouve au supérieure du bâtiment, non structural assimilé à une console encastrée a sa base au plancher terrasse, il est soumis à la flexion composée due à :

- Effort normal provoqué par son poids propre **G**.
- Un moment de flexion provoqué par une force horizontale due à la surcharge **Q**.

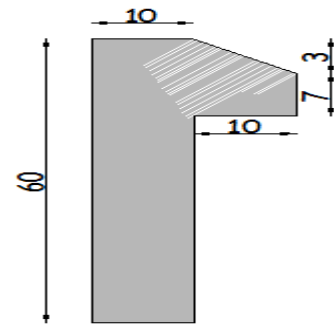


Figure.II.6 : dimensionne de l’acrotère.

On prend H = 60cm.

Tableau.II.2: Les charges et les surcharges de l’acrotère.

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Poids des enduits(m ²)	Poids totale (KN/ml)	La force Sismique(KN)	La charge D’exploitation (KN/ml)
0.068	1.712	0.42	2.132	1.023	1

II.2.7. Les dalles pleines

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d’épaisseur de 10 à 20cm ou plus qui repose sur des appuis.

Le prés dimensionnement de ce type dépend de trois critères :

- Critère de résistance à la flexion **RPA99/2003** :

$$e \geq \frac{l_x}{20} \text{ Pour une dalle en console ou deux appuis.}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \text{ pour une dalle sur plus de deux appuis (avec } \rho < 0.4 \text{).}$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \text{ pour une dalle sur plus de deux appuis (avec } \rho \geq 0.4 \text{).}$$

Pour panneau sur deux appuis parallèles, on propose aussi : $e \geq \frac{l}{20}$

- Critère de résistance au feu :

e = 7cm pour une heure de coupe-feu.

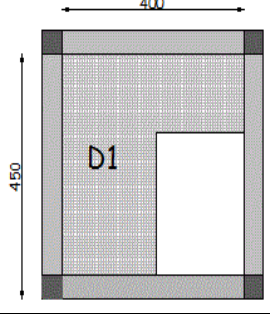
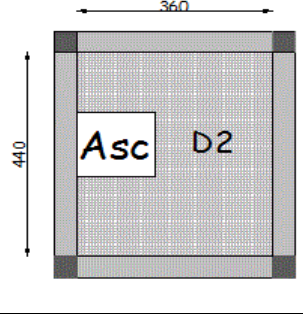
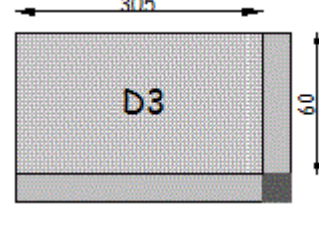
e = 11cm pour deux heures de coupe-feu.

e = 17,5cm pour quatre heures de coupe-feu.

- Isolation phonique :

Selon les règles technique **CBA93**, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Tableau.II.3: Les dimensions des dalles.

Type	Type 01 : Dalle sur 4 appuis	Type 02 : Dalle sur 4 appuis	Type 03 : Dalle sur 2 appuis
Vue en plan			
L_x	400	360	60
L_y	450	440	305
σ	0.88	0.81	0.196
Critère de résistance	$\frac{400}{45} \leq e \leq \frac{400}{40}$ $8.89 \leq e \leq 10$	$\frac{360}{45} \leq e \leq \frac{440}{40}$ $8 \leq e \leq 9$	$e \geq \frac{60}{20}$ $e \leq 3$
Epaisseur (cm)	14	14	14

II.2.8. L'escaliers

Les escaliers sont une succession des marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles sont réalisées en béton armé coulé sur place.

La formule empirique de **BLONDEL** :

La formule très empirique de BLONDEL qui les lie est :

$$2h + g = m \quad \text{avec } 59 \leq m \leq 64cm \quad (1)$$

Elle correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen.

$$h = \frac{H}{n} \quad g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{Avec : n nombre de marche.}$$

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier Escaliers droits à deux volées

➤ **Etude de l'escalier et la console étage habitation**

La console

On a :

$$H = 34cm \quad ; \quad L = 150cm$$

$$e \geq \frac{L_y}{20} \Rightarrow e \geq \frac{150}{20} \Rightarrow e \geq 7.5cm$$

$e \geq 11cm$ pour 02 heures de coupes de feu

On prend $e = 12cm$

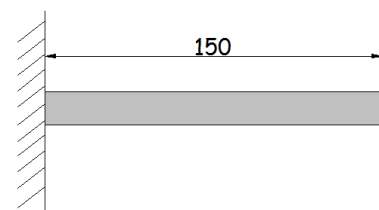
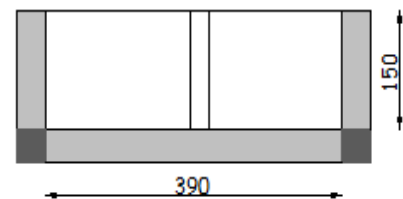


Figure .II.7 : schéma statique de la console.

Tableau.II.4: Les dimensions des escaliers.

Types	volée	H (cm)	L ₀ (cm)	L _v (cm)	L _p (cm)	L (cm)	n	n-1	g (cm)	h (cm)	e (cm)	α
Types 01	1	255	420	491.35	1.9+1.45	826.35	15	14	30	17	28	31.26
	2	153	240	284.62	145+60	489.62	9	8	30	17	18	32.52
Types 02	1	102	150	181.39	315	496.39	6	5	30	17	18	34.21
Types 03	1-3	136	210	2502	70+150	470.19	8	7	30	17	16	32.92
	2	34	/	/	/	150	/	/	/	/	16	/

II.3. Evaluation des charges et surcharges

II.3.1. Evaluation les charges et les surcharges sur les planchers

Les charges et les surcharges d'exploitation sont données par **DTR** charge et surcharge.

Tableau.II.5: Evaluation des charges et surcharges sur les planchers.

Désignation des éléments	Terrasse inaccessible		Etage courant		Les murs en double cloisons
	Corps creux	Dalle pleine	Corps creux	Dalle pleine	
Gravillon de protection	0.8	0.8	/	/	/
Multicouche d'étanchéité	0.12	0.12	/	/	/
Forme de pente 1,2%	3.08	3.08	/	/	/
Isolation thermique	0.16	0.16	/	/	/
Plancher corps creux	2.85	/	2.85	/	/
Enduit en plâtre	0.2	/	0.2	/	0.2
Revêtement carrelage	/	/	0.4	0.4	/
Mortier de pose	/	/	0.4	0.4	/
Lit de sable	/	/	0.36	0.36	/
Enduit en ciment	/	0.36	/	0.36	0.36
Cloison de séparation	/	/	0.9	/	/
Dalle pleine e =14cm	/	3.5	/	3.5	/
Brique creuse e =15cm	/	/	/	/	1.3
Brique creuse e =10cm	/	/	/	/	0.9
G (KN/m²)	7.21	8.02	5.11	5.02	2.76
Q (KN/m²)	1	1	1.5	1.5	/

II.3.2. Evaluation les charges et les surcharges sur escaliers

Tableau.II.6 : Evaluation des charges et surcharges sur les escaliers.

Désignation des éléments	Palier			Volée		
	e=16cm	e=18cm	e=28cm	e=16cm	e=18cm	e=28cm
Revêtement en carrelage	0.4	0.4	0.4	/	/	/
Mortier de pose horizontale	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
Lit de sable	0.36	0.36	0.36	/	/	/
Crépissage	/	/	/	0.48	0.47	0.47
Dalle pleine	4	4.5	7	/	/	/
Enduit en plâtre	0.2	0.2	0.2	/	/	/
Paillasse	/	/	/	4.76	5.34	8.19

Marche	/	/	/	1.87	1.87	1.87
Mortier de pose verticale	/	/	/	0.23	0.23	0.23
Revêtement verticale	/	/	/	0.25	0.25	0.25
Revêtement horizontale	/	/	/	0.44	0.44	0.44
G (KN/m²)	5.36	5.86	8.36	8.43	9	11.85
Q (KN/m²)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5

II.4. Descente de charge

II.4.1. Poteau (P1)

➤ Calcul de surface afférente

Corps creux : $S_{aff} = (1.95 \times 2.2) + (1.85 \times 2.2) + (1.95 \times 2.1) = 12.45m^2.$

Dalle pleine : $S_{aff} = (1.85 \times 2.1) = 3.88m^2.$

➤ Les charges et surcharge de P1

Pour le plancher terrasse

$G = G_{terrasse} \times S_{terrasse} = (7.21 \times 12.45) + (8.02 \times 3.88) = 120.88KN.$

$Q = Q_{terrasse} \times S_{terrasse} = (1 \times 12.45) + (1 \times 3.88) = 16.33KN.$

Pour les planchers d'habitation

$G = G_{etage} \times S_{etage} = (5.11 \times 12.45) + (5.02 \times 3.88) = 83.10KN.$

$Q = Q_{etage} \times S_{etage} = (1.5 \times 12.45) + (1.5 \times 3.88) = 24.5KN.$

Pour plancher service

$S_{aff} = (1.95 \times 2.2) + (1.85 \times 2.2) + (1.95 \times 2.1) + (1.85 \times 2.1) = 16.34m^2.$

$G = G_{etage} \times S_{aff} = 5.11 \times 16.34 = 83.5KN$

$Q = Q_{etage} \times S_{aff} = 2.5 \times 16.34 = 40.85KN$

Pour plancher commercial

$G = G_{etage} \times S_{aff} = 5.11 \times 16.34 = 83.5KN$

$Q = Q_{etage} \times S_{aff} = 5 \times 16.34 = 81.7KN$

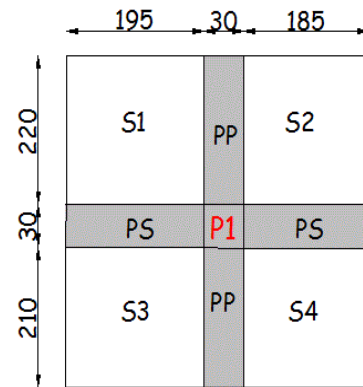


Figure.II.8. : Surface afférente de P1.

Poutre principale : $G_{PP} = 0.3 \times 0.35 \times 4.3 \times 25 = 11.29KN.$

Poutre secondaire : $G_{PS} = 0.3 \times 0.3 \times 3.8 \times 25 = 8.55KN.$

$G_{poutre} = G_{PP} \times G_{PS} = 19.84KN.$

Les poteaux : $G_{pot} = b \times h \times \rho_{beton}$

Tableau .II.7 : Les charges dans les poteaux.

Poteau	Section (cm ²)	Hauteur (m)	G _{pot} (KN)
RDC	(50 × 45)	4.08	22.95
Etage 1	(50 × 45)	3.06	17.21
Etage 2 et 3	(45 × 40)	3.06	13.77
Etage 4 et 5	(40 × 35)	3.06	10.71
Etage 6 et 7	(35 × 30)	3.06	8.03
Etage 8	(30 × 30)	3.06	6.88

Les murs

Pour RDC : $G = (4.08 - 0.3) \times 2.76 \times (2.2 + 2.1) = 44.86 KN.$

Pour étage service : $G = (3.06 - 0.3) \times 2.76 \times (2.2 + 2.1) = 32.75 KN.$

Pour étage habitation : $G = (3.06 - 0.3) \times 2.76 \times (1.85 + 1.95 + 2.1) = 44.94 KN.$

❖ **Loi de dégression des charges :(D.T.RB.C.2.2ART 6.3)**

Soit Q₀ la charge d’exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment. Q₁, Q₂.... Q_n Sont les charges d’exploitation respectives des planchers d’étages 1,2.....,n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul les charges d’exploitation suivantes :

- ✓ Sous la terrasseQ.
- ✓ Sous le dernier étage.....Q₀+Q₁.
- ✓ Sous l’étage immédiatement inférieur.....Q₀+0.95*(Q₁+Q₂).
- ✓ Sous l’étage immédiatement inférieur.....Q₀+0.90*(Q₁+Q₂+Q₃).
- ✓ Pour n≥5.....Q₀+ (3 + n/(2n))+ (Q₁+Q₂+Q₃).

Tableau.II.8: Descente de charge dans le P1.

Niveau	Elément	G (KN)	G _{cum}	Q (KN)	Q _{cum}	Nu
N ₉	Plancher	120.88	147.6	16.33	16.33	223.75
	Poteaux	6.88				
	Poutres	19.84				
N ₈	Plancher	83.10	303.51	24.50	40.83	470.98
	Poteaux	8.03				
	Poutres	19.84				
	Murs	44.94				
N ₇	Plancher	83.10	459.41	24.50	62.88	714.52
	Poteaux	8.03				
	Poutres	19.84				
	Murs	44.94				
N ₆	Plancher	83.10	618	24.50	82.48	958.02
	Poteaux	10.71				
	Poutres	19.84				
	Murs	44.94				
N ₅	Plancher	83.10	776.59	24.50	99.63	1197.84
	Poteaux	10.71				
	Poutres	19.84				
	Murs	44.94				
N ₄	Plancher	83.10	938.24	24.50	114.33	1438.12
	Poteaux	13.77				
	Poutres	19.84				
	Murs	44.94				

N ₃	Plancher	83.10	1099.89	24.50	126.58	1674.72
	Poteaux	13.77				
	Poutres	19.84				
	Murs	44.94				
N ₂	Plancher	83.50	1253.19	40.85	154.42	1923.44
	Poteaux	17.21				
	Poutres	19.84				
	Murs	32.75				
N ₁	Plancher	83.50	1424.34	81.70	236.12	2277.04
	Poteaux	22.95				
	Poutres	19.84				
	Murs	44.86				

A la base de poteau **P1**

G_{base} = 1424.34 KN.

Q_{base} = 236.12 KN.

A la base de poteau **P2**

G_{base} = 1027 KN.

Q_{base} = 150.27 KN.

Les calculs montrent que le poteau **P1** est le plus sollicité sous charges verticales :

G_{base} = 1424.34 KN

Q_{base} = 236.12 KN

II.4.3. Les vérifications

➤ **Effort normal ultime a la base**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 1424.34) + (1.5 \times 236.12) = 2277.04 \text{ KN.}$$

Selon **CBA93** on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort normal de compression ultime **Nu** de **10%** tel que : $N_u = 1.1(1.35G + 1.5Q)$.

Donc : **Nu = 2504.74 KN.**

➤ **Vérification pour le poteau**

• **Critère de résistance**

$$\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Tel que : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \qquad B \geq \frac{N_u}{\sigma_{bc}}$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression pour tous les niveaux :

Tableau.II.9: Vérification à la compression.

Niveau	Nu (MN)	B (m ²)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
RDC et étage 1	2504.74×10^{-3}	0.225	11.13	Vérifiée
Etage 2 et 3	1842.19×10^{-3}	0.18	10.23	Vérifiée
Etage 4 et 5	1317.62×10^{-3}	0.14	9.41	Vérifiée
Etage 6 et 7	785.97×10^{-3}	0.105	7.48	Vérifiée
Etage 8	246.12×10^{-3}	0.09	2.73	Vérifiée

Vérification au poteau

Stabilité de forme

D'après le **BAEL91**, on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots \text{CBA93 (article B.8.2.1).}$$

Avec :

B_r : section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$: coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement λ

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec : $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$ $l_f = 0.7 \times l_0$ $I = \frac{b \times h^3}{12}$

l_f : Longueur de flambement l_0 : Longueur du poteau i : Rayon de giration.

D'après le **BAEL 91** : $A_s = 1\% Br$ $B_r = (a - 2) \times (b - 2)$

Avec : a : Largeur de la section nette b : Hauteur de la section nette.

On doit vérifier que : $B_r > B_{r\text{-calculée}}$ tel que : $B_{r\text{-calculée}} \geq \frac{Nu}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$

Tableau.II.10: Vérifications le critère de stabilité de forme.

Poteau	B (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	i	α	B _r (cm ²)	N _u (KN)	B _{r-cal} (cm ²)
(50×45)	2250	373	261.1	18.09	14.43	0.81	2064	2504.74	1405.78
(50×45)	2250	271	189.7	13.15	14.43	0.83	2064	2115.78	1158.86
(45×40)	1800	271	189.7	14.6	12.99	0.82	1634	1842.19	1021.31
(40×35)	1400	271	189.7	16.42	11.55	0.81	1254	1317.62	739.51
(35×30)	1050	271	189.7	18.78	10.10	0.80	924	785.97	446.64
(30×30)	900	271	189.7	21.9	8.66	0.79	784	246.12	141.63

D'après le tableau on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

➤ **Pré-vérification de l'effort normal réduit**

Selon le **RPA99/2003** il faut vérifier : $V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit :

Tableau.II.11: Vérifications des efforts normal.

Niveau	Type de poteau	B(cm ²)	Nu(KN)	V	Observation
RDC et étage 1	(50×45)	2250	2504.74	0.445	Non vérifié
Etage 2 et 3	(45×40)	1800	1842.19	0.409	Non vérifié
Etage 4 et 5	(40×45)	1400	1317.62	0.376	Non vérifié
Etage 6 et 7	(35×30)	1050	785.97	0.299	Vérifié
Etage 8	(30×30)	900	246.12	0.109	Vérifié

Remarque

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

Tableau.II.12: Les nouvelles sections des poteaux.

Poutre principales (cm ²)	Poutre secondaires (cm ²)	Poteaux RDC et 1er étage (cm ²)	Poteaux 2,3ème étage(cm ²)	Poteaux 4,5ème étage(cm ²)	Poteaux 6,7ème étage(cm ²)	Poteaux 8ème étage(cm ²)
35×30	30×30	65×60	60×55	55×50	50×45	45×40

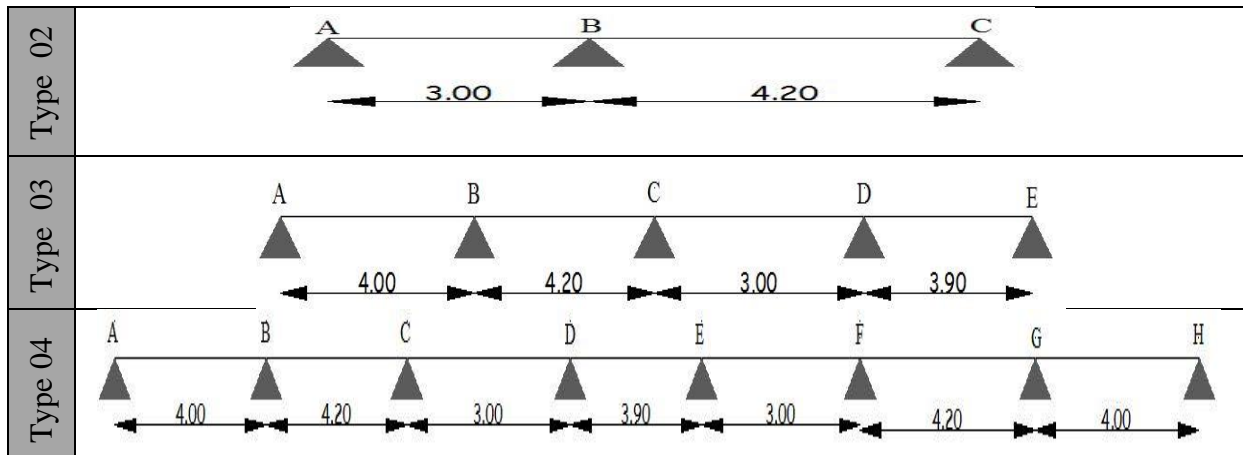
II.5. Etude des planchers

II.5.1. Les poutrelles

Dans notre cas on a plusieurs types de poutrelles dans les différents planchers des étages on distingue :

Tableau.II.13 :Type de poutrelle dans les différent étage.

<i>Terrasse inaccessible</i>	
G = 7.21kN	
Q = 1kN	
Type 01	
Type 02	
Type 03	
<i>Etages courants</i>	
G = 5.11kN	
Q = 1.5kN	
Type 01	
Type 02	
Type 03	
<i>Etage service</i>	
G = 5.11kN	
Q = 2.5kN	
Type 01	



A. Les sollicitations dans les poutrelles

Exemple de calcul

Type 03 de terrasse inaccessible :

$G=7.21 \text{ KN/m}^2$

$Q=1 \text{ KN/m}^2$

$l_0 = 65 \text{ cm}$

On voit que la condition d'application de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite

$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3}{4.2} = 0.714 < 0.8$; donc on applique la méthode de Caquot minorée.

NOTE : on minore « G » par un coefficient de « 2/3 » uniquement pour le calcul des moments aux appuis, tandis que pour le calcul les moments en travées, on revient à l'intégralité de « G ».

$G' = \frac{2}{3}G = 4.806 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$q'_u = (1.35G' + 1.5Q)l_0 = 5.195 \text{ KN/m}$

$q'_s = (G' + Q)l_0 = 3.773 \text{ KN/m}$

• **Moments aux appuis**

✓ **Appuis de Rive A et C**

$M_A = M_C = -0.15M_0^{\max}$ $M_0 = \frac{q'_u L^2}{8}$ $L_{\max} = 4.2\text{m}$

ELU : $M_0 = \frac{5.192 \times 4.2^2}{8} = 11.448 \text{ KN.m}$

ELS : $M_0 = \frac{3.773 \times 4.2^2}{8} = 8.319 \text{ KN.m}$

✓ **Appuis intermédiaires B**

$M_B = -\frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$

$q_g = q_d = q'$

$l_g = 3 \text{ m}$

$l_d = 4.2 \text{ m}$

ELU : $M_B = -\frac{5.192(3^3 + 4.2^3)}{8.5(3 + 4.2)} = -8.578 \text{ KN.m}$

ELS : $M_B = -\frac{3.773(3^3 + 4.2^3)}{8.5(3 + 4.2)} = -6.232 \text{ KN.m}$

• **Moments en travées**

$q_u = (1.35G + 1.5Q)l_0 = 7.301 \text{ KN/m}$

$q_s = (G + Q)l_0 = 5.336 \text{ KN/m}$

$M(x) = M_g \times (1 - \frac{x}{l}) + M_d \times (\frac{x}{l}) \times \frac{q_u \times x}{2} \times (l - x)$

Travée AB

$$x = \frac{l_1}{2} + \frac{M_B}{qu \times l_1} \quad x = 1.108\text{m}$$

$$\text{ELU} : M_t = -8.578 \times \left(\frac{1.108}{3}\right) \times \frac{7.301 \times 1.108}{2} \times (3 - 1.108) = 4.486 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_t = -6.232 \times \left(\frac{1.108}{3}\right) \times \frac{5.336 \times 1.108}{2} \times (3 - 1.108) = 3.292 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$x = \frac{l_2}{2} - \frac{M_B}{qu \times l_2} \quad x = 2.380\text{m}$$

$$\text{Elu} : M_t = -8.578 \times \left(1 - \frac{2.38}{4.2}\right) + \frac{7.301 \times 2.38}{2} \times (4.2 - 2.38) = 12.098 \text{ KN.m}$$

$$\text{Els} : M_t = -6.232 \times \left(1 - \frac{2.38}{4.2}\right) + \frac{5.336 \times 2.38}{2} \times (4.2 - 2.38) = 8.857 \text{ KN.m}$$

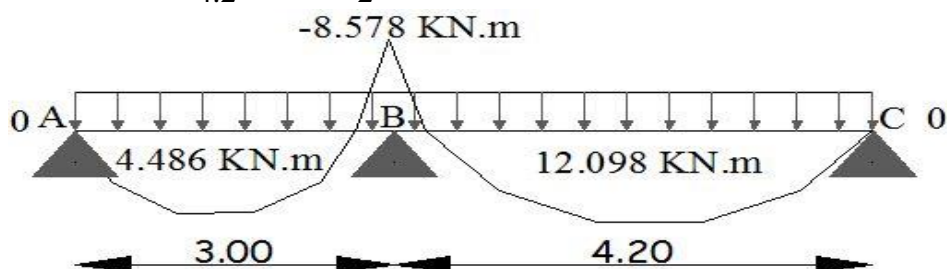


Figure.II.9 : Diagramme des moments fléchissant dans la poutre à l'ELU.

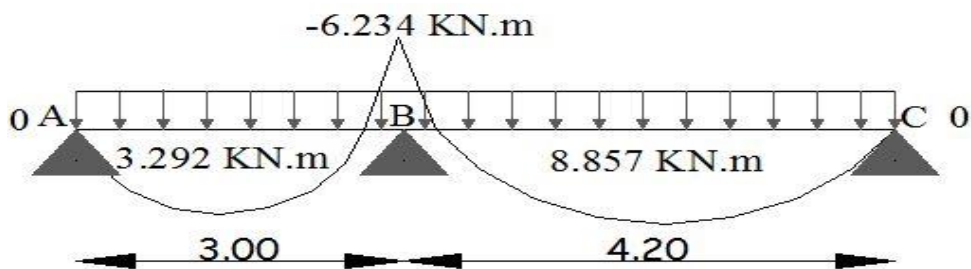


Figure.II.10 : Diagramme des moments fléchissant dans la poutre à l'ELS.

• Elévation des efforts tranchants

$$V = \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

$$\text{Travée AB} : V = \frac{7.301 \times 3}{2} + \frac{-8.578}{3} = 8.094 \text{ KN}$$

$$V = \frac{-7.301 \times 3}{2} + \frac{-8.578}{3} = -13.810 \text{ KN}$$

$$\text{Travée BC} : V = \frac{-7.301 \times 4.2}{2} - \frac{-8.578}{4.2} = 17.377 \text{ KN}$$

$$V = -\frac{7.301 \times 4.2}{2} - \frac{-8.578}{4.2} = -13.292 \text{ KN}$$

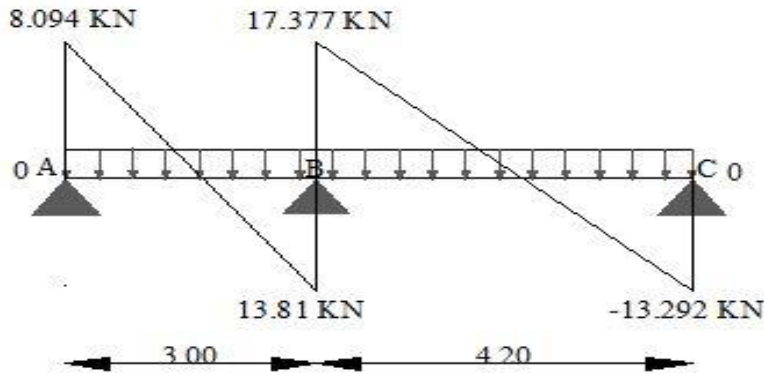


Figure.II.11 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutrelle.

Les tableaux suivants résument les sollicitations dans les différents types :

✚ Terrasse inaccessible

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)l_0 = 5.19 \text{ KN.}$$

$$q_s = (G + Q)l_0 = 3.78 \text{ KN.}$$

Tableau.II.14: Les sollicitations dans les appuis (terrasse inaccessible).

Types	Appui	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Type 01	Appui A	-1.716	-1.250	8.874
	Appui B	-6.237	-4.533	14.805
	Appui C	-8.461	-6.149	16.719
	Appui D	-1.716	-1.250	-12.489
Type 02	Appui A	-1.716	-1.249	13.393
	Appui B	-8.133	-5.923	-17.266
	Appui C	-4.889	-3.560	14.235
	Appui D	-4.889	-3.560	-14.235
	Appui E	-8.133	-5.923	17.266
	Appui F	-1.716	-1.249	-13.393
Type 03	Appui A	-1.716	-1.250	8.094
	Appui B	-8.578	-6.234	17.377
	Appui C	-1.716	-1.250	-13.292

Tableau.II.15 : Les sollicitations dans les travées (terrasse inaccessible).

Types	Travée	X (m)	M_t^s (KN.m)	M_t^s (KN.m)
Type 01	Travée AB	1.215	5.392	3.952
	Travée BC	2.027	8.771	6.441
	Travée CD	2.290	10.68	7.821
Type 02	Travée AB	1.835	12.287	8.999
	Travée BC	1.648	1.781	1.324
	Travée CD	1.950	8.990	6.592
	Travée DE	1.352	1.781	1.324
	Travée EF	2.365	12.287	8.999
Type 03	Travée AB	1.108	4.486	3.292
	Travée BC	2.380	12.098	8.857

✚ Etage courant

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)l_0 = 4.45 \text{ KN.}$$

$$q_s = (G + Q)l_0 = 3.19 \text{ KN.}$$

Tableau.II.16 : Les sollicitations dans les appuis (étage courant).

Types	Appui	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Type 01	Appui A	-1.335	-0.957	7.138
	Appui B	-5.347	-3.830	12.035
	Appui C	-7.254	-5.196	13.708
	Appui D	-1.335	-0.957	-10.081
Type 02	Appui A	-1.472	-1.055	10.828
	Appui B	-6.977	-4.997	-14.150
	Appui C	-4.193	-3.004	11.597
	Appui D	-4.193	-3.004	-11.597
	Appui E	-6.977	-4.997	14.150
	Appui F	-1.472	-1.055	-10.828
Type 03	Appui A	-1.472	-1.055	6.469
	Appui B	-7.354	-5.267	14.24
	Appui C	-1.472	-1.055	-10.738

Tableau.II.17 : Les sollicitations dans les travées (étage courant).

Types	Travée	X (m)	M_t^u (KN.m)	M_t^s (KN.m)
Type 01	Travée AB	1.200	4.284	3.108
	Travée BC	2.024	6.830	4.974
	Travée CD	2.306	8.544	6.192
Type 02	Travée AB	1.821	9.857	7.141
	Travée BC	1.656	1.178	0.885
	Travée CD	1.950	7.114	5.166
	Travée DE	1.344	1.178	0.885
	Travée EF	2.379	9.857	7.141
Type 03	Travée AB	1.088	3.519	2.559
	Travée BC	2.394	9.694	7.024

✚ Etage service :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)l_0 = 6.922 \text{ KN.}$$

$$q_s = (G + Q)l_0 = 4.947 \text{ KN.}$$

$$q_u' = (1.35G' + 1.5Q)l_0 = 5.427 \text{ KN.}$$

$$q_s' = (G' + Q)l_0 = 3.839 \text{ KN.}$$

Tableau.II.18 : Les sollicitations dans les appuis (étage service).

Types	Appui	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Type 01	Appui A	-1.628	-1.151	8.210
	Appui B	-6.519	-4.611	13.983
	Appui C	-8.843	-6.255	16.055
	Appui D	-1.628	-1.151	-11.633
Type 02	Appui A	-2.289	-1.636	14.536
	Appui B	-9.158	-6.545	-16.717
	Appui C	-2.289	-1.636	-13.844
Type 03	Appui A	-1.628	-1.151	11.633
	Appui B	-8.843	-6.255	-16.055
	Appui C	-5.737	-4.058	-13.797
	Appui D	-7.413	-5.244	15.399
	Appui E	-1.628	-1.151	-11.597

Type 04	Appui A	-1.628	-1.151	11.633
	Appui B	-8.843	-6.255	-16.055
	Appui C	-5.737	-4.058	-13.797
	Appui D	-5.112	-3.616	13.498
	Appui E	-5.112	-3.616	-13.498
	Appui F	-5.737	-4.058	13.797
	Appui G	-8.843	-6.255	16.055
	Appui H	-1.843	-1.151	-11.633

Tableau .II.19 :Les sollicitations dans les travées (étage service).

Types	Travée	X(m)	M_t^u (KN.m)	M_t^s (KN.m)
Type 01	Travée AB	1.186	4.869	3.499
	Travée BC	2.020	7.604	5.491
	Travée CD	2.319	9.776	7.014
Type 02	Travée AB	$\alpha = 0.329$	12.190	8.712
	Travée BC		10.631	7.598
Type 03	Travée AB	1.681	9.776	7.014
	Travée BC	2.207	8.013	5.779
	Travée CD	1.419	1.235	0.930
	Travée DE	2.225	9.715	6.966
Type 04	Travée AB	1.681	9.776	7.014
	Travée BC	2.207	8.013	5.779
	Travée CD	1.530	2.366	1.731
	Travée DE	1.950	8.048	5.789
	Travée EF	1.470	2.366	1.731
	Travée FG	1.993	8.013	5.779
	Travée GH	2.319	9.776	7.014

B. Ferrailage des poutrelles

On ferraille le plancher terrasse inaccessible avec le plancher étage service.

✚ Terrasse inaccessible

Le calcul du moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :

En travée

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 0.64 \times 0.04 \left[0.18 - \frac{0.04}{2} \right] = 0.058 MN.m$$

$$M_t = 12.289 KN.m < M_{Tu} = 58 KN.m$$

Revient à calculé une section rectangulaire ($b \times h$) avec : $M_t = 12.289 KN.m$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.289 \times 10^{-3}}{0.64 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.042 < 0.186.$$

$$\Rightarrow \text{Pivot } A \rightarrow A' = 0$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 MPa$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.054$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.176m$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{12.289 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 2 cm^2.$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.39 \text{ cm}^2 < A_t^{\text{cal}} = 2 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc on ferraille avec } 3\text{HA}10=2.36 \text{ cm}^2$$

En appui

Tableau.II.20 : ferrailage des poutrelles en appui.

Appui	M_a (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A_a (cm ²)	A_a^{\min} (cm ²)	$A_a^{\text{calculé}}$ (cm ²)
Intermédiaire	-8.578	0.185	0.259	0.161	1.53	0.22	2HA10=1.57
Rive	-1.716	0.037	0.047	0.177	0.278	0.22	1HA10=0.79

➤ **Vérification au cisaillement**

$$V_{\max} = 17.377 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{17.377 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.965 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Le choix des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35} ; 8 ; \frac{100}{10} \right) = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte a un étrier ϕ_6 .

Donc la section d'armatures transversales sera $A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

➤ **L'espacement S_t**

1) $S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2\text{cm} \dots \dots \dots$ (Article A.5.1.2.2)

2) $S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \dots \dots \dots$ (Article A.5.1.2.3)

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$ (Flexion simple, armatures droites.)

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 0.87 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.965 - 0.3 \times 2.1)} = 54.447 \text{ cm.}$$

3) $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57 \text{ cm.}$

$$S_t = \min \{ 1 ; 2 ; 3 \} \Rightarrow \text{soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u)**

➤ **L'appui intermédiaire**

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(17.377 + \frac{8.578}{0.9 \times 0.18} \right) \times \frac{1.15}{400 \times 10^3} = -1.022 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = (2.36 + 1.57) \text{ cm}^2 \geq -1.022 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

On a pris le moment au niveau de l'appui intermédiaire avec son signe (-); donc à ce niveau V_u est négligeable devant M_u (ça n'a pas d'influence sur les A_l).

➤ **L'appui de rive**

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{17.377 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.499 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = (2.36 + 0.5) \text{ cm}^2 \geq 0.499 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times h_0} = \frac{27 \times 17.377 \times 10^{-5}}{0.9 \times 0.18 \times 0.04 \times} = 0.724 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Vérification de la bielle**

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \quad \text{avec : } a \leq 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm.}$$

$$V_u = 17.377 \text{ KN} < 0.262 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 = 0.106 \text{ MN.}$$

$$0.017377 \text{ MN} < 0.106 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **Vérifications à l'ELS**

Les vérifications à faire sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible donc pas de vérification.

➤ **Etat limite de compression du béton.**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

En travée

$$M_t^{\max} = 12.287 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 0.64 \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = 1.64 \times 10^{-5} \text{ m}^3.$$

$H > 0$ l'axe neutre passe par la table de compression donc calcul d'une section en $b \times h$.

Position de l'axe neutre y :

$$y = \frac{b}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \quad y = 3.943 \text{ cm}$$

Calcul I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \qquad I = 8302.786 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.999 \times 10^{-3}}{8302.786 \times 10^{-8}} \times 3.943 \times 10^{-2} = 4.273 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Enappui

$$M_t^{\max} = -6.234 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \qquad H = 2.89 \times 10^{-4}$$

$H > 0$ l'axe neutre passe par la table de compression donc calcul d'une section en $b \times h$.

Position de l'axe neutre y :

$$y = \frac{b}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \qquad y = 5.396 \text{ cm}$$

Calcul I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \qquad I = 4264.886 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.234 \times 10^{-3}}{4264.886 \times 10^{-8}} \times 5.396 \times 10^{-2} = 7.887 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation**

Selon le BAEL91 et CBA93, si l'une des conditions n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \qquad 3) \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{20}{420} = 0.047 < \frac{1}{16}$ Non vérifiée donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} .$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

- **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise des cloisons.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.852 \text{ KN/m} \quad \Rightarrow M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 3.168 \text{ KN.m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 7.21 = 4.686 \text{ KN/m} \quad \Rightarrow M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 8.018 \text{ KN.m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (7.21 + 1) = 5.336 \text{ KN/m} \quad \Rightarrow M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 9.13 \text{ KN.m}$$

- Propriété de la section

$$y = 3.943 \text{ cm}$$

$$y_G = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A \times d}{(b_0 \times h) + (b - b_0) h_0 + 15A} = 6.799 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times y_G^3}{3} + \frac{b_0 (h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_G)^2 = 18419.881 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.0131$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 3.246 \quad \lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.298$$

- Contraintes

(σ_s) : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{3.168 \times (0.18 - 0.03943) \times 10^5}{8302.786} = 80.453 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{8.018 \times (0.18 - 0.0393) \times 10^5}{8302.786} = 203.622 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{9.13 \times (0.18 - 0.03943) \times 10^5}{8302.786} = 231.862 \text{ MPa.}$$

- Inerties fictives (I_f)

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0131 \times 80.453 + 2.1} = 0.418 > 0.$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0131 \times 203.622 + 2.1} = 0.712 > 0.$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0131 \times 231.862 + 2.1} = 0.742 > 0.$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 18419.881}{1 + (3.246 \times 0.418)} = 8597.095 \text{ cm}^4.$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 18419.881}{1 + (3.246 \times 0.712)} = 6119.28 \text{ cm}^4.$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 18419.881}{1 + (3.246 \times 0.742)} = 5944.455 \text{ cm}^4.$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 18419.881}{1 + (1.298 \times 0.712)} = 10530.153 \text{ cm}^4.$$

Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = \frac{3.168 \times 4.2^2 \times 10^5}{10 \times 32164.2 \times 8597.029} = 2.02 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = \frac{8.018 \times 4.2^2 \times 10^5}{10 \times 32164.2 \times 6119.28} = 7.186 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = \frac{9.13 \times 4.2^2 \times 10^5}{10 \times 32164.2 \times 5944.455} = 8.423 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = \frac{8.018 \times 4.2^2 \times 10^5}{10 \times 10721.4 \times 10530.153} = 12.527 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 12.527 - 2.02 + 8.243 - 7.186 = 11.744 \text{ mm.}$$

La flèche n'est pas vérifiée donc on augmente la section $A_s \Rightarrow A_s = 3HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$.

Tableau .II.21 : Vérification de la flèche.

$L(m)$	4.2	λ_i	1.694	$I_{f_{gi}} (\text{cm}^4)$	11021.3
$A_s (\text{cm}^2)$	4.52	λ_v	0.677	$I_{f_{pi}} (\text{cm}^4)$	10800.06
$M_{jser} (KN.m)$	3.168	$\sigma_{sj} (MPa)$	43.105	$I_{f_{gv}} (\text{cm}^4)$	16434.81
$M_{gser} (KN.m)$	8.018	$\sigma_{sg} (MPa)$	109.066	$f_{ji} (mm)$	1.216
$M_{pser} (KN.m)$	9.13	$\sigma_{sp} (MPa)$	124.195	$f_{gi} (mm)$	3.954
$I (\text{cm}^4)$	14108.2	μ_j	0.428	$f_{pi} (mm)$	4.603
$I_0 (\text{cm}^4)$	22213.09	μ_g	0.719	$f_{gv} (mm)$	7.955
$y (cm)$	5.21	μ_p	0.748	$f (mm)$	7.39
ρ	0.0251	$I_{f_{ji}} (\text{cm}^4)$	14000.01	$f_{adm} (mm)$	8.4

La flèche est vérifiée.

✚ Etages courant

Tableau. II.22 : Ferrailage des poutrelles dans étage courant.

Localisation	$M_a (KN.m)$	μ_{bu}	α	$z(m)$	$A (cm^2)$	$A^{min} (cm^2)$	$A^{calculé} (cm^2)$
Travée	9.857	0.033	0.042	0.117	1.6	1.41	3HA10 = 2.36
Appui intermédiaire	-7.354	0.159	0.218	0.164	1.28	0.22	2HA10 = 1.57
Appui de rive	-1.472	0.032	0.041	0.177	0.24	0.22	1HA8 = 0.5

➤ Les vérifications

Tableau. II.23 : les vérifications pour les poutrelles.

Vérifications	Conditions	Observe
Vérification au cisaillement	$\tau_u = 0.791MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa$	Vérifiée
Les armatures transversales	$A_t = 2\phi6 = 0.57cm^2$	/
L'espacement S_t	$S_t = \min(16.2 ; 113.292 ; 15)cm = 15cm$	/
Vérification des armatures longitudinales	Appui intermédiaire $A_t = 3.93cm^2 \geq -0.89cm^2$	Vérifiée
	Appui de rive $A_t = 2.64cm^2 \geq 0.041cm^2$	Vérifiée
Vérification de la jonction table nervure	$\tau_u = 0.989MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa$	Vérifiée
Vérification de la bielle	$V_u = 14.24KN < 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 = 108KN$	Vérifiée

➤ Vérifications à l'ELS

- Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible donc pas de vérification.

- Etat limite de compression du béton

Tableau. II.24 : vérification de l'état limite de compression du béton.

Localisation	$M^{max} (KN.m)$	$H (m^3)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$
Travée	7.141	1.64×10^{-5}	3.94	8302.81	3.389	15
Appui	-5.267	1.82×10^{-4}	7.15	3990.78	9.44	15

- Etat limite de déformation

- $\frac{20}{420} \leq \frac{1}{16}$ Non vérifiée
- $\frac{20}{420} \geq \frac{7.141}{15 \times 7.032}$ Non vérifiée
- $\frac{2.36}{10 \times 18} \leq \frac{4.2}{400}$ Non vérifiée le calcul de la flèche est nécessaire

Tableau.II.25:calcul de la flèche des poutrelles.

$L(m)$	4.2	λ_i	3.25	$I_{f_{gi}} (cm^4)$	6248.841
$A_s (cm^2)$	2.36	λ_v	1.3	$I_{f_{pi}} (cm^4)$	5894.362
$M_{jser} (KN.m)$	5.373	$\sigma_{sj} (MPa)$	136.480	$I_{f_{gv}} (cm^4)$	10681.006
$M_{gser} (KN.m)$	7.323	$\sigma_{sg} (MPa)$	186.012	$f_{ji} (mm)$	4.30
$M_{pser} (KN.m)$	9.473	$\sigma_{sp} (MPa)$	240.624	$f_{gi} (mm)$	6.43
$I (cm^4)$	8302.81	μ_j	0.603	$f_{pi} (mm)$	8.81
$I_0 (cm^4)$	18419.88	μ_g	0.690	$f_{gv} (mm)$	0.011
$y (cm)$	6.80	μ_p	0.750	$f (mm)$	9.08
ρ	0.0131	$I_{f_{ji}} (cm^4)$	6845.804	$f_{adm} (mm)$	8.4

Remarque : La flèche n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section de ferrailage des poutrelles. On adopte une section de 3HA12 = 3.39cm².

Tableau.II.26: recalcul de la flèche des poutrelles.

$L(m)$	4.2	λ_i	2.25	$I_{f_{gi}} (cm^4)$	8700.90
$A_s (cm^2)$	3.39	λ_v	0.90	$I_{f_{pi}} (cm^4)$	8267.5
$M_{jser} (KN.m)$	5.373	$\sigma_{sj} (MPa)$	96.01	$I_{f_{gv}} (cm^4)$	13727.30
$M_{gser} (KN.m)$	7.323	$\sigma_{sg} (MPa)$	131.17	$f_{ji} (mm)$	3.09
$M_{pser} (KN.m)$	9.473	$\sigma_{sp} (MPa)$	169.49	$f_{gi} (mm)$	4.57
$I (cm^4)$	11207.15	μ_j	0.606	$f_{pi} (mm)$	6.21
$I_0 (cm^4)$	20294.36	μ_g	0.693	$f_{gv} (mm)$	8.69
$y (cm)$	4.61	μ_p	0.752	$f (mm)$	7.25
ρ	0.018	$I_{f_{ji}} (cm^4)$	9422.9	$f_{adm} (mm)$	8.4

La flèche est vérifiée.

C. Schéma de ferrailage

Tableau. II.27 : schéma de ferrailage des poutrelles.

Plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	Appui de rive	Appui intermédiaire
Terrasse inaccessible + Service		
Etage courant		

D. Ferrailage de la dalle de compression

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

✓ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.6}{235} = 1.08 (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

✓ Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.54 (\text{cm}^2/\text{ml})$$

On opte un treillis à souder $\phi 6$ de $5\text{HA}6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ perpendiculaires aux poutrelles avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

On opte un treillis à souder $\phi 6$ de $3\text{HA}6 = 0.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$ parallèles aux poutrelles $S_t = 33 \text{ cm}$.

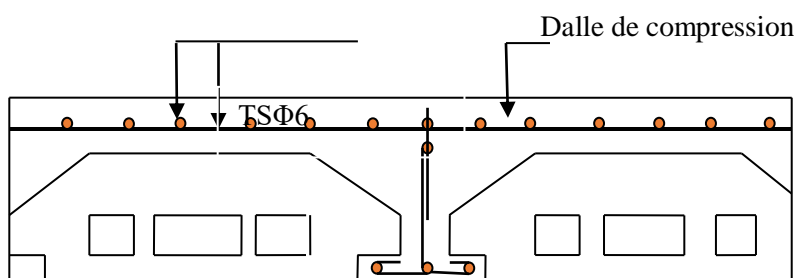
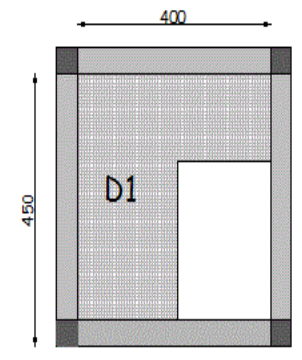
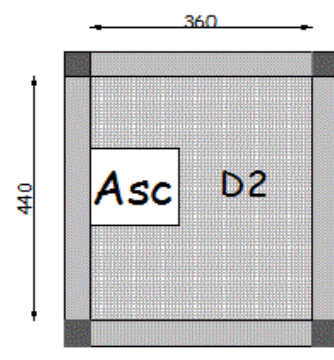
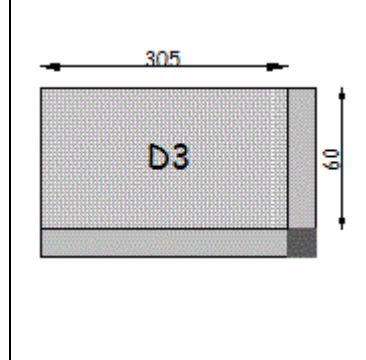


Figure .II.12 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

II.5.2. Dalles pleines

Tableau.II.28: Les sollicitations dans les dalles.

		Type 1 :Dalle sur 4 appuis	Type 2 :Dalle sur 4 appuis	Type 3 :Dalle sur 2 appuis	
Vu en plan					
ρ		$\rho = 0.888 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille selon deux sens (l_x, l_y)	$\rho = 0.82 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille selon deux sens (l_x, l_y)	$\rho = 0.19 < 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille selon un seule sens (l_x)	
Moments	M_x^0	$M_x^0 = \mu_x \times q \times l_x^2$	$M_x^0 = \mu_x \times q \times l_x^2$	/	
	M_y^0	$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0$	$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0$		
Moments réels	En travée	$M_t = 0.85 \times M_0$	$M_t = 0.75 \times M_0$	Moment	$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2}$
	En appui	$M_a = -0.3 \times M_0$	$M_a = -0.5 \times M_0$	Effort tranchant	$V_u = q_u \times l$

A. Calcule les sollicitations

Tableau.II.29 : calcul les sollicitations des dalles.

			q (KN/m)	μ	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
Type 1	ELU	X-X	12.027	0.0476	9.159	7.785	-2.747
		Y-Y		0.7438			
	ELS	X-X	8.52	0.0546	7.443	6.617	-2.233
		Y-Y		0.8616			
Type 2	ELU	X-X	9.027	0.0539	6.306	4.729	-3.153
		Y-Y		0.6313			
	ELS	X-X	6.52	0.0607	5.129	3.847	-2.564
		Y-Y		0.7381			
Type 3	ELU		9.027	/	1.624	/	/
	ELS		6.52	/	1.173	/	/

B. Le ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU.et la vérification se fera à l'ELS.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad ; \quad z = d(1 - 0.4\alpha) \quad ; \quad A = \frac{M}{Z \times f_{st}}$$

Tableau.II.30 : ferrailage des dalles.

			M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculé}$ (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Type 1	Travée	X-X	7.785	0.038	0.048	0.117	1.91	4HA10 = 3.14
		Y-Y	5.79	0.028	0.035	0.118	1.41	4HA8 = 2.01
	Appui	X/Y	-2.747	0.013	0.012	0.119	0.663	4HA8 = 2.01
Type 2	Travée	X-X	4.729	0.023	0.029	0.119	1.14	4HA8 = 2.01
		Y-Y	2.986	0.015	0.019	0.119	0.72	3HA8 = 1.51
	Appui	X/Y	-3.153	0.015	0.019	0.119	0.76	3HA8 = 1.51
Type 3	Console		1.625	0.007	0.009	0.119	0.39	4HA8 = 2.01

➤ Vérification à l'ELU

Condition non fragilité

- En travée : $\rho > 0.4$ $\left\{ \begin{array}{l} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{array} \right. \Rightarrow \text{Avec : } \rho_0 = 0.0008$
- En appui : $A_{min} = 0.2 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

Tableau.II.31 : calcul le A^{min} dans les dalles dans les deux sens.

	A_x^{min} (cm ² /ml)	A_y^{min} (cm ² /ml)	A_a (cm ² /ml)
Type 1	1.182	1.12	1.26
Type 2	1.221	0.96	1.12
Type 3	1.12	/	/

➤ Armatures de répartition pour le type 3

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul de l'espacement des armatures

$$L_X : S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm})$$

$$L_Y : S_t \leq \min(4e ; 45 \text{ cm})$$

Tableau.II.32 : l'espacement des armatures.

	S_t^x (cm)	S_t^y (cm)
Type 1	25	25
Type 2	33	33
Type 3	25	33

➤ Vérification a l'ELU

Tableau.II.33: les vérifications a l'ELU.

Les type	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
Type 1	14.808	0.123	1.25	Vérifiée
Type 2	23.159	0.165	1.25	Vérifiée
Type 3	5.416	0.063	1.25	Vérifiée

➤ Vérifications a l'ELS

▪ Vérifications les armatures de béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \qquad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

La position de l'axe neutre y est donnée par la résolution de l'équation ci-après :

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

Tableau.II.34: vérification des contraintes dans le béton.

Les types		$M_s (KN.m)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 1	X-X	6.617	2.923	4713.123	4.103	15	Vérifiée
	Y-Y	5.45	2.405	3239.416	4.046	15	Vérifiée
Type 2	X-X	4.437	2.40	3239.42	3.287	15	Vérifiée
	Y-Y	3.274	2.11	2528.57	2.732	15	Vérifiée
Type 3		1.173	2.40	3239.420	0.870	15	Vérifiée

Etat limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{l_x} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right) \frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e}$$

Tableau.II.35 : vérification de la flèche pour les dalles.

	sens	$A_s (cm^2)$	$\frac{e}{l_x}$	$\max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right)$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{2}{f_e}$	$\frac{h}{l} > \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right)$	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Type1	x-x	3.14	0.035	0.042	0.002	0.005	Non Vérifiée	Vérifiée
	y-y	2.01	0.031	0.079	0.0016	0.005	Non Verifiée	Vérifiée
Type2	x-x	2.01	0.039	0.037	0.0016	0.005	Vérifiée	Vérifiée
	y-y	1.51	0.039	0.037	0.0012	0.005	Vérifiée	Vérifiée
Type3		2.01	0.233	0.05	0.0016	0.005	Vérifiée	Vérifiée

Remarque : la flèche est vérifiée pour la dalle 2 et 3 et elle n'est pas vérifiée pour le type 1.

Vérification de la flèche

Tableau.II.36 : calcul de la flèche de la dalle 1 sens x-x.

$L_x (m)$	4	λ_i	8.02	$If_{gi} (cm^4)$	26449.58
$A_s (cm^2)$	3.14	λ_v	3.21	$If_{pi} (cm^4)$	22094.47
$M_{jser} (KN.m)$	1.94	$\sigma_{sj} (MPa)$	56.09	$If_{gv} (cm^4)$	26449.58
$M_{gser} (KN.m)$	3.25	$\sigma_{sg} (MPa)$	93.87	$f_{ji} (mm)$	0.36
$M_{pser} (KN.m)$	5.51	$\sigma_{sp} (MPa)$	159.31	$f_{gi} (mm)$	0.60
$I (cm^4)$	4713.12	μ_j	0	$f_{pi} (mm)$	1.23
$I_0 (cm^4)$	24044.2	μ_g	0	$f_{gv} (mm)$	1.81

$y (cm)$	2.92	μ_p	0.024	$f (mm)$	2.08
ρ	0.002	$I_{f_{ji}} (cm^4)$	26449.58	$f_{adm} (mm)$	8

Tableau.II.37 : calcul de la flèche de la dalle 1 sens y-y.

$L_y (m)$	4.5	λ_i	12.53	$I_{f_{gi}} (cm^4)$	25982.21
$A_s (cm^2)$	2.01	λ_v	5.01	$I_{f_{pi}} (cm^4)$	25982.21
$M_{jser} (KN.m)$	1.14	$\sigma_{sj} (MPa)$	64.17	$I_{f_{gv}} (cm^4)$	25982.21
$M_{gser} (KN.m)$	2.41	$\sigma_{sg} (MPa)$	107.38	$f_{ji} (mm)$	0.346
$M_{pser} (KN.m)$	4.10	$\sigma_{sp} (MPa)$	182.26	$f_{gi} (mm)$	0.580
$I (cm^4)$	3239.42	μ_j	0	$f_{pi} (mm)$	0.985
$I_0 (cm^4)$	23620.4	μ_g	0	$f_{gv} (mm)$	1.741
$y (cm)$	2.4	μ_p	0	$f (mm)$	1.799
ρ	0.0016	$I_{f_{ji}} (cm^4)$	25982.21	$f_{adm} (mm)$	9

La flèche est vérifiée dans les deux sens.

C. Schéma de ferrailage

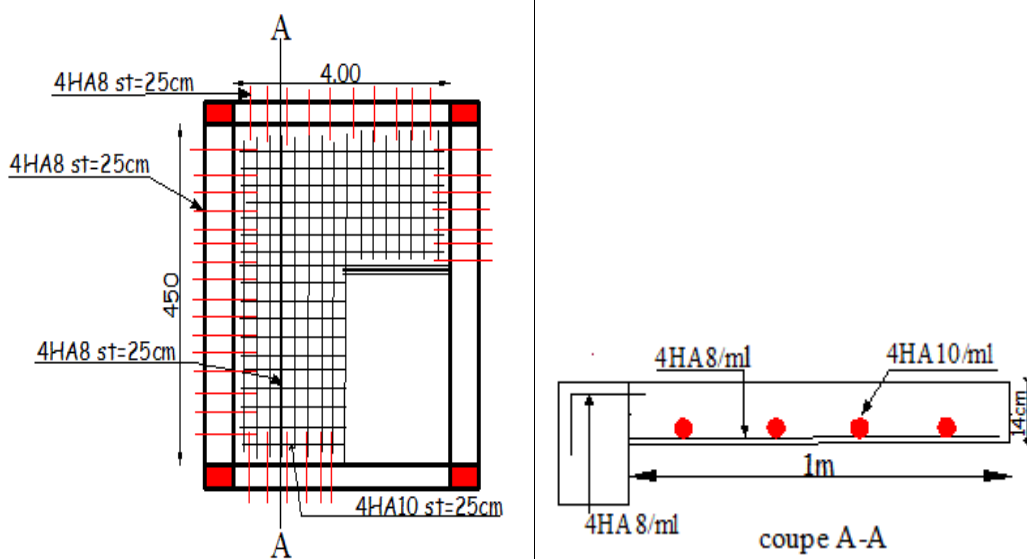


Figure. II.13 : schéma de ferrailage de la dalle 1 et sa coupe A-A.

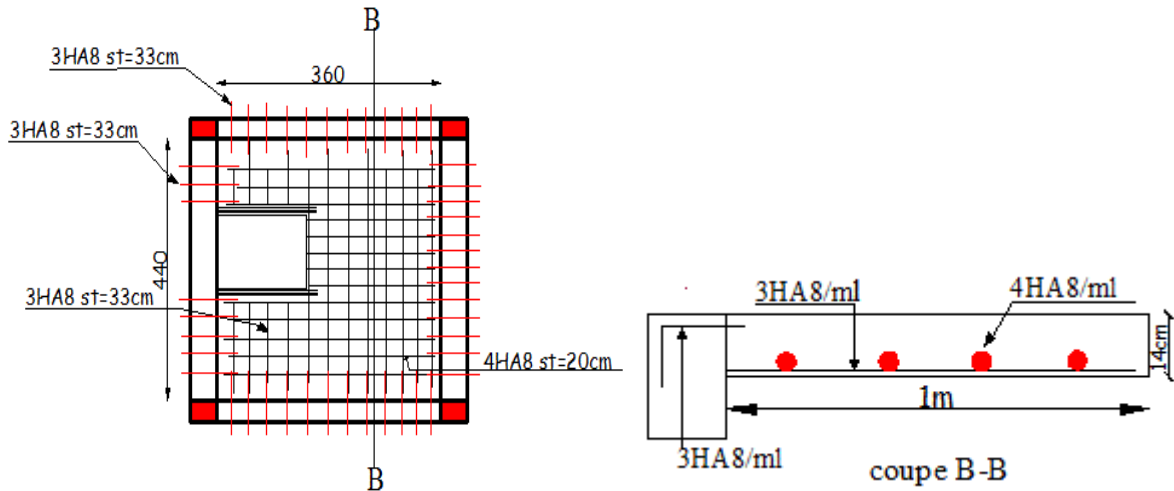


Figure .II.14 : schéma de ferrailage de la dalle 2 et sa coupe B-B.

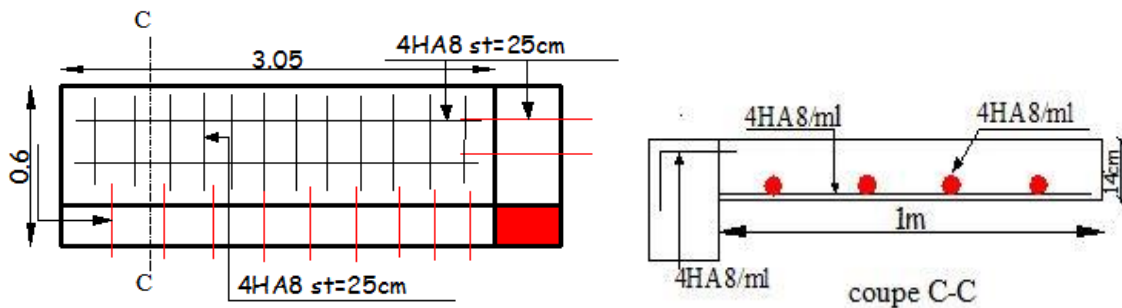


Figure .II.15 : schéma de ferrailage de la dalle 3 et sa coupe C-C.

II.5.3. Etude des escaliers

A. Etude de l'escalier des étages courants

✚ Etude la 1^{er} et 3^{eme} volée

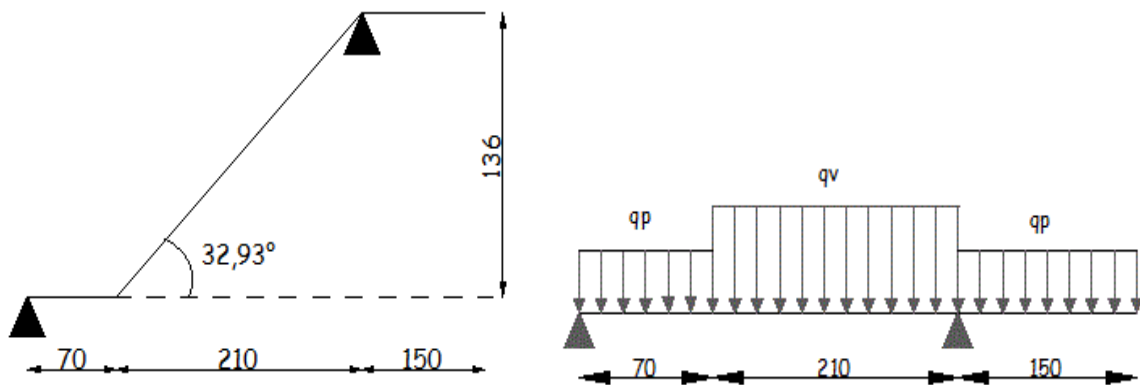


Figure .II.16 : Schéma statique de la 1^{ère} la 3^{ème} volée.

Tableau .II.38 : caractéristique de la 1^{ère} et la 3^{ème} volée.

	e (cm)	G (KN/m ²)	Q (KN ² /m)
La volée	16	8.43	2.5
Le palier	16	5.36	2.5

➤ **Combinaisons de charges**

ELU

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q = 15.130 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q = 10.986 \text{ KN/ml.}$$

ELS :

$$q_v = G_v + Q = 10.93 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q = 7.86 \text{ KN/ml.}$$

B. Calcul des sollicitations

Par la méthode RDM on trouve :

$$M_t^{\max} = 0,75M_0^{\max}$$

$$M_a^{\max} = -0,5M_0^{\max}$$

Tableau.II.39 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS.

	$R_A \text{ (KN)}$	$R_B \text{ (KN)}$	$M_0^{\max} \text{ (KN.m)}$	$M_t^{\max} \text{ (KN.m)}$	$M_a^{\max} \text{ (KN.m)}$	$V_{\max} \text{ (KN)}$
ELU	14.698	41.711	9.832	7.374	-4.916	21.683
ELS	10.186	29.981	6.6	4.95	-3.3	/

C. Ferrailage à l'ELU

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de largeur de 1 ml

$$B = 1\text{ml} \quad ; \quad e = 16\text{cm} \quad ; \quad d = 14\text{cm}$$

Tableau.II.40: Ferrailage des escaliers.

Localisation	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	$z \text{ (m)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^{\text{calculé}} \text{ (cm}^2\text{)}$
En Travée	7.374	0.026	0.033	0.138	1.53	1.69	4HA12=4.52
En Appui	-4.916	0.018	0.023	0.118	1.018	1.69	4HA12=4.52

➤ **Vérfications à l'ELU**

▪ **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\text{cm}^2 \quad \Rightarrow 4HA8 = 2.01\text{cm}^2 \quad S_t = 25\text{cm}$$

▪ **Vérfication de l'effort tranchant**

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21.683 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.155 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.155 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

→ pas de risque de cisaillement

▪ **Vérfication de l'espacement des armatures**

En travée

les armateurs principales : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$

Les armatures secondaires : $S_t = 33\text{cm} \leq \min(4e; 45\text{cm}) = 45\text{cm}.$

En appui

Les armatures principales : $S_t = 33\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$

Les armatures secondaires : $S_t = 33\text{cm} \leq \min(4e; 45\text{cm}) = 45\text{cm}.$

➤ **Vérfications à l'ELS**

▪ **Vérfications les armatures de béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{C28} \qquad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

La position de l'axe neutre y est donnée par la résolution de l'équation ci-après :

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

Tableau.II.41 : vérification des contraintes dans le béton.

	$M_s (KN.m)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	4.95	3.73	8880.90	2.079	15	Vérfifiée
En appui	3.30	3.73	8880.90	1.386	15	Vérfifiée

▪ **Etat limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{470.19} = 0.034 \leq 0.06 \dots \dots \dots \text{Non vérfifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow \frac{16}{470.19} \leq \frac{4.95}{15 \times 6.6} = 0.05 \dots \dots \dots \text{Non vérfifiée.}$$

$$\frac{h}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 14} = 0.0032 \leq 0.009 \dots \dots \dots \text{vérfifiée.}$$

On doit faire une vérification de la flèche :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{470.19}{500} = 0.94 cm$$

▪ **Evaluation de flèche**

$$q_{jser} = \frac{(6.63 \times 2.1) + (4 \times 2.2)}{4.3} = 5.284 KN.$$

$$q_{gser} = \frac{(8.43 \times 2.1) + (5.36 \times 2.2)}{4.3} = 6.859 KN.$$

$$q_{qser} = \frac{(10.93 \times 2.1) + (7.86 \times 2.2)}{4.3} = 9.359 KN.$$

Tableau.II.42 : calcul de la flèche.

$L (cm)$	470.19	λ_i	6.56	$If_{gi} (cm^4)$	12304.127
$A_s (cm^2)$	4.52	λ_v	2.62	$If_{pi} (cm^4)$	9884.706
$M_{jser} (KN.m)$	12.213	$\sigma_{sj} (MPa)$	211.849	$If_{gv} (cm^4)$	21102.083
$M_{gser} (KN.m)$	15.853	$\sigma_{sg} (MPa)$	274.989	$f_{ji} (cm)$	0.44
$M_{pser} (KN.m)$	21.631	$\sigma_{sp} (MPa)$	375.216	$f_{gi} (cm)$	0.74

$I (cm^4)$	8880.90	μ_j	0.236	$f_{pi} (cm)$	1.26
$I_0 (cm^4)$	36574.13	μ_g	0.346	$f_{gv} (cm)$	1.29
$y (cm)$	3.73	μ_p	0.468	$f (cm)$	1.37
ρ	0.0032	$If_{ji} (cm^4)$	15788.468	$f_{adm} (cm)$	0.94

Remarque : la flèche des escaliers n'est pas vérifiée on augmente la section de ferrailage, on adopte une section de 5HA12 = 5.65 cm²/ml.

D. Schéma de ferrailage

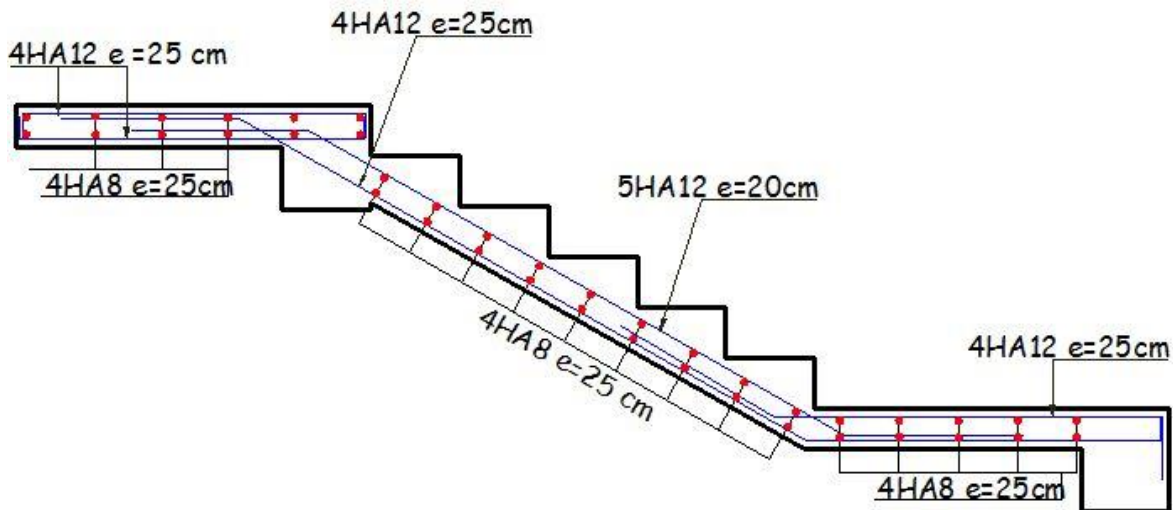


Figure.II.17 : Schéma de ferrailage de la volée 1 et 3 .

✚ Etude de la deuxième volée

Caractéristiques de la 2ème volée :

- Epaisseur de la volée : $e = 16\text{cm}$.
- Charge permanente sur la volée : $G_v = 8.27 \text{ KN/m}^2$.
- Charge d'exploitation sur la volée : $Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

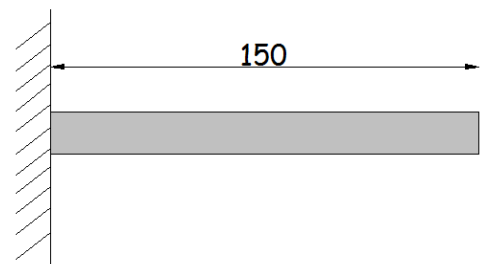


Figure.II.18 : schéma de la console.

La deuxième volée sera calculée comme une console de longueur l et de largeur $b = 1\text{ml}$ encastré dans la poutre brisée.

A. Evaluation des charges

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 8.27) + (1.5 \times 2.5) = 14.914 \text{ KN / ml.}$$

$$P_s = G + Q = 8.27 + 2.5 = 10.77 \text{ KN / ml.}$$

B. Calcul des sollicitations

Moment à l'encastrement

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{2} = \frac{14.914 \times 1.50^2}{2} = 16.778 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{P_s \times l^2}{2} = \frac{10.77 \times 1.50^2}{2} = 12.116 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant

$$V_u = P_u \times l = 14.914 \times 1.5 = 22.371 \text{ KN}$$

C. Ferrailage de la section à l'encastrement

Tableau.II.43 : Ferrailage de la 2^{ème} volée.

M (KN.m)	M _{bu} (KN.m)	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² / ml)	A _{min} (cm ² / ml)	A _{adop} (cm ² / ml)
16.778	0.06	0.077	0.136	3.54	1.69	4HA12=4.52

➤ **Calcul de l'espacement**

On adopte un espacement qui vérifie la condition suivante :

$$S_t < \min(3e ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t < 33\text{cm} \quad \text{on prend } S_t = 20\text{cm} .$$

➤ **Armatures de répartition**

$$\text{En travée : } A_r \geq \frac{A_{Adop}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\text{cm}^2 / \text{ml} . \Rightarrow \text{on choisit } 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$$

$$S_t \leq \min(4e ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \quad S_t = 33.33\text{cm}.$$

➤ **Vérifications à L'ELU**

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{22.371 \times 10^{-3}}{100 \times 0.14} = 0.0016\text{MPa}$$

La fissuration est peu nuisible donc

$$\tau_{adm} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{Mpa}\right) = 3.33\text{MPa} \dots (\text{CBA.A.5.1.2.1.1})$$

$$\tau_u = 0.15\text{Mpa} < \tau_{adm} = 3.33\text{MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 22.371 \times 10^{-3}}{400} = 0.64\text{cm}^2$$

$$A_l = 5.13\text{cm}^2 \geq 0.64\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Vérification de l'adhérence

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su} \quad \text{tel que : } \bar{\tau}_{su} : \text{contrainte limite d'adhérence.}$$

$\sum U_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum U_i = \Pi(5\phi 10) = 157\text{mm}.$$

$$\tau_{su} = \frac{22.371 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.10 \times 157 \times 10^{-3}}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} \quad \text{telque: } \psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa} > \tau_{su} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à L'ELS**

Etat limite d'ouverture des fissures

L'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

Vérification des contraintes dans le béton

$$M_t^{ser} = 12.116 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t^{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s)y - 15(A_s \times d + A'_s \times d') = 0$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15[A_s(d - y)^2 - A'_s(y - d')^2]$$

Tableau.II.44 : vérification des contraintes dans le béton.

M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
12.116	3.73	8880.90	5.089	15	Vérifiée

Vérification de la flèche (CBA93.art (B.6.5.3))

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{150} = 0.106 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 14} = 0.0032 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

II.6. Etude de l'acrotère

A. Hypothèses de calcul

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

La fissuration est considérée préjudiciable.

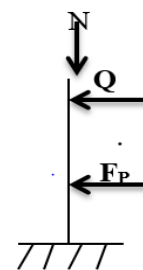
L'acrotère sera calculé en flexion composée.

B. Evaluation des charges et surcharges

• **Poids propre** : Comme il est déjà calculé dans le chapitre 2 de la présente étude, sa valeur vaut : $G=2.132 \text{KN/ml}$

• **Charge d'exploitation** : La charge due à la charge d'exploitation égale : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

• **La force sismique** : La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 1.023 \text{ KN.}$



C. Calcul des sollicitations

- Calcul du centre de gravité G (X_G, Y_G)

$$x_G = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i} = 6.204cm. \quad ; \quad y_G = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} = 33.014cm.$$

- Moment engendré par les efforts normaux

$$\begin{cases} N_G = 2.132KN \\ M_G = 0KN \end{cases} \quad \begin{cases} N_Q = 2.132KN \\ M_Q = Q \times h = 0.6KN.m \end{cases} \quad \begin{cases} N_{Fp} = 0KN \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0.337KN.m \end{cases}$$

Combinaison d'actions

Tableau.II.45 : calcul des combinaisons dans l'acrotère.

	RPA	ELU	ELS
Sollicitations	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	2.132	2.88	2.132
M(KN.am)	0.937	0.9	0.6

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.88} = 0,3125m$$

Calcul de l'excentricité :

$$\frac{H}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,10m$$

$e_0 < \frac{h}{2} \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

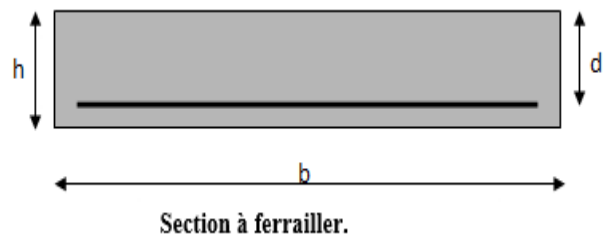
La section est soumise à un effort normal de compression, elle doit être justifiée vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 BAEL91/modifier99 en adoptant une excentricité totale de calcul $e = e_1 + e_2 + e_a$.

$$\begin{cases} e_a = \max \left(2cm; \frac{l}{250} \right) \rightarrow e_a = 0.02m. \\ e_1 = 0.3125m \\ e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \varphi) = 0.00864m \end{cases} \rightarrow e = 0.34m$$

D. Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre.

$$\begin{aligned} b &= 100cm & h &= 10cm \\ d &= 8cm & f_{c28} &= 25Mpa \\ f_{bu} &= 14,2Mpa & f_{st} &= 400Mpa \end{aligned}$$



Moment fictive : $M_{ua} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.066KN.m$ avec $M_{uG} = N_u \times e$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau.II.46 : ferrailage de l'acrotère.

M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A(cm ²)	A _S (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
1.066	0.0117	0.014	0.079	0.387	0.30	0.966	4HA8

➤ Vérification a l'ELU

✓ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025cm^2 \Rightarrow A_r = 4HA6 = 1.13cm^2 / ml$$

✓ Espacement

Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25cm \rightarrow$ On adopte $S_t = 25 cm.$

Armatures de répartition : $S_t \leq 60/4 = 15 cm \rightarrow$ On adopte $S_t = 15 cm.$

✓ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 3MPa) \rightarrow 0.025 < 2.5MPa \quad \text{vérifiée}$$

✓ Vérification de l'adhérence

$$\tau_s = \frac{V}{0,9 \cdot d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{ser} = \bar{\tau}_{ser} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} \rightarrow 0.27 \leq 2.83 \quad \text{vérifiée}$$

➤ Vérification a l'ELS

Vérifications des contraintes : La combinaison d'action à considérer est G + Q.

$d = 0.08 m$; $N_{ser} = 2.132KN$; $M_{ser} = 0.7KN.m$ $\eta = 1.6$ pour les HR

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{3}{2} f_e; 110 \sqrt{n \times f_{t28}}\right)$$

$$y_c^3 + p + y_c + q = 0 \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} p = -3 \times C^2 + \frac{6 \times n \times A \times (d - C)}{b} = -0.154m \\ q = -2 \times C^3 - \frac{6 \times n \times A \times (d - C)^2}{b} = 0.023m \end{cases}$$

$$y_{ser} = y_c + c \quad ; \quad \mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15A(d - y)$$

Après calcul on a trouvé les résultats suivant :

Tableau.II.47: vérification des contrainte.

$y_c(m)$	$y_{ser}(m)$	$\mu_t(m^3)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	Observation
0.2838	0.051	1.21×10^{-3}	0.089	15	0.766	201.63	Vérifiée

E. Schéma de ferrailage

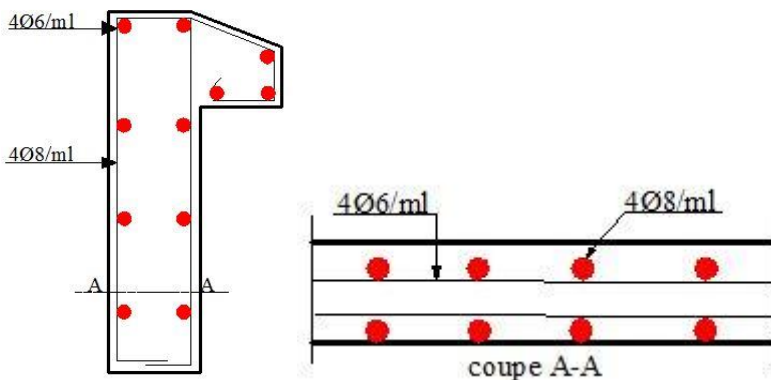


Figure.II.19 : schéma de ferrailage de l'acrotère.

II.7. Etude de la poutre de chaînage

Définition : Les chaînages sont des poutres horizontales en béton armé qui ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher et aussi les poutres qui servent de porte à faux, dans notre projet, on a trois types de poutres de chaînage.

A. Dimensionnement

La portée maximale de la poutre de chaînage : $L_{\max} = 4.20 \text{ m}$

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{10} \quad \Rightarrow \quad 26\text{cm} \leq h \leq 39\text{cm} \quad h \geq 15\text{cm}$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20\text{cm}$$

RPA99 (Article 9.3.3)

Soit : $h = 30\text{cm}$ $b = 25\text{cm}$

B. Calcul des sollicitations

$$P_p = 0.3 \times 0.25 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml} \quad P_{mur} = 2.76 \times (3.06 - 0.3) = 7.618 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments

ELU :

$$q_u = 1.35(P_p + P_{mur}) = 1.35(1.875 + 7.618) = 12.815 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = q_u \frac{l^2}{8} = 12.815 \times \frac{3.9^2}{8} = 24.364 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 12.815 \times \frac{3.9}{2} = 24.99 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = (P_p + P_{mur}) = (1.875 + 7.618) = 9.493 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = q_s \frac{l^2}{8} = 9.493 \times \frac{3.9^2}{8} = 18.048 \text{ KN.m}$$

Correction des moments

En travée

$$M_t^u = 0.85M_u = 20.709 \text{ KN.m}$$

$$M_t^s = 0.85M_s = 15.341 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$M_a^u = -0.3M_u = -7.309 \text{ KN.m}$$

$$M_a^s = 0.85M_s = -5.414 \text{ KN.m}$$

C. Ferrailage

➤ Armatures longitudinales

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. II.48 : Résumé des résultats de ferrailage.

	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	$z \text{ (m)}$	$A_{cal} \text{ (cm}^2 \text{ / ml)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2 \text{ / ml)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2 \text{ / ml)}$
En travée	20.709	0.0800	0.104	0.259	2.30	0.81	3HA12=3.39
En appui	7.309	0.028	0.035	0.266	0.789	0.81	3HA10=2.36

➤ Armatures transversales

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \Rightarrow \varphi_t \leq 0.80\text{cm}$$

BAEL91 (Article III.3.b page 112)

Soit un cadre $\phi 8$ plus un étrier $\phi 8 \Rightarrow A_t = 2 \times \phi 6 = 0.57\text{cm}^2$

➤ **Les espacements**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 24.3cm$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0cm \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = 22.8cm$$

Le **RPA99 version 2003** exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm$.

On adopte $S_t = 20cm$.

➤ **Vérifications**

a) **À l'ELU**

✚ **Effort tranchant**

$$V_u = G_u \times \frac{l}{2} = 37.57 KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{24.99}{0.25 \times 0.27} = 0.370 MPa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5MPa\right) = 3.33 MPa$$

b) **À l'ELS**

✚ **Vérification de la contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t^{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s)y - 15(A_s \times d + A'_s \times d') = 0$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15[A_s(d - y)^2 - A'_s(y - d')^2]$$

Tableau. II.49 : vérification des contraintes de la poutre de chaînage.

	$M_s (KN.m)$	$I (cm^4)$	$Y (cm)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	20.709	22515.78	8.64	5.89	15	Vérifiée
En appui	7.309	16975.74	7.44	2.373	15	Vérifiée

Vérification de la flèche (CBA93.art (B.6.5.3))

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{390} = 0.076 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow \frac{30}{390} = 0.076 \geq \frac{15.341}{15 \times 18.048} = 0.057 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{25 \times 27} = 0.0035 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009m \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

D. Schéma de ferrailage de poutre de chaînage

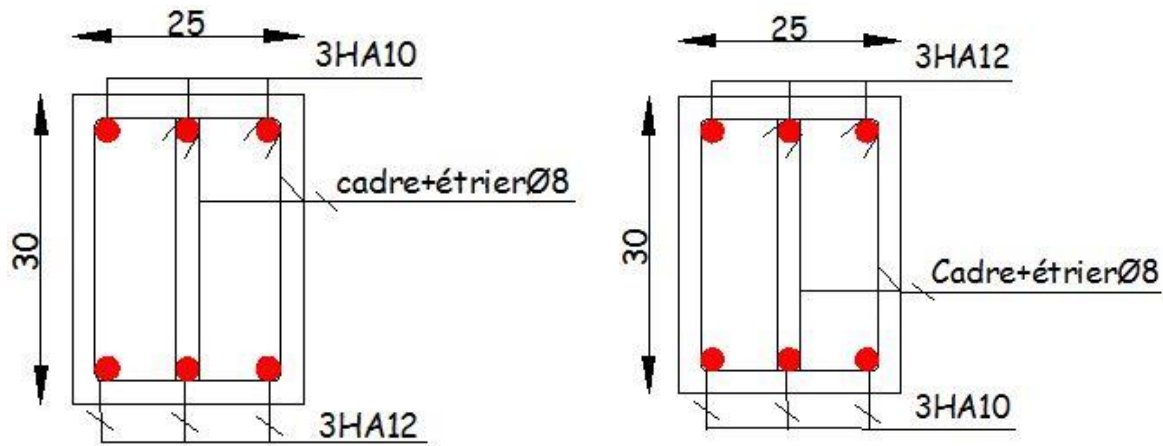


Figure. II.20 : schéma de ferrailage de la poutre de chaînage en travée et en appui.

II.8. Poutre brisé

$$L = 1.8 \left(\frac{0.3}{\cos 29.54} \right) + 1.8 \Rightarrow L = 4.05m$$

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 27cm \leq h \leq 40.5cm ; \text{ soit } h = 40 \text{ cm et } b = 35 \text{ cm}$$

La poutre brisée est soumise à la flexion simple et à la torsion.

A. Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise à son poids propre et aux charges transmises par les escaliers :

$$g_0 = 25 \times 0.35 \times 0.40 = 3.5 \text{ KN/m .}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier

ELU : $R_u = 41.711 \text{ KN/ml}$

ELS : $R_s = 29.981 \text{ KN/ml .}$

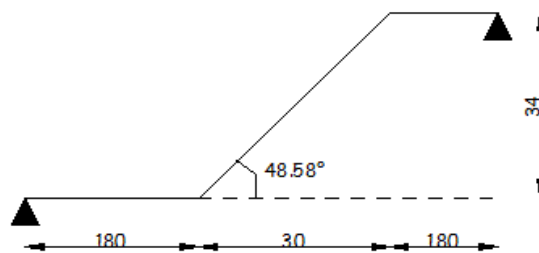


Figure. II.21 : Schéma statique de la poutre brisée.

A. Calcul des sollicitations : Le schéma est symétrique, après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

Tableau.II.50 : Les sollicitations de la poutre brisée.

R_u (KN)	R_s (KN)	X (m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)
41.711	29.981	2.025	92.785	46.392	78.867	94.033

B. Ferrailage

Les résultats des calculs à la flexion simple sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.II.51: résultats de ferrailage de la poutre brisée.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Travée	78.867	0.170	0.234	0.299	1.44	1.19
Appuis	46.392	0.100	0.132	0.312	0.92	1.19

➤ **Vérifications à l'ELU**

• **vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{94.033 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.38} = 0.707 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

• **Armatures transversales**

$st < \min(0.9d ; 40) \text{ cm} = 34.2 \text{ cm}$, soit $St = 25 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times S_t}{400} = \frac{0.4 \times 0.35 \times 0.25}{400} = 0.87 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_t = \frac{(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times b \times S_t)}{0.8 \times f_e} = \frac{(0.707 \times 10^{-3} - 0.3 \times 2.1) \times 0.35 \times 0.25}{0.8 \times 400} = -1.72 \text{ cm}^2 < 0$$

donc $A_t = \text{cm}^2$

• **Calcul à la torsion**

Le moment maximum au appuis : $M_a = 41.711 \text{ KN.m}$

$$\text{Le moment de torsion : } M_t = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{41.711 \times 4.05}{2} = 84.465 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des contraintes dues à la torsion**

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \Omega e} \text{ avec } e = \frac{1}{6} \times b = 5.83 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \Omega = (b-e) \times (h-e) = 996.739 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{84.465 \times 10^{-3}}{2 \times 0.996 \times 0.05} = 0.848 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_t)^2} \Rightarrow \tau = \sqrt{(0.707)^2 + (0.848)^2} = 1.104 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa} \dots (\text{CBA.A.5.1.2.1.1})$$

$$\tau_u = 0.848 \text{ Mpa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

• **Armatures longitudinale en torsion**

$$A_t = \frac{M_t \times \mu \times \lambda_s}{2 \times f_e \times \Omega} ; \text{ avec } \mu = 2 \times [(b-e) + (h-e)] = 126.68 \text{ cm. donc } A_t = \text{cm}^2$$

• **Armatures transversales en torsion**

$$A_t = \frac{M_t \times \mu \times \lambda_s}{2 \times f_e \times \Omega} ; \text{ avec } \mu = 2 \times [(b-e) + (h-e)] = 126.68 \text{ cm. donc } A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_t \times M_t \times S_t \times \lambda_s}{2 \times f_e \times \Omega} = \frac{M_t}{2 \times e} ; \text{ si on fixe } s_t = 20 \text{ cm} \quad ; \quad A_t = \frac{M_t \times S_t \times \lambda_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.317 \text{ cm}^2.$$

C. Ferrailage

✚ **Armatures longitudinales**

En travée

$$A_t^t = A_t^{flexion\ simple} + \frac{1}{2} A_t^{torsion} = 1.44 + \left(\frac{1}{2} \times 2.01\right) = 2.44\text{cm}^2.$$

En appui :

$$A_t^a = A_t^{flexion\ simple} + \frac{1}{2} A_t^{torsion} = 0.92 + \left(\frac{1}{2} \times 2.01\right) = 1.92\text{cm}^2.$$

Armatures transversales

$$A_t = A_t^{flexion\ simple} + A_t^{torsion} = 0.87 + 0.317 = 1.187\text{cm}^2.$$

- **Choix du ferrailage :**

$$\begin{cases} A_t^t = 3HA14 = 4.62\text{cm}^2 \\ A_t^a = 3HA14 = 4.62\text{cm}^2 \\ A_t = cadre\ \phi_8\text{cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Vérifications l'ELS**

Vérification de la contrainte du béton

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = 66.852\text{KN.M}$$

Tableau. II.52 : Vérification des contraintes de la poutre brisée.

	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
En travée	50.139	10.45	65912.47	7.95	15	vérifiée
En appuis	33.426	10.45	65912.47	5.30	15	vérifiée

D. Schéma ferrailage de la poutre brisée

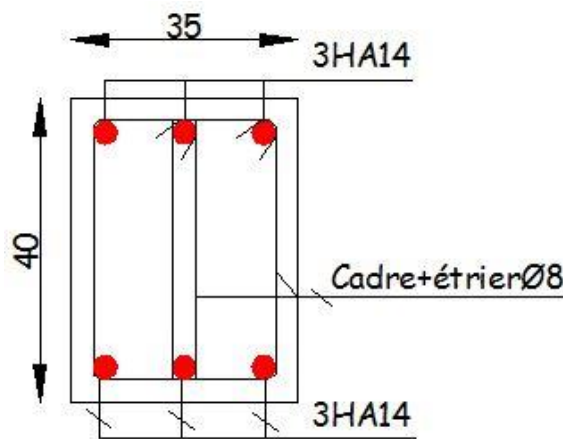


Figure. II.22 : schéma de ferrailage de la poutre brisée en appui et en travée.

II.9. Étude de l'ascenseur

Définition

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- *L* : Longueur de l'ascenseur=240cm.
- *l* : Largeur de l'ascenseur=200cm.
- *H* : Hauteur de l'ascenseur=200cm.

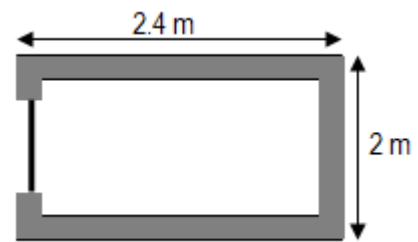
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630kg.
- La vitesse $V = 1.6m/s$.

A. Etude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a $l_x = 2.00m$ et $l_y = 2.40m$ donc une surface $S = 2 \times 2.40 = 4.8m^2$.

$$e \geq \frac{l_x}{20} = \frac{2}{20} = 0.1m \text{ Soit } e = 20cm.$$



B. Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.20 = 5KN/m^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1KN/m^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=5cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 6.1KN/m^2.$$

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{4.8} = 30.2KN/m^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{totale} = G' + G'' = 36.3KN/m^2.$$

$$Q = 1KN/m^2.$$

C. Calcul des sollicitations

🚦 Cas d'une charge répartie

A l'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 50.50KN/m^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.83 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Tableau.II.53 : Les sollicitations de l'ascenseur.

		$q (KN/m^2)$	μ	$M_0 (KN.m)$	$M_t (KN.m)$	$M_a (KN.m)$
ELU	X-X	50.50	0.0528	10.66	9.06	3.198
	Y-Y		0.6494	6.92	5.88	3.198

D. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18cm$ et $d_y = 17cm$.

Tableau.II.54 : Résultats de ferrailage de l'ascenseur.

		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculé}$ (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	X-X	9.06	0.02	0.025	0.1781	1.46	5HA8=2.51
	Y-Y	5.88	0.014	0.017	0.1688	1	5HA8=2.51
Appui		3.198	0.007	0.009	0.1793	0.51	4HA8=2.01

➤ Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité

En travée

On calcule A_{min} :

$$\left. \begin{matrix} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$h_0 = e = 20cm \quad b = 100cm \quad \rho = 0.83$

$\left\{ \begin{matrix} A_{min}^x = 1.76cm^2 / ml < A_t^x = 2.51cm^2 / ml \dots\dots\dots \text{Vérfiée.} \\ A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml < A_t^y = 2.51cm^2 / ml \dots\dots\dots \text{Vérfiée.} \end{matrix} \right.$

$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$

En appui

$A_a^x = 2.01cm^2 / ml > A_{min}^x = 1.76cm^2 / ml \quad A_a^y = 2.01cm^2 / ml > A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml.$

a) Calcul des espacements

Sens x-x': $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ on adopte $S_t = 20cm$

Sens y-y': $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ on adopte $S_t = 20cm$

b) Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16MPa$

$\rho = 0.83 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens :

$V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 34.07KN \quad V_y = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 19.71KN$

$\tau_u \leq \bar{\tau} = 3.33MPa$
(Pas de risque de rupture par cisaillement)

$\Rightarrow \tau_u = \frac{34.07 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.19MPa < 1.16MPa \dots\dots\dots \text{vérfiée.}$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ Vérification à l'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 36.3 + 1 = 37.3 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\nu = 0.2$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.89 \text{ KNm} \Rightarrow M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.558 \text{ KNm} .$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.68 \text{ KNm} \Rightarrow M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.68 \text{ KNm} .$$

a) Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

Tableau.II.55 : Vérifications des contraintes dans l'ascenseur.

Sens	$M_s (KN.m)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
X-X	7.558	3.324	9333.47	2.69	15	Vérifiée
Y-Y	5.68	3.22	8262.17	2.21	15	Vérifiée

✚ Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

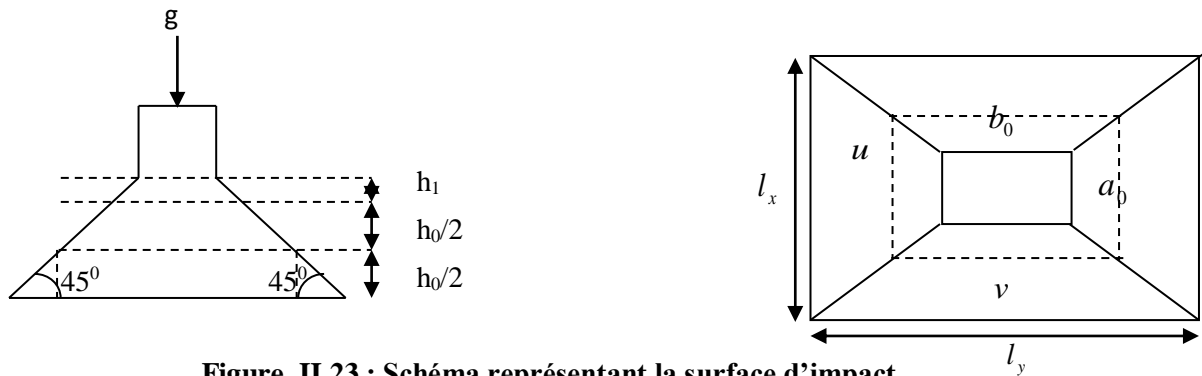


Figure. II.23 : Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \text{BAEL91.}$$

$$\text{On a une vitesse } V = 1.6 \text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80 \text{ cm} \\ b_0 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5\text{cm} \Rightarrow \xi = 1$.

Donc : $u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110\text{cm}$ $v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110\text{cm}$

A. Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson} \quad \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ $\frac{u}{l_x} = 0.55$ et $\rho = 0.83$

M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et ρ $\frac{v}{l_y} = 0.46$ et $\rho = 0.83$

En se référant à l'abaque PIGEAU on trouve $M_1 = 0.59$ et $M_2 = 0.38$

➤ Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$M_{x1} = P_u \times M_1 \qquad M_{y1} = P_u \times M_2$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3\text{KN}$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 = 97.60\text{KN}$$

$$M_{x1} = 57.58\text{KNm} \qquad M_{y1} = 37.08\text{KNm}$$

➤ Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73\text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \quad \Rightarrow M_{x2} = 2.054\text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \quad \Rightarrow M_{y2} = 1.33\text{KN.m}$$

Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 59.63\text{KN.m} \qquad M_y = M_{y1} + M_{y2} = 38.41\text{KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = 0.3M_x = 17.89 \text{ KN.m} , \qquad M_{ay} = 0.3M_y = 11.52 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.85M_x = 50.68 \text{ KN.m} , \quad M_{ty} = 0.85M_y = 32.64 \text{ KN.m}$$

B. Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.II.56 : Résultats des calculs de ferrailage.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x'	50.68	17.89	8.62	2.91	5HA16=10.05	5HA10=3.93
Sens y-y'	32.64	11.52	5.75	1.97	4HA14=6.16	5HA10=3.93

➤ **Vérification à l'ELU**

1. Condition de non fragilité

En travée

$$A_t^x = 10.05cm^2 / ml > A_{min}^x = 1.76cm^2 / ml \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

$$A_t^y = 6.16cm^2 / ml > A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

$$A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

En appui

$$A_a^x = 3.93cm^2 / ml > A_{min}^x = 1.76cm^2 / ml \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

$$A_a^y = 3.93cm^2 / ml > A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

2. Vérification au poinçonnement

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (110 + 110) \quad U_c = 440cm \quad Q_u = 97.60KN.$$

$$0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 660KN$$

$$Q_u \leq 660KN \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

3. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}, 5 \right) = 3.33MPa$$

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$V_u = V_v = \frac{Q_u}{3 \times u} = 29.57KN$$

Donc :

$$V_{max} = 29.57KN \quad \tau_u = 0.16MPa$$

$$\tau_u = 0.16MPa < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié (y'a pas de risque de cisaillement).}$$

4. Espacement des barres

$$\text{Sens x-x': } S_t = 20cm \leq \min(2e; 25cm) = 25cm.$$

$$\text{Sens y-y': } S_t = 25cm \leq \min(3e; 33cm) = 33cm.$$

C. Calcul à l'ELS

✓ Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = g = 72.3 \text{KN}$$

$$M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 48.15 \text{KN.m} \quad M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 36 \text{KN.m}$$

✓ Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 6.1 + 1 = 7.1 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.69 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.27 \text{KN.m}$$

Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 49.84 \text{KN.m} \quad M_y = M_{y1} + M_{y2} = 37.27 \text{KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85M_x = 42.36 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 31.67 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x = 14.95 \text{KN.m}$$

a) Vérification des contraintes

Tableau.II.57 : vérification des contraintes de l'ascenseur.

Sens	$M_s (KN.m)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
X-X	42.36	6.01	28907.89	8.47	15	Vérifiée
Y-Y	31.67	4.75	1.75	8.47	15	Vérifiée

La FPN \longrightarrow pas de vérification de la contrainte dans l'acier.

a) Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

Tableau.II.58 : vérification de la flèche de l'ascenseur.

sens	$A_s (cm^2)$	$\frac{e}{l_x}$	$\max(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0})$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{2}{f_e}$	$\frac{h}{l} > \max(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{10 \times M_0})$	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
x-x	10.05	0.1	0.084	0.005	0.005	Vérifiée	Vérifiée
y-y	6.16	0.09	0.042	0.003	0.005	Vérifiée	Vérifiée

Les conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

5. Schéma de ferrailage

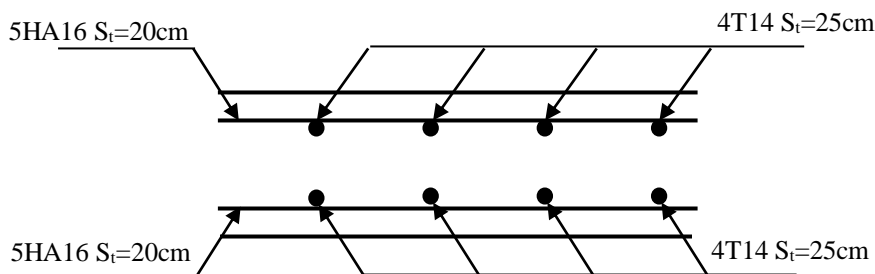


Figure.II.24 : Vue en coupe du ferrailage de la dalle.

III.1. Introduction

La structure étudiée sera réalisée dans la ville de Bejaia, qui est en zone sismique IIa selon la classification de **RPA99version2003**, donc elle est exposée à des séismes. La structure étudiée est d'une hauteur de 31.62m destinée à usage multiple habitations et commerce donc il est important de prévoir son comportement sous chargement dynamique. Alors, il est de forte nécessité de faire une étude dynamique adéquate pour prédire le comportement de celle-ci au cas d'un éventuel séisme majeur.

La modélisation de la structure sera faite en construisant un modèle numérique 3D de l'ossature de la structure étudiée. Cela sera fait en utilisant un logiciel en élément finis qui est dans notre cas **L'ETABSV16.2**. Le modèle effectuera en modélisant l'ossature poteau poutres, les voiles de contreventement et les diaphragmes, tout en respectant la prescription des règles en vigueur. L'étude dynamique sera faite dans les règles de l'art en respectant les prescriptions des règles de RPA99/2003 et cela en adoptant un système de contreventement adéquat. Dans ce qui suit on présentera la modélisation de la structure en utilisant le logiciel ETABS ainsi les résultats obtenus afin de dimensionner les différents éléments structuraux de l'ouvrage.

III.2 Objectifs et exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie. [6]

III.3 Méthodes de calcul

III.3.1 Méthode statique équivalente

III.3.1.1.Principe

Selon de RPA99/2003 Art (4.2.1), les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie [1].

III.3.1.2.Condition d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes [1] :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone *I* et *IIa* et 30m en zone *IIb* et *III*.
- Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le RPA article 4.1.2.

III.3.1.3. Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule [1] :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec : A : coefficient d'accélération de la zone. Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du Bâtiment [1].

- Groupe d'usage : groupe 2.
- Zone sismique : zone IIa. $\Rightarrow A = 0.15$.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du

facteur de correction d'amortissement (η) et de la période de la structure (T) [1].

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \dots\dots \text{(RPA99/2003. Art 4.2.3)} \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par

Le RPA 99(200). (Tableau 4.7)

Dans notre cas : sol ferme \Rightarrow site (S2) $\Rightarrow T_2 = 0.40\text{s}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \quad \text{(RPA99(2003) Art 4.2.3)}$$

ξ (%) : pourcentage de l'amortissement critique fonction du matériau constitutif. Du type de la structure et de l'importance des remplissages. (RPA99.tableau 4.2)

$$\text{On a un contreventement mixte : } \xi = 10\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,76$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{(RPA99/2003. Formule 4-6)}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 31.62 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas :

$$C_T = 0.050 \quad T_c = 0.050 \times (31.62)^{3/4} = 0.67 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad (\text{RPA99 / 2003. Formule 4.7})$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 26.60 \text{ m} \quad L_y = 18.60 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.55 \text{ s} \\ T_y = 0.66 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_x = \min (T_x ; T) = 0.55 \text{ s} > T_2 = 0.4 \text{ s}$$

$$T_y = \min (T_y ; T) = 0.66 \text{ sec} > T_2 = 0.4 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.4}{0.55} \right)^{2/3} = 1.54 \\ D_y = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.4}{0.66} \right)^{2/3} = 1.36 \end{cases}$$

R : coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement (RPA99 Tableau 4.2).

On a un contreventement mixte (portique voile) $\Rightarrow R = 5$.

- Q : Facteur de qualité de la structure déterminé par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_I^6 Pq \text{ avec :} \quad (\text{RPA99/2003. Formule 4.4})$$

- Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau.III.1 : Valeurs des pénalités P_q.

Critère 'q'	XX	Observée	YY	Observée
1. condion minimales sur les files de contreventement	0	Oui	0.05	Non
2. Redondance en plan	0.05	Non	0	Oui
3. Régularité en plan	0.05	Non	0.05	Non
4. Régularité en élévation	0.05	Non	0.05	Non
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	Oui	0	Oui
6. Contrôle de qualité et des exécution	0	Oui	0	Oui

Donc : $Q_x = Q_y = 1.15$

W : poids propre de la structure, est égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; \text{ avec: } W_i = W_X = W_Y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \dots \dots \dots (\text{RPA99/2003. Art 4.2.3})$$

W_{Gi} : poids des charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. $\beta = 0,2$ (Habitation)..... (RPA99/2003. Tab I)

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.54 \times 1.15}{5} \times 48921.2837 = 2599.1984 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.36 \times 1.15}{5} \times 48921.2837 = 2295.3866 \text{ KN}$$

III.3.2. Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le **RPA 99/version 2003** pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

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 suivant [1] :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{RPA99/2003. Formule 4-13})$$

III.3.3. Méthode d'analyse par Accélérogramme

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

III.3.4. Justification vis-à-vis de l'application de la méthode Dynamique modale spectrale

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse largement les 23m à côté du fait qu'elle soit irrégulière en plan et en élévation, se situe en zone IIa et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

III.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes

1. D'après l'article (3.4.4.a), les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article (4.3.4), les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

– la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

– ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 50% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée. [1]

III.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée ci-dessous, Cette disposition nous a permis d'éviter des modes de torsions aux deux premiers modes et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

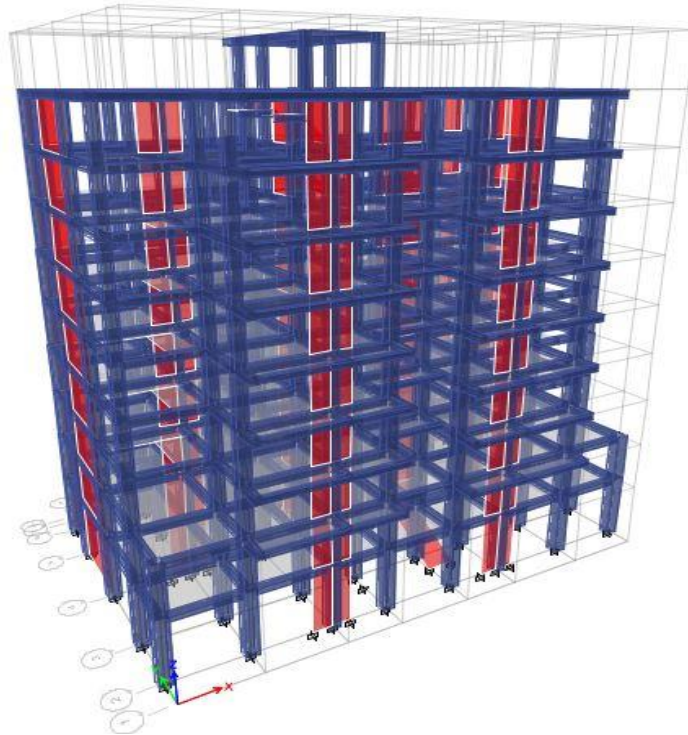


Figure.III.1 : Vu en 3D de la structure.

III.5.1. Disposition des voiles

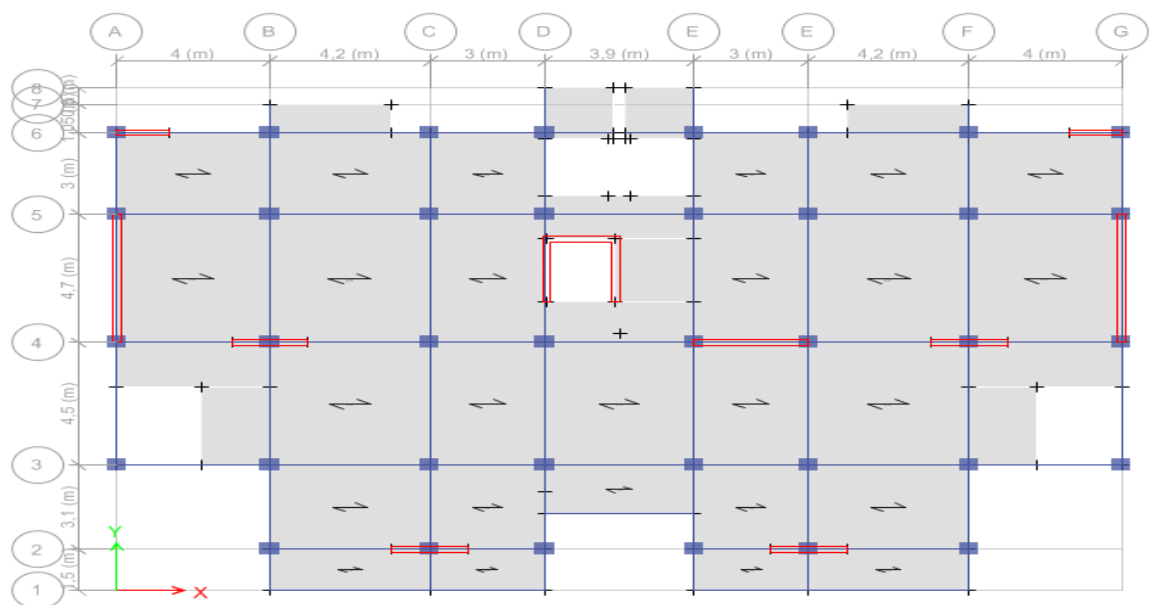


Figure.III.2 : Disposition des voiles.

III.5.2. Mode de vibration et taux de participation des masses

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.2 : Mode de vibration et taux de participation des masses.

Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.722	0.7303	0.0027	0	0.7303	0.0027	0
2	0.627	0.0028	0.6951	0	0.733	0.6977	0
3	0.511	0.0005	0.0014	0	0.7335	0.6991	0
4	0.217	0.1376	0.0002	0	0.8711	0.6994	0
5	0.179	0.0001	0.1375	0	0.8712	0.8368	0
6	0.157	0.0091	2.94E-05	0	0.8803	0.8368	0
7	0.142	3.54E-05	0.0518	0	0.8803	0.8887	0
8	0.132	0.0069	3.07E-06	0	0.8872	0.8887	0
9	0.129	0.0012	0.0001	0	0.8884	0.8887	0
10	0.099	0.0535	3.07E-05	0	0.9418	0.8888	0
11	0.077	2.55E-05	0.0638	0	0.9419	0.9525	0
12	0.061	0	3.23E-05	0	0.9419	0.9526	0

Remarque : Concernant les modes à retenir, nous avons constaté que le pourcentage de participation modale atteint plus de 90% à partir du 10^{ème} mode (sens x-x) et à partir du 11^{ème} mode (sens y-y) ce qui vérifie la condition du **RPA99/2003**.

III.5.3. Comportement de la structure

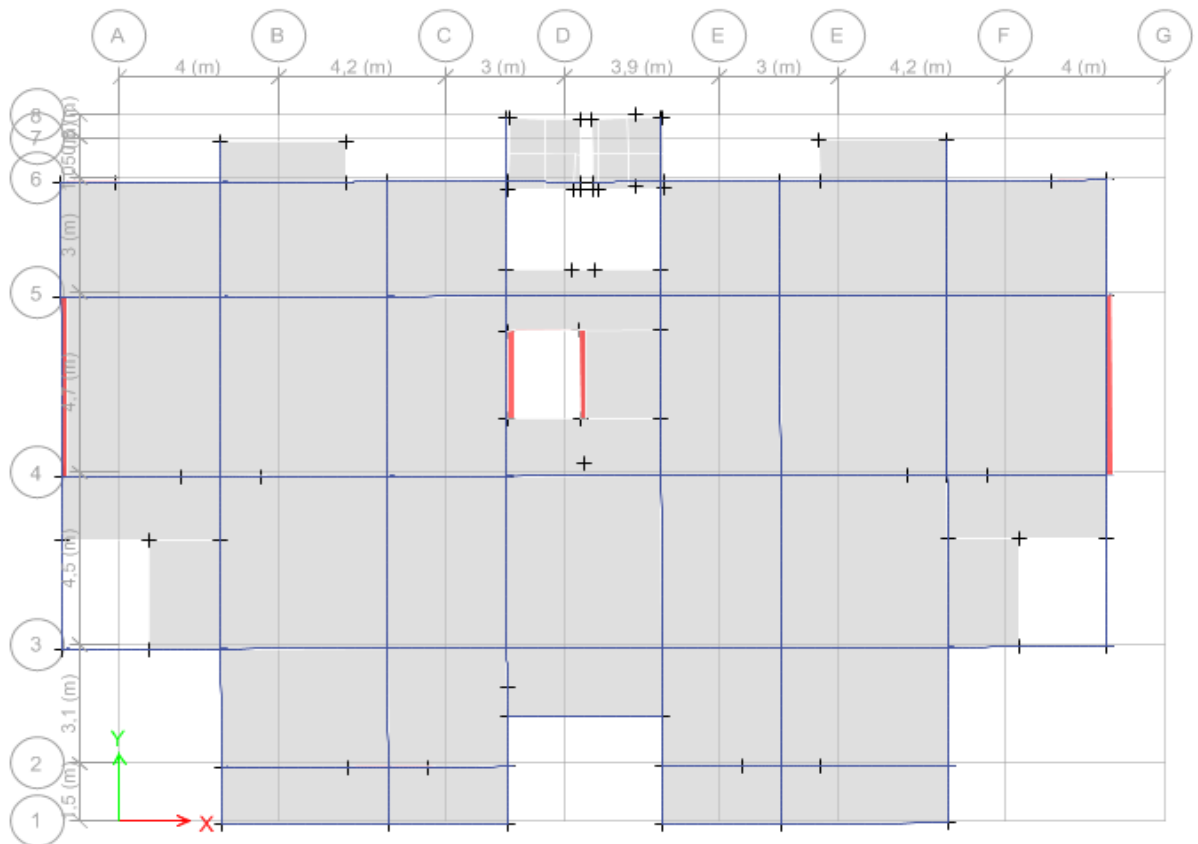


Figure.III.3 : Mode 1, Translation suivant l'axe x-x.

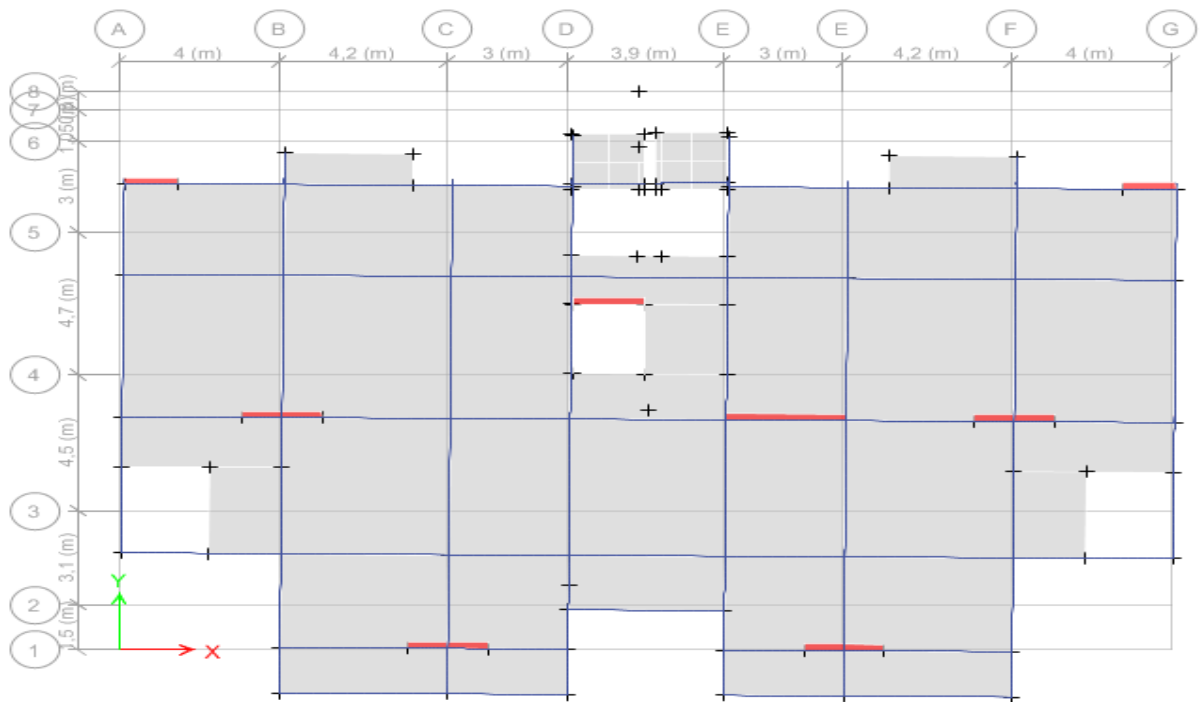


Figure.III.4 : Mode 2, Translation suivant l'axe Y-Y.

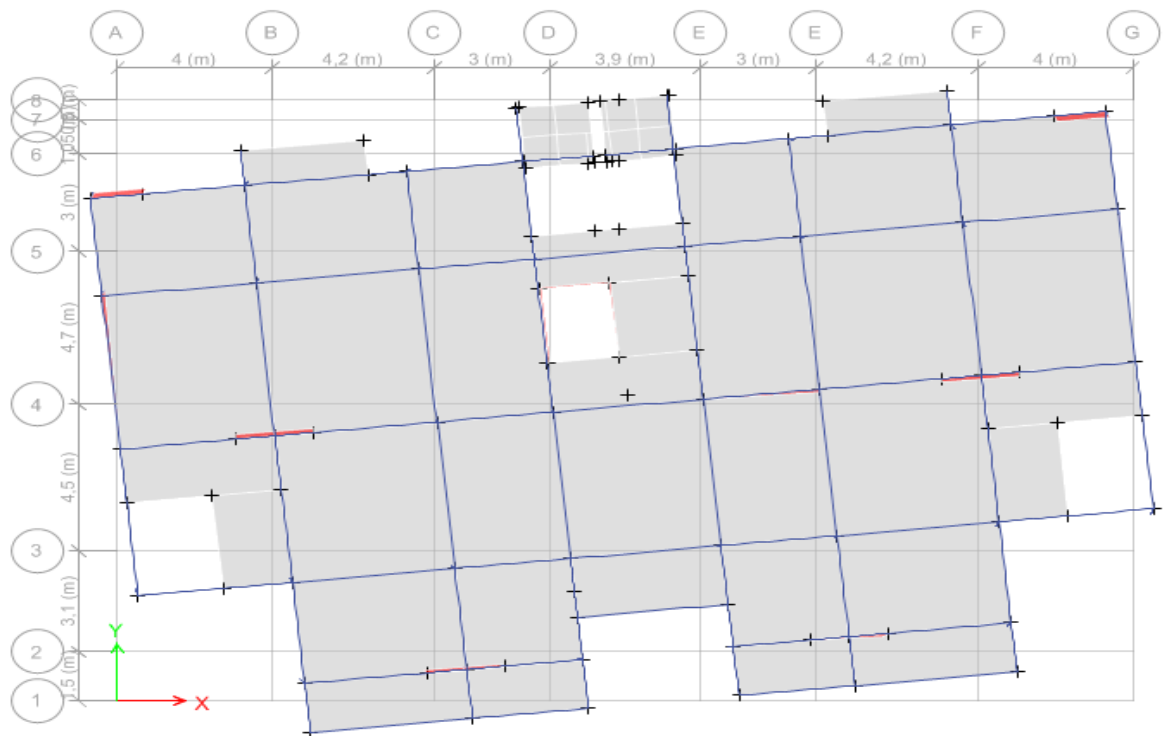


Figure.III.5 : Mode 3, Rotation suivant l'axe z-z.

III.5.4. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003

III.5.4.1. Justification de l'interaction voiles-portiques

L'article(3-4-4-a)du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques. Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux ; Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. [1]

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau.III.3 : Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Story 10	-635,7518	/	100	/
Story 09	-4156,442	-328,6828	92,6717	7,3282
Story 08	-7615,1612	-1049,314	87,8894	12,1105
Story 07	-11157,674	-1745,2263	86,4741	13,5258
Story 06	-15147,8275	-2290,3112	86,8660	13,1339
Story 05	-19023,9657	-2870,5155	86,8893	13,1106
Story 04	-23485,8607	-3290,3431	87,7116	12,2883
Story 03	-27673,3069	-3789,3982	87,9559	12,0440
Story 02	-32853,2027	-4111,0697	88,8782	11,1217
Story 01	-38143,3208	-4536,0036	89,3718	10,6281

On remarque que l'interaction sous charges verticales est vérifiée.

b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau III.4 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

Niveau	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
Story 10	99.49	/	100	/	134.75	/	100	/
Story 09	453.77	183.53	71.20	28.79	429.98	52.65	89.08	10.91
Story 08	548.60	147.28	78.83	21.16	497.14	197.91	71.52	28.47
Story 07	584,91	243,60	70.59	29.40	491.78	249.78	66.31	33.68
Story 06	783,41	299,79	72.32	27.67	637.19	250.41	71.78	28.21
Story 05	767,76	427,57	64.22	35.77	586.60	298.03	66.31	33.68
Story 04	922,25	497,55	64.95	35.04	682.92	279.91	70.92	29.07
Story 03	840,06	658,79	56.04	43.95	590.11	299.88	66.30	33.69
Story 02	1018,42	831,19	55.06	44.93	662.58	219.64	75.10	24.89
Story 01	619,73	828,69	42.78	57.21	462.84	446.67	50.88	49.11

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux

III.5.4.2. Vérification de l'effort normal réduit

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante [1] :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{RPA99/2003. Art 7.4.3.1})$$

Tel que : N : L'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : Section du béton.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression

Tableau.III.5 Résumé des résultats.

Niveaux	B(cm ²)	N(KN)	N _{rd}	Remarque
RDC	(60×65)	2105.8405	0.215	Vérifiée
1 ^{er} étage	(60×65)	1773.1437	0.181	Vérifiée
2 ^{eme} étage	(55×60)	1532.4532	0.185	Vérifiée
3 ^{eme} étage	(55×60)	1303.0052	0.157	Vérifiée
4 ^{eme} étage	(50×55)	1078.0661	0.156	Vérifiée
5 ^{eme} étage	(50×55)	863.0386	0.125	Vérifiée
6 ^{eme} étage	(45×50)	651.1808	0.115	Vérifiée
7 ^{eme} étage	(45×50)	446.359	0.079	Vérifiée
8 ^{eme} étage	(40×45)	242.8644	0.053	Vérifiée

III.5.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article (4-3-6) du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [1].

Tableau.III.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

Sens	V_{dy} (KN)	V_{st} (KN)	$0.8 \times V_{st}$	Remarque $V_{dy} \geq 0.8 \times V_{st}$
x-x	2373.7201	2599.1984	2079.3587	Vérifiée
y-y	2522.2663	2295.3866	1836.3093	Vérifiée

III.5.4.4. Calcul des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par [1] :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad (\text{RPA99/2003. Article 4.4.3})$$

Avec : $\delta_{kx} = R \times \delta_{ekx}$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à :

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

Avec :

$$\Delta_k < 1\% \times h_e \quad (\text{RPA99/2003. Article 5.10})$$

Tableau. III.7 : Vérification des déplacements sens x.

Niveau	Sens x-x						Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k / h_k (%)	
10	1.273	6.365	5.77	0.595	306	0.194	Vérifiée
9	1.154	5.77	5.24	0.53	306	0.173	Vérifiée
8	1.048	5.24	4.645	0.595	306	0.194	Vérifiée
7	0.929	4.645	3.97	0.675	306	0.220	Vérifiée
6	0.794	3.97	3.24	0.73	306	0.238	Vérifiée
5	0.648	3.24	2.475	0.765	306	0.25	Vérifiée
4	0.495	2.475	1.71	0.765	306	0.25	Vérifiée
3	0.342	1.71	0.995	0.715	306	0.233	Vérifiée
2	0.199	0.995	0.4	0.595	306	0.194	Vérifiée
1	0.080	0.4	0	0.4	408	0.098	Vérifiée

Tableau. III.8 : Vérification des déplacements sens y.

Niveau	Sens y-y						Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δk (cm)	h_k (cm)	$\Delta k / h_k$ (%)	
10	1.122	5.61	5.055	0.555	306	0.181	Vérifiée
9	1.011	5.055	4.445	0.61	306	0.199	Vérifiée
8	0.889	4.445	3.815	0.63	306	0.205	Vérifiée
7	0.763	3.815	3.16	0.655	306	0.214	Vérifiée
6	0.632	3.16	2.5	0.66	306	0.215	Vérifiée
5	0.5	2.5	1.845	0.655	306	0.214	Vérifiée
4	0.369	1.845	1.24	0.605	306	0.197	Vérifiée
3	0.248	1.24	0.71	0.53	306	0.173	Vérifiée
2	0.142	0.71	0.29	0.42	306	0.137	Vérifiée
1	0.058	0.29	0	0.29	408	0.071	Vérifiée

D'après les tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

III.5.4.5. Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ)

Les effets de second ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux [1] :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \quad (\text{RPA99/2003. Article 5.9})$$

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

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : hauteur d'étage (k)

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: Les effets (P- Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

Si $\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau.III.9 :Vérification des effets (P-Δ) sens x.

Sens x-x						
Niveau	h_k (cm)	P_k (Kn)	V_k (Kn)	Δk (cm)	Θ	Observation
10	306	667.9998	99.4981	0.595	0.013	Vérifiée
9	306	6105.2128	602.3388	0.53	0.017	Vérifiée
8	306	11050.4127	989.3512	0.595	0.021	Vérifiée
7	306	15995.6125	1296.5811	0.675	0.027	Vérifiée
6	306	21074.6124	1569.3015	0.73	0.032	Vérifiée
5	306	26153.6123	1809.1175	0.765	0.036	Vérifiée
4	306	31380.9472	2003.5742	0.765	0.039	Vérifiée
3	306	36608.2821	2162.9332	0.715	0.039	Vérifiée
2	306	42258.355	2294.9367	0.595	0.035	Vérifiée
1	408	48921.2837	2373.7201	0.4	0.020	Vérifiée

Tableau.III.10:Vérification des effets (P-Δ) sens y.

Sens y-y						
Niveau	h_k (cm)	P_k (Kn)	V_k (Kn)	Δk (cm)	Θ	Observation
10	306	667.9998	134.755	0.555	0.008	Vérifiée
9	306	6105,2128	669.2348	0.61	0.018	Vérifiée
8	306	11050,4127	1082.7523	0.63	0.021	Vérifiée
7	306	15995,6125	1406.5218	0.655	0.024	Vérifiée
6	306	21074,6124	1694.0211	0.66	0.026	Vérifiée
5	306	26153,6123	1942.8932	0.655	0.028	Vérifiée
4	306	31380,9472	2136.1403	0.605	0.029	Vérifiée
3	306	36608,2821	2290.8366	0.53	0.027	Vérifiée
2	306	42258,355	2427.1941	0.42	0.023	Vérifiée
1	408	48921,2837	2522.2663	0.29	0.013	Vérifiée

La condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet (P-Δ) peuvent être négligés.

Remarque :

La disposition des voiles adoptés répond aux exigences de RPA concernant l'interaction voile- portique après avoir redimensionner la section des poutres.

Poutres principale et secondaires seront ferrillées selon les dimensions suivantes :

(35×40) cm²

III.6. Conclusion

La modélisation de la structure, en utilisant le logiciel ETABS 2016, nous a permis de prédire le comportement de la structure sous chargement sismique. On a effectué un calcul tridimensionnel dynamique dans le but de déterminer les différentes sollicitations sous différentes combinaisons d'actions. Cela, est effectué afin de dimensionner de manière correcte les différents éléments vis-à-vis des sollicitations dynamiques et d'avoir un meilleur comportement de la structure et de satisfaire toutes les conditions de RPA99/2003.

La modélisation et l'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un système de contreventement mixte voile-portique avec interaction et cela est dû à la hauteur importante de l'ouvrage étudié. Pour avoir un comportement acceptable de la structure en question et pour vérifier l'interaction portique-voile (horizontale et verticale), on a opté pour des voiles d'épaisseur $e=20\text{cm}$. Le nombre total des voiles prévus est de 12, 8 voiles disposés selon x et 4 voiles selon y. Et des portiques poteaux-poutres, les poteaux de dimension $60*65\text{cm}$ aux niveaux de RDC et 1^{er} étage, $55*60\text{cm}$ aux niveaux de 2^{ème} et 3^{ème} étages, $50*55\text{cm}$ pour le 4^{ème} et 5^{ème} étages, $45*50\text{cm}$ pour le 6^{ème} et 7^{ème} étages et $40*45$ pour 8^{ème} étages, et des poutres de $35*40\text{cm}$ pour les deux sens principale et secondaire. La modélisation qui a été faite avec le logiciel ETABS, nous a donné des résultats satisfaisants vis-à-vis des exigences des règles en vigueur.

Les résultats obtenus ont montré que les deux premiers modes sont des modes de translations, le 1^{er} selon y et le 2^{ème} selon x, et le 3^{ème} est une rotation. Le taux de participation massique atteint plus de 90% dans le mode 10 selon x et dans le mode 11 selon y.

IV.1. Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux-poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, ce pendant ces derniers doit être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

IV.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailrages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **ETABS2016** dans l'ordre suivant :

- | | |
|-------------------|---------------------------------|
| 1) $G + Q$ | 4) $0.8G - E$ |
| 2) $1.35G + 1.5Q$ | 5) $G + Q + E$ (RPA99) |
| 3) $0.8G + E$ | 6) $G + Q - E$ |

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

1. ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
2. ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
3. ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)

IV.2.1. Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1)

IV.2.1.1. Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- ✓ Leur pourcentage minimal sera de :

0.8% de la section du béton en zone II

- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :

4% de la section du béton en zone courante

6% de la section du béton en zone de recouvrement

- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm

- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :

40 \emptyset en I et II

- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone I et II

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques)

La zone nodale est définie par :

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

$b; h$: Dimensions de la section transversale du poteau

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99** sont apportées dans le tableau suivant :

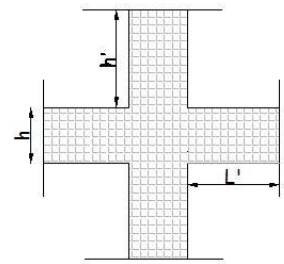


Figure.IV.1.Zone nodale.

Tableau IV.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau	A ^{min} RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et 1 ^{er} étage	60 x 65	31.2	156	234
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55 x 60	26.4	132	198
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50 x 55	22	110	165
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45 x 50	18	90	135
8 ^{ème} étage	40 x 45	14.4	72	108

IV.2.1.2. Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = 2.5 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3.75 \quad \text{si } \lambda_g < 5$$

t : L'espacement entre les armatures transversales telle que :

- Dans la zone nodale $t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa

- Dans la zone courante $t \leq 15\phi_l$ en zone IIa

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ En % est donnée comme suit :

- $A_t^{\text{min}} = 0,3\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

- $A_t^{\text{min}} = 0,8\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

IV.2.2. Les sollicitations dans les poteaux

Les Résultats de sollicitations maximales des poteaux sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau. IV.2: Les sollicitations dans les poteaux :

Niveau	$(N_{\max} \rightarrow M_{corr})$		$(M_{\max} \rightarrow N_{corr})$		$(N_{\min} \rightarrow M_{corr})$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC et 1 ^{er} étage	2105.8405	0.526	44.6381	1360.9839	56.4924	13.0008
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	1532.4532	3.8343	38.198	824.7725	264.5138	9.6635
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	1078.0661	3.5792	50.9967	582.6312	173.7396	10.7449
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	672.1317	9.611	66.0703	478.0104	86.8042	11.1322
8 ^{ème} étage	525.0354	39.0817	39.0817	525.0354	44.8438	13.4445

IV.2.3. Ferrailage des poteaux

IV.2.3.1.Exemple de calcul

✓ Soit le poteau de RDC (60×65) cm² :

b=60cm ; h=65cm ; e=3cm D'où : d'=57cm.

Situations courantes : $\gamma_b = 1,5$ et $\gamma_s = 1,15$ donc $f_{bu}=14,2\text{Mpa}$.

Situations accidentelles : $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$ donc $f_{bu}=18,47\text{Mpa}$.

a) Calcul sous $N_{\max} \rightarrow M_{corres} \Rightarrow 1.35G + 1.5Q$

$$N_{\max} = 824.7725 \text{ KN} \rightarrow M_{corres} = 38.198 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{38.198}{824.7725} = 0.046\text{m} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 0.3 \text{ m}$$

⇒ Le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u(d - h/2) = 260.887 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 184.49 \text{ KN.m} < (0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1061.38 \text{ KN.m}$$

La section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{260.887 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.57^2 \times 14,2} = 0.103 \Rightarrow \mu_b < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.136$$

On a : $\mu_{bu} = 0.103 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$

$$\text{Calcul de A : } A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} \quad z = d(1 - 0.4\alpha) = 0,539\text{m} \Rightarrow A_1 = \frac{260.887 \times 10^{-3}}{0,539 \times 348} \times 10^4 = 13.90\text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 13.90 - \frac{824.7725 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -9.79\text{cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Pas nécessité d'armature le béton seul suffit.

Le ferrailage des poteaux est résumé dans les tableaux suivants :

IV.2.3.2. Armatures longitudinales

Tableau. IV.3: Armatures longitudinales.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A ^{calculé} Robot expert (cm ²)	A ^{min} RPA (cm ²)	A ^{adopté} (cm ²)
RDC et 1 ^{er} étage	60 x 65	5	31.2	4HA25+8HA16=35.72
2 et 3 ^{ème} étage	55 x 60	4.6	26.4	4HA20+8HA16=28.65
4 et 5 ^{ème} étage	50 x 55	4.2	22	12HA16= 24.13
6 et 7 ^{ème} étage	45 x 50	3.8	18	12HA16= 24.13
8 ^{ème} étage	40 x45	3.4	14.4	8HA16=16.08

IV.2.3.2. Section des armatures transversales

Tableau.IV.4 : Armature transversales.

Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2 et 3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Section (cm ²)	60x65	60x65	55x60	50x55	45x50	40x45
ϕ_l^{\max} (cm)	2.5	2.5	2	1.6	1.4	1.6
ϕ_l^{\min} (cm)	1.4	1.4	1.6	1.6	1.4	1.6
l_f (cm)	285.6	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λg	4.393	3.295	3.57	3.894	4.284	4.76
Vu (KN)	44.9167	44.9167	32 ,1161	35,0695	46,7882	36,4048
l_r (cm)	80	80	80	80	80	80
S_l zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
S_l zone courante(cm)	15	15	15	15	15	15
A_t (cm ²)	0.97	0.97	0.75	0.89	1.31	1.13
A_t^{\min} zone courante(cm ²)	4.06	6.53	5.42	4.32	3.23	2.16
A_t^{\min} zone nodale (cm ²)	0.91	4.35	3.61	2.88	2.15	1.44
A_t adopté (cm ²)	6.28	6.28	6.28	6.28	4.02	3.02
Nbre de cadres	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA8	6HA8

Conformément aux règles du **RPA 99/03** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

Longitudinales. ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max}$). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

IV.2.4 : Vérifications

IV.2.4.1. Vérification au flambement

Selon le BAEL91 (art 8.2.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

$$N_u^{\max} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \text{BAEL (Art : B.8.2.1)}$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

Tableau.IV.5 :Justification de l'effort normal réduit.

Niveau	$l_0(m)$	$l_f(m)$	$i(m)$	λ	α	$A_s(cm^2)$	$B_r(cm^2)$	$N_d(MN)$	$N_u(MN)$
RDC	4.08	2.856	0.187	15.27	0.818	35.72	3654	2.105	6.551
1 ^{er} étage	3.06	2.142	0.187	11.45	0.832	35.72	3654	2.105	6.663
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	3.06	2.142	0.173	12.38	0.829	28.65	3074	1.532	5.545
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	3.06	2.142	0.158	13.55	0.825	24.13	2544	1.078	4.579
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	3.06	2.142	0.144	14.87	0.820	24.13	2544	0.672	4.579
8 ^{ème} étage	3.06	2.142	0.129	16.60	0.813	16.08	1634	0.525	2.914

Du tableau ci-dessus on constate que $N_d < N_u$

IV.2.4.1. Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte

de compression du béton seulement, et pour cela

Nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa) ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \left(\frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v\right)$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

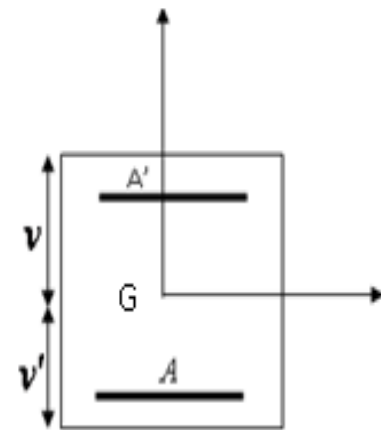


Figure.IV.2 : Section transversale d'un poteau.

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2]$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

$$\text{On a : } A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 \text{ et } v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.6 : justification des contraintes.

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
RDC et 1 ^{er} étage	60x65	58.5	35.72	35.45	29.54	0.0251	1537,315	32.2076	4.396	15
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55x60	54	28.65	32.76	27.24	0.0121	1119,633	27,7914	4.150	15
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50x55	49.5	24.13	30.05	24.95	0.00848	787,9392	37,1468	4.181	15
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45x50	45	24.13	29.43	20.56	0.01249	492,0727	15,5505	2.553	15
8 ^{ème} étage	40x45	40.5	16.08	24.62	20.38	0.00372	384,7835	28,4687	4.021	15

IV.2.4.2. Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Tableau.IV.7 : Vérification des contraintes tangentielles.

Niveau	Section	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ̄ (MPa)	Observe
RDC	60×65	2.856	4.393	0.04	58.5	44,9167	0.128	1	Vérifiée
1 ^{er} étage	60×65	2.142	3.295	0.04	58.5	44,9167	0.128	1	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55×60	2.142	3.57	0.04	54	32.1161	0.102	1	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×55	2.142	3.894	0.04	49.5	35.0695	0.134	1	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45×50	2.142	4.284	0.04	45	46.7882	0.221	1	Vérifiée
8 ^{ème} étage	40×45	2.142	4.76	0.04	40.5	36.4048	0.276	1	Vérifiée

IV.2.5 : Disposition constructive des poteaux

IV.2.5.1 : Longueurs de recouvrement

Selon le RPA99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

L_r > 40*Φ en zone II

Φ = 20mm → L_r > 40×20 = 80cm → on adopte L_r = 85cm.

Les zones nodales

La zone nodale est définie par h'

$$\text{et } h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

(h₁×b₁) : section de poteau.

h_e: hauteur d'étage.

-On opte $h' = 65$ cm pour tous les étages.

IV.2.6 : Schéma de ferrailage des poteaux

Tableau.IV.8 : Schéma de ferrailage des poteaux.

Poteau 8 ^{eme} étage (40×45)cm ²	Poteau 6 ^{eme} ,7 ^{eme} étage (45×50)cm ²
Poteau 5 ^{eme} ,4 ^{eme} étage (50×55)cm ²	Poteau 3 ^{eme} ,2 ^{eme} étage (55×60)cm ²
Poteau RDC,1 ^{er} étage (60×65)cm ²	

IV.3. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Après détermination des sollicitations (M , V), On procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'acier données par le **RPA** en zone **II.a**.

IV.3.1. Recommandation du RPA 99

IV.3.1.1. Les armatures longitudinales : RPA 99 (art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.

-La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ En zone IIa.

IV.3.1.2. Les armatures transversales : RPA 99 (art 7.5.2.2)

-La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

-L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$: Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$: En dehors de la zone nodale.

La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

IV.3.2. Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \quad (\text{Condition de non fragilité}).$$

IV.3.3. Ferrailages des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du **RPA**.

IV.3.3.1. Sollicitations de calculs

Tableau IV.9 : Les sollicitations dans les poutres.

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	$M_{\text{travée}}$ (KN.m)	M_{appui} (KN.m)	V (KN)	$M_{\text{travée}}$ (KN.m)	M_{appui} (KN.m)	V (KN)
Etage service	53.7112	71.3132	118.863	11.3646	18.6263	26.4649
Etage d'habitation	44.3164	117.8865	112.0753	23.9496	44.2784	38.5044
Terrasse inaccessible	51.201	84.2748	101.2884	25.9344	43.5926	44.0041

IV.3.3.2. Armatures longitudinal

Le ferrailage longitudinal de calcul est celui obtenu par le logiciel **ETABS2016**.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : Armatures longitudinal dans les poutres.

Niveau	Type de poutre	Section (cm ²)	Localisation	A _{calculée} Robot expert (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Nbr de barres
Etage service	Principale	35×40	Travée	4.4	7	56	8.01	3HA14+3HA12
			Appui	5.9	7	84	8.01	3HA14+3HA12
	Secondaire	35×40	Travée	1.5	7	56	8.01	3HA14+3HA12
			Appui	1.5	7	84	8.01	3HA14+3HA12
Etage d'habitation	Principale	35×40	Travée	3.6	7	56	8.01	3HA14+3HA12
			Appui	10.1	7	84	10.65	3HA16+3HA14
	Secondaire	35×40	Travée	1.9	7	56	8.01	3HA14+3HA12
			Appui	3.6	7	84	8.01	3HA14+3HA12
Terrasse inaccessible	Principale	35×40	Travée	4.1	7	56	8.01	3HA14+3HA12
			Appui	7	7	84	8.01	3HA14+3HA12
	Secondaire	35×40	Travée	2.1	7	56	8.01	3HA14+3HA12
			Appui	3.5	7	84	8.01	3HA14+3HA12

▪ Longueur de recouvrement

$$L_r > 40\phi_L$$

- $\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64\text{ cm}$, on adopte $L_r = 70\text{ cm}$.

- $\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56\text{ cm}$, on adopte $L_r = 60\text{ cm}$.

- $\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.2 = 48\text{ cm}$, on adopte $L_r = 50\text{ cm}$.

IV.3.3.3. Armatures transversales

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_L\right) \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

a. Poutres principales

$$\phi_t \leq \min(11.42 ; 35 ; 12) \text{mm}, \text{ donc on prend } \phi_t \leq 12 \text{mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de ϕ_{10} d'où $A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$.

b. Poutres secondaires

$$\phi_t \leq \min(11.42 ; 35 ; 12) \text{mm}, \text{ donc on prend } \phi_t \leq 12 \text{mm}$$

Donc on prend un cadre et un étrier de ϕ_{10} d'où $A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$.

IV.3.3.4. Espacement S_t d'armatures transversales

a. Selon le BAEL91 (Article H.III.3)

$$S_t \leq \min(S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3})$$

$$S_{t1} = \min(0.9 \times d ; 40\text{cm}) = 33.3\text{cm} \quad S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \leq 89.71\text{cm}$$

$$St_3 \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \leq 97.85cm$$

b. Selon RPA99

Zone nodale : $S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_{min} ; 30cm) = 10cm$ Soit $S_t = 10cm$.

Zone courante : $S_t \leq h/2 = 20cm$ Soit $S_t = 15cm$.

IV.3.3.5. Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t > 0.003 \times S_t \times b \Rightarrow A_t (= 3.14) > 0.003 \times S_t \times b = 1.57cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

IV.3.4. Vérifications [BAEL91]

IV.3.4.1. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 2.37cm^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b. Contrainte tangentielle maximale

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 4MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25MPa$.

Tableau.IV.11 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	118.863	0.917	3.25	Vérifiée
Poutres secondaires	44.0041	0.339	3.25	Vérifiée

c. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

-Appuis de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (1)$.

-Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots (2)$.

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau.IV.12 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A_l (cm ²)	Vu (KN)	Ma (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	10.65	118.863	117.8865	3.417	-6.76	Vérifiée
Secondaires	8.01	44.0041	44.2784	1.265	-2.55	Vérifiée

IV.3.4.2. Vérification à l'ELS

a. Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2].$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau.IV.13 : Vérification de l'état limite de compression.

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Travée	38.7417	12.871	94828.546	5.258	15	Vérifiée
	Appui	86.1068	14.372	116429.87	10.628	15	Vérifiée
Poutres secondaires	Travée	18.9854	12.871	94828.546	2.576	15	Vérifiée
	Appui	32.3106	12.871	94828.546	4.385	15	Vérifiée

b. Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}; \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \quad \text{BAEL 91(Article B.6.5)}$$

Tableau.IV.14 : vérification de la flèche des poutres

	h cm	B cm	Lc m	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	35	470	8.01	0.085	0.075	0.002	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	35	420	8.01	0.095	0.075	0.002	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Remarque : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

IV.3.5. Schéma de ferrailage des Poutres

IV.3.5.1. Poutre de l'étage service et terrasse inaccessible

Tableau.IV.15 : schéma de ferrailage des poutres d'étage service et terrasse inaccessible.

	En travée	En appui
Poutres principales		
Poutres secondaires		

IV.3.5.2.Poutre étage d'habitation

Tableau.IV.16 : schéma de ferrailage des poutres d'étage habitation.

	En travée	En appui
Poutres principales	<p>Diagram showing reinforcement for main beam in span. Top reinforcement: 3HA16. Bottom reinforcement: 3HA14. Middle reinforcement: 3HA12. Spacing: 35. Height: 40. Includes cadre+étrier Ø10.</p>	<p>Diagram showing reinforcement for main beam at support. Top reinforcement: 3HA16. Bottom reinforcement: 3HA14. Middle reinforcement: 3HA14. Spacing: 35. Height: 40. Includes cadre+étrier Ø10.</p>
Poutres secondaires	<p>Diagram showing reinforcement for secondary beam in span. Top reinforcement: 3HA14. Bottom reinforcement: 3HA14. Middle reinforcement: 3HA12. Spacing: 35. Height: 40. Includes cadre+étrier Ø10.</p>	<p>Diagram showing reinforcement for secondary beam at support. Top reinforcement: 3HA14. Bottom reinforcement: 3HA14. Middle reinforcement: 3HA12. Spacing: 35. Height: 40. Includes cadre+étrier Ø10.</p>

IV.4.Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastique dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99v2003 exige de vérifier que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(M_w + M_e) \text{ RPA99 (Article 7.6.2.)}$$

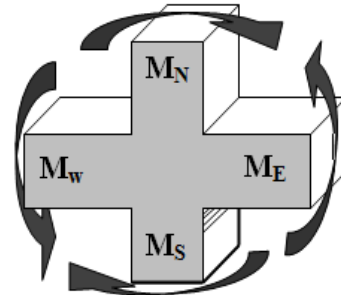


Figure.IV.3 : schéma de la zone nodale.

IV.4.1. Détermination des moments résistants

Le moment résistant « M_r » d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section ;
- De la quantité d'armatures dans la section ;
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = Z \times A_s \times (f_e / \gamma_s) ; Z = 0.85 \times h$$

a. Poteaux

Tableau.IV.17 : les moments résistant dans les poteaux.

Niveau	Section(cm)	Z(m)	$A_{s/face}(cm^2)$	$M_r(KN.m)$
RDC et 1 ^{er} étage	60×65	0.552	8.04	154.36
2 ^{eme} , 3 ^{eme} étages	55×60	0.51	10.30	182.71
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étages	50×55	0.467	8.04	130.59
6 ^{eme} , 7 ^{eme} étages	45×50	0.425	8.04	118.85
8 ^{eme} étage	40×45	0.382	6.03	80.12

b. Poutre

Tableau IV.18 : les moments résistant dans les poutres.

Niveau	Type de poutre	Section (cm)	Z (m)	$A_s (cm^2)$	$M_r (KN.m)$
Etage service	Principale	35×40	0.34	8.01	94.726
	Secondaire	35×40	0.34	8.01	94.726
Etage d'habitation	Principale	35×40	0.34	10.65	126.01
	Secondaire	35×40	0.34	8.01	94.726
Terrasse inaccessible	Principale	35×40	0.34	8.01	94.726
	Secondaire	35×40	0.34	8.01	94.726

IV.4.2. Vérification des zones nodales

Tableau IV.19 : Vérification de la zone nodale dans différent étage.

c	poutres	M_s	M_n	M_n+M_s	M_e	M_w	1.25 (M_w+M_e)	Observation
RDC	PP	154.36	308.72	463.08	94,77432	94,77	236,930	vérifiée
	PS				94,77432	94,77	236,930	
1 ^{er} étage	PP	154.36	308.72	463.08	126,0108	126,01	315,026	vérifiée
	PS				94,77432	126,01	275,980	
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	PP	182,71	365,42609	548,13913	126,0108	126,01	315,026	vérifiée
	PS				94,77432	126,01	275,980	
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	PP	130,60	261,19513	391,7927	126,0108	126,01	315,026	vérifiée
	PS				94,77432	126,01	275,980	
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	PP	118.85	237.7	356.55	126,0108	126,01	315,026	Non vérifiée
	PS				94,77432	126,01	275,980	
8 ^{ème} étage	PP	80,12	0	80,120348	94,77432	94,77	236,936	Non vérifiée
	PS				94,77432	94,77	236,936	

IV.5. Etude des voiles

IV.5.1. Définition

Les voiles sont des éléments verticaux qui présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissantes dans leurs plans et une faible rigidité dans la direction perpendiculaire à son plan.

Un voile est considéré comme une console encadrée à sa base, sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Flexion.
- flexion par effort tranchant.
- Ecrasement.

IV.5.2. Recommandation du RPA99

IV.5.2.1. Armatures verticales

Sont destinés à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0.20%.

les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés par des cadres horizontaux dont l'espacement S est inférieur à l'épaisseur du voile (e).

L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de L/10 dans les zones extrêmes.

IV.5.2.2. Armatures horizontales

Sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposés en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur $10\varnothing$.

IV.5.2.3. Armatures transversales

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingles par 1m^2 au moins.

IV.5.2.4. Règles communes RPA99 version 2003 (Art.7.7.4.3)

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales :

$A_{\min} = 0.15\%$ Section globale du voile.

$A_{\min} = 0.10\%$ Zone courante.

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S_t < \min(1.5 e, 30\text{cm})$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\varnothing < e/10$ en zone courante.

IV.5.2.5. Longueur de recouvrement

$L_r = 40\varnothing$ en zone qui peut être tendue.

$L_r = 20\varnothing$ en zone comprimé sous toutes les combinaisons.

IV.5.3. Disposition des voiles

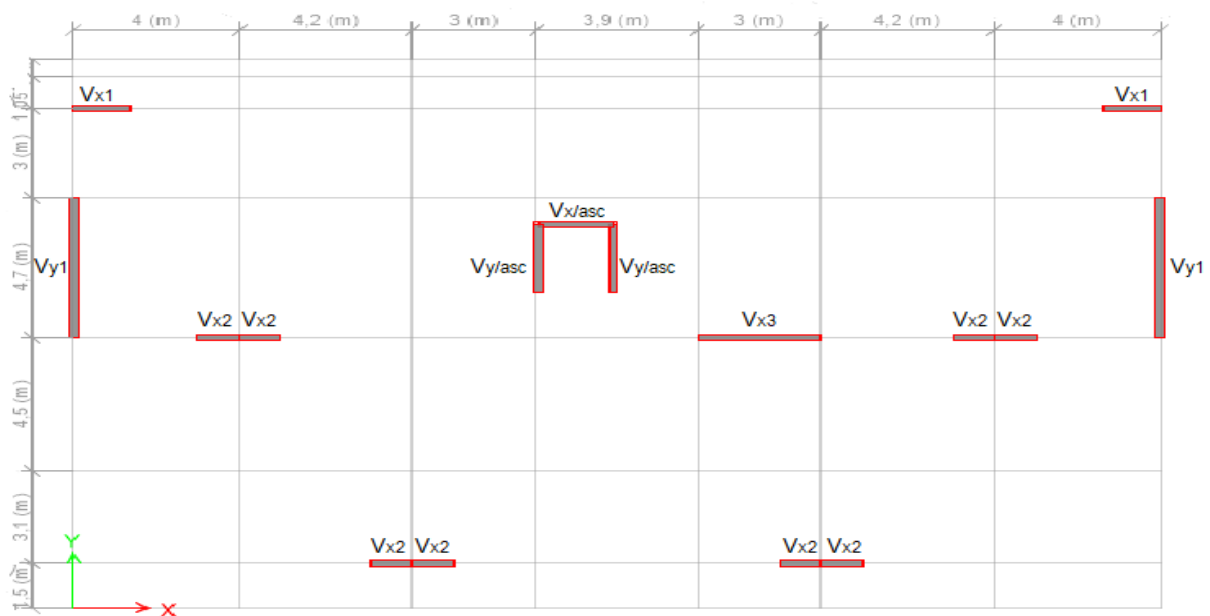


Figure.IV.4 : disposition des voiles.

IV.5.4. Ferrailage des voiles

IV.5.4.1. Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable des sollicitations Suivantes :

- $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{\max} \rightarrow N$ correspondant

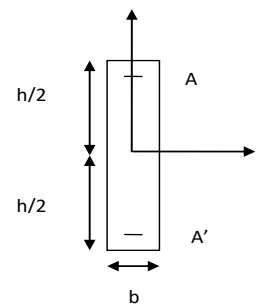


Figure.IV.5 : Section transversale d'un poteau.

IV.5.4.2. Armatures horizontales

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 \times f_{tj} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du **RPA 99**.

$A_v^{\min} / \text{voile}$: Section d'armatures minimales dans le voile complet. $A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L$.

$A_v^{\text{calculé}} / \text{face}$: Section d'armature calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{\text{adopté}} / \text{face}$: Section d'armatures adoptée pour une seule face du voile.

$N^{\text{bre}} / \text{face}$: Nombre de barres adoptées par face.

S_t : Espacement.

$A_h^{\min} / \text{voile}$: section d'armatures horizontales dans le voile complet. $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times L$

$A_h^{\text{calculé}} / \text{face}$: section d'armatures horizontales calculées. ($A_{\text{adopté}}/4$).

$A_h^{\text{adopté}} / \text{face}$: section d'armatures adoptées par un mètre linéaire.

$N^{\text{bre}} / \text{face}$: nombre des barres adoptées par un mètre linéaire.

Tableau.IV.20 : Récapitulation des efforts dans les voiles.

Voile	Section (m ²)	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$		V_{\max}
		N_{\max}	M_{corr}	M_{\max}	N_{corr}	N_{\min}	M_{corr}	
V _{x1}	0.2×1.3	-590,66	2,18	-28,48	-485,90	-265,208	14,9196	-16,82
V _{x2}	0.2×1	-865,58	-6,23	-12,58	-746,60	-281,41	3,05	-8,14
V _{x3}	0.2×3	-2488,23	12,37	-15,76	-2161,16	-1091,14	-8,4348	-21,94
V _{x/asc}	0.2×2	-1120,68	13,00	-47,45	-958,27	-503,06	-23,43	27,42
V _{y1}	0.2×4.7	-2432,33	-36,37	-227,82	-2273,18	-1078,32	-77,5211	78,90
V _{y/asc}	0.2×2.4	-1501,44	52,11	-78,66	-1438,1	-658,05	2,93	33,24

➤ **Exemple de calcul**

On prend comme exemple le voile V_x 1=1.30m.

$$N_{\max} = 375.080 \text{ (compression) KN} \rightarrow M_{\text{corres}} = 36.260 \text{ KN.m (ELU)}$$

$$L=130\text{cm}; e=20\text{cm} \quad d'=5\text{cm} \quad \text{D'où : } d=125\text{cm.}$$

Situations courantes : $\gamma_b = 1.5$ et $\gamma_s = 1.15$ donc $f_{bu}=14.2\text{Mpa}$.

a. Calcul des armatures verticales

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{36.260}{375.080} \times 100 = 9.7 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{130}{2} = 65 \text{ cm}$$

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - h / 2) = 261.308 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 188.79 \text{ KN.m} < (0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1467.94 \text{ KN.m}$$

La section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{261.308 \times 10^{-3}}{0.20 \times 1.25^2 \times 14,2} = 0.059 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,076$$

$$\text{On a : } \mu_{bu} = 0,059 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Calcul de A : } A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 1.212\text{m} \Rightarrow A_1 = \frac{261.308 \times 10^{-3}}{1.212 \times 348} \times 10^4 = 6.195 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 6.195 - \frac{375.080 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -4.583 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul des contraintes

$$\sigma^{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = 2.09 \text{ MPa} \quad \sigma^{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = 0.80 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{\sigma^{\min} \times L}{\sigma^{\max} + \sigma^{\min}} = 0,738 \text{ m} \quad L_c = L - 2L_t = 1.17 \text{ m}$$

▪ Armature minimal tendues

$$A_v^{\min} / \text{ten} = 0,2\% \times e \times L_t = 2,95 \text{ cm}^2.$$

▪ Armature minimal dans tout le voile

Selon RPA99/2003 on a : $A_v^{\min} = 0,15\% \times e \times l = 3.9 \text{ cm}^2$. Pour $e = 20 \text{ cm}$.

▪ Armatures minimales dans la zone comprimée

$$A_v^{\min} / \text{comp} = 0,1\% \times e \times L_c = 1.30 \text{ cm}^2.$$

▪ Espacement des barres verticales

$$S_t \leq \min(1,5e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \quad \text{on apte pour : } st = 20 \text{ cm}.$$

b. Armatures horizontales : La section des armatures horizontales est calculée selon les formules suivantes :

$$V_{\max} = 21.67 \text{ Kn. Avec } \tau_v = \frac{1,4 \times V}{e \times d} = 0.121 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq \frac{\tau_v \times b \times St}{0,8 \times f_e} = 0.118 \text{ cm}^2 \text{ en prend } St = 20 \text{ cm}$$

Remarque : le calcul des voiles sont fait par les sollicitations les plus défavorables.

 **Voiles parallèles à xx'**

Tableau.IV.21 : Ferrailage des voiles Vx1.

Voile Vx1 = 1.30m					
Section	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
l(m)	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
e(m)	0.20	0,20	0,20	0,20	0,20
N(KN)	485.90	482.26	375.08	241.53	57.48
M(KN.m)	28.48	30.35	36.26	40.43	53.22
d (m)	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
V(KN)	16.82	18.80	21.67	24.76	33.22
τ (MPa)	0,09	0.10	0.12	0.13	0.18
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	0	0	0	0	0.38
A^{min} (cm ²)	3.9	3.9	3.9	3.9	3.9
I (m ⁴)	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
v (m)	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
σ_1 (MPa)	2.38	2.39	2.09	1.65	1.17
σ_2 (MPa)	1.36	1.32	0.80	0.21	-0.72
l_t (m)	0	0	0	0	0.50
l_c (m)	1.30	1.30	1.30	1.30	0.31
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
A_h^{cal} (cm ²)	0.11	0.13	0.15	0.17	0.23
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau.IV.22 :Ferrailage des voiles V_{x2}.

Voile V _{x2} =1m					
Section	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
l(m)	1	1	1	1	1
e(m)	0.20	0,20	0,20	0,20	0,20
N(KN)	746.604	610.9757	446.8704	362.8991	105.1943
M(KN.m)	12.5889	16.4954	24.2579	28.1572	52.6114
d (m)	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
V(KN)	8.14	10.7063	15.4432	18.2936	32.926
τ (MPa)	0.05	0.07	0.11	0.13	0.24
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A^{cal}(cm^2)$	0	0	0	0	0.06
$A^{min}(cm^2)$	3	3	3	3	3
$I(m^4)$	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
$v(m)$	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
σ_1 (MPa)	4.36	3.87	3.44	3.22	3.15
σ_2 (MPa)	3.10	2.23	1.02	0.40	-2.10
$l_t(m)$	0.41	0.36	0.22	0.11	0.40
$l_c(m)$	0.16	0.26	0.54	0.77	0.19
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	1.66	1.46	0.91	0.44	1.60
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	0.33	0.54	1.08	1.55	0.39
$S_t(m)$	0.2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
$S_t(m)$	0.2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_h^{cal}(cm^2)$	0.07	0.09	0.14	0.16	0.30
$A_h^{min}(cm^2)$	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau.IV.23 :Ferrailage des voiles V_{x3} .

Voile $V_{x3} = 3m$					
Section	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
$l(m)$	3	3	3	3	3
$e(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$N(KN)$	2161.16	2077.43	1653.74	740.78	447.97
$M(KN.m)$	15.76	19.09	15.82	24.59	143.56
$d(m)$	2.95	2.95	2.95	2.95	2.95
$V_u(KN)$	21.94	2.69	1.36	4.37	58.57
$\tau(MPa)$	0.05	0.006	0.003	0.01	0.13
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5	5	5
$A^{cal}(cm^2)$	0	0	0	0	0
$A^{min}(cm^2)$	9	9	9	9	9
$I(m^4)$	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$v(m)$	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
$\sigma_1(MPa)$	3.65	3.52	2.80	1.31	1.22
$\sigma_2(MPa)$	3.54	3.39	2.70	1.15	0.26
$l_t(m)$	1.47	1.47	1.47	1.40	0.53
$l_c(m)$	0.04	0.055	0.057	0.19	1.92
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	5.91	5.88	5.88	5.60	2.15
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	0.08	0.11	0.11	0.39	3.84
$S_t(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{v/face}^{adopté}$	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
$S_t(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_h^{cal}(cm^2)$	0.06	0.008	0.004	0.013	0.174
$A_h^{min}(cm^2)$	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau.IV.24 :Ferrailage des voiles $V_{x/asc}$.

Voile V_x asc =2m					
Section	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
$l(m)$	2	2	2	2	2
$e(m)$	0.2	0.2	0.20	0.20	0.20
$N(KN)$	958.27	763.45	512.46	195.49	27.27
$M(KN.m)$	47.45	77.51	111.31	138.23	112.10
$d(m)$	1.95	1.95	1.95	1.95	1.95
$V_u(KN)$	27.42	47.61	69.28	88.11	67.51
τ (MPa)	0.09	0.17	0.24	0.31	0.24
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A^{cal}(cm^2)$	0	0	0	0	1.26
$A^{min}(cm^2)$	6	6	6	6	6
$I(m^4)$	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13
$v(m)$	1	1	1	1	1
σ_1 (MPa)	2.75	2.49	2.11	1.52	0.91
σ_2 (MPa)	2.03	1.32	0.44	0.55	0.77
$l_t(m)$	0.85	0.69	0.34	0.52	0.91
$l_c(m)$	0.29	0.61	1.30	0.94	0.16
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	3.40	2.77	1.38	2.11	3.67
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	0.59	1.22	2.61	1.88	0.32
$S_t(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{v/face}^{adopté}$	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
$S_t(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_h^{cal}(cm^2)$	0.12	0.21	0.31	0.39	0.30
$A_h^{min}(cm^2)$	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

✚ Voiles parallèles à yy'

Tableau.IV.25 : Ferrailage des voiles V_{y1} .

Voile $V_{y1} = 4.7m$					
Section	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
$l(m)$	4.7	4.7	4.7	4.7	4.7
$e(m)$	0.20	0,20	0,20	0,20	0,20
$N(KN)$	2273.18	1989.254	1420.8459	536.7392	242.5598
$M(KN.m)$	227.828	144.882	74.5213	69.3081	79.5524
$d(m)$	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65
$V(KN)$	78.9074	9.303	11.7558	25.3838	30.7965
$\tau(MPa)$	0.11	0.01	0.01	0.03	0.04
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5	5	5
$A^{cal}(cm^2)$	0	0	0	0	0
$A^{min}(cm^2)$	14.1	14.1	14.1	14.1	14.1
$I(m^4)$	1.73	1.73	1.73	1.73	1.73
$v(m)$	2.35	2.35	2.35	2.35	2.35
$\sigma_1(MPa)$	2.72	2.31	1.61	0.66	0.36
$\sigma_2(MPa)$	2.10	1.91	1.41	0.47	0.14
$l_t(m)$	2.04	2.13	2.19	1.96	1.36
$l_c(m)$	0.60	0.43	0.31	0.77	1.96
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	8.19	8.52	8.77	7.85	5.46
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	1.20	0.87	0.62	1.54	3.93
$S_t(m)$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	10HA14	10HA14	10HA14	10HA14	10HA14
$S_t(m)$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_h^{cal}(cm^2)$	0.14	0.01	0.02	0.04	0.05
$A_h^{min}(cm^2)$	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau.IV.26 : Ferrailage des voiles $V_{y/asc}$.

Voile V_y asc =2.4m					
Section	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
l(m)	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
N(KN)	1438.09	1026.57	694.87	287.93	104.96
M(KN.m)	78.66	81.87	9540	110.35	93.30
d (m)	2.35	2.35	2.35	2.35	2.5
V_u (KN)	33.24	46.15	58.35	70.89	52.03
τ (MPa)	0.09	0.13	0.17	0.21	0.15
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	0	0	0	0	0
A^{min} (cm ²)	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2
I (m ⁴)	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3
v (m)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
σ_1 (MPa)	3.40	2.56	1.94	1.17	0.70
σ_2 (MPa)	2.58	1.71	0.94	0.02	0.26
l_t (m)	1.03	0.96	0.78	0.04	0.66
l_c (m)	0.32	0.47	0.82	2.30	1.07
A_{tendu}^{min} (cm ²)	4.14	3.84	3.14	0.19	2.64
$A_{courant}^{min}$ (cm ²)	0.65	0.95	1.65	4.60	2.15
S_t (m)	20	20	20	20	20
$A_{v/face}^{adopté}$	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
S_t (m)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.12	0.17	0.21	0.27	0.19
A_h^{min} (cm ²)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

IV.5.6. Exemples de schémas de ferrailage (Voile V_{Y1})

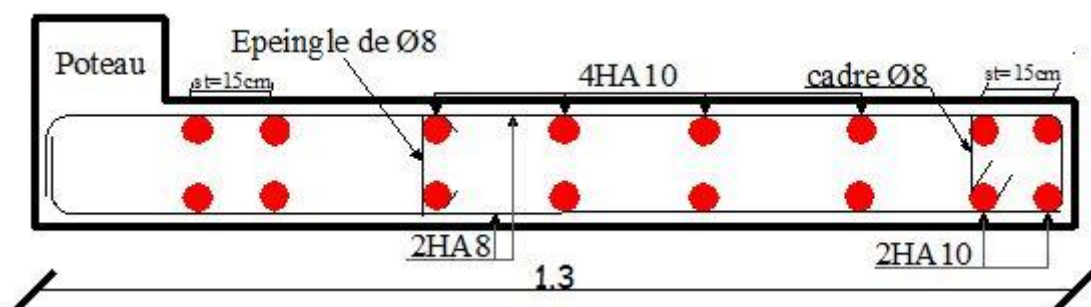


Figure.IV.6 : Schème de ferrailage de voile V_{X1} .

V.1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

V.2. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Le poids de la structure.
- La distance entre axes des poteaux.

D'après le rapport du sol, le terrain représente une capacité moyenne dans les 04 premiers mètres. Le type de fondation suggéré est superficiel, encrée à 2m du niveau de la base.

La capacité portante moyenne est estimée de 3 bars.

Le type de fondation suggéré est superficiel, encrée à 3,5m du niveau de la base.

D'après le **RPA 99 (article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action suivantes :

- $G + Q + E$
- $0,8G + E$

V.2.1. Vérifications des Semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison $G + Q + E$, obtenu par ETAPS.

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

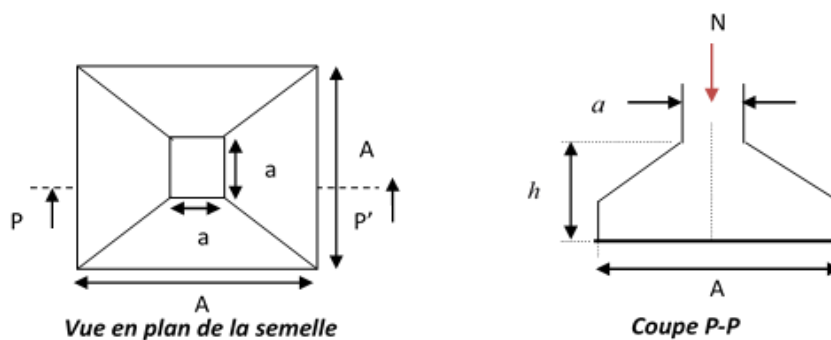


Figure.V.1 : schéma statique d'une semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire (a×b), donc S = A×B.

$$N_s = 1537.31 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}, \text{ on a : } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \text{ (Semelle et poteau homothétiques)} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \overline{\sigma}_{sol}}}$$

$$B = \sqrt{\frac{0.65 \times 1537.31}{0.6 \times 300}} \Rightarrow B = 2.35 \text{ m}$$

On opte pour A=2.2 m et B =2.4 m

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux $L_{\min} = 3 \text{ m}$ donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

V.2.2. Vérifications des Semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 8 poteaux.

Avec :

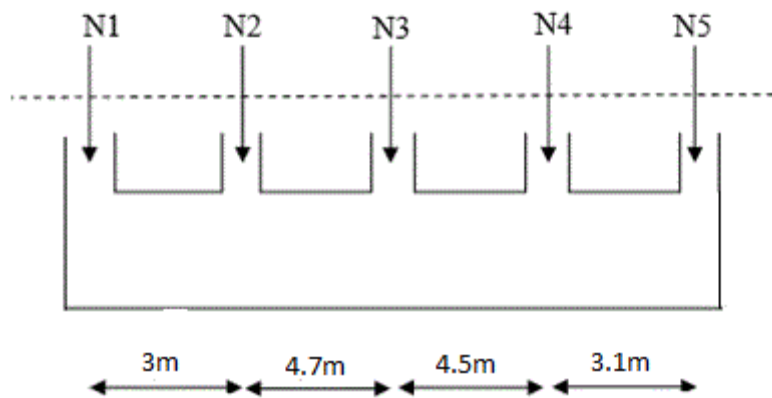


Figure .V.2 : schéma statique d'une semelle filante suivant le sens y-y (file E) .

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 909.8497 \text{ KN}, N_2 = 1274.6247 \text{ KN}, N_3 = 1140.2081 \text{ KN}, N_4 = 1223.234 \text{ KN}, N_5 = 1477.7576 \text{ KN}.$$

$$N = \sum N_i = 6025.6741 \text{ KN}$$

$$l = \sum L_i = 15.3 \text{ m}$$

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{6025.6741}{300 \times 15.3} = 1.31 \text{ m}$$

On opte pour B=1.20m

❖ Calcul de la hauteur de la semelle

$$h_i \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 \Rightarrow h \geq \frac{1.2-0.65}{4} + 0.05 = 0.18$$

On opte pour h=20 cm.

a. Vérification des contraintes dans le sol

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times (X_g, Y_g)$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

$M_{x,y}$: Moment sismique à la base

$$N_s = 6025.6741KN$$

$$M_x = 200.41KN.m$$

$$M_y = 343.70KN.m$$

$$S_{semelle} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = 20.08KN.m$$

A partir du programme Socotec on trouve : $\begin{cases} X_g = 13.155m.; I_{xx} = 8864.957m^4 \\ Y_g = 7.775m.; I_{yy} = 24481.925m^4 \end{cases}$

- Dans le sens x-x :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{semelle}} + \frac{M_x}{I_x} \times y_g = 287.11KN / m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times y_g = 286.76KN / m^2.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 287.02KN / m^2 < \sigma_{sol} = 300KN / m^2 \dots\dots\text{la condition est vérifiée}$$

- Dans le sens y-y :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g = 287.12KN / m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_g = 286.89KN / m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 287.06KN / m^2 < \sigma_{sol} \dots\dots\text{la condition est vérifiée}$$

b. Vérification de la stabilité au renversement

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4} \text{els}$ **RPA99** (Article 10.1.5)

➤ Suivant x-x :

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{200.4115}{6025.6741} = 0.03m < \frac{B}{4} = 0.3m \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$$

➤ Suivant y-y :

$$e_x = \frac{M_y}{N} = \frac{343.7075}{6025.6741} = 0.05m < \frac{B}{4} = 0.3m \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$$

c. Vérification de la poussée hydrostatique

$$P \geq F \times H \times S \times \gamma$$

F : Coefficient de sécurité = 1.5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 1.5 m

S : surface totale de la semelle = $20.08m^2$

$\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$ (Poids volumique de l'eau)

$$P \geq 1.5 \times 1.5 \times 29.72 \times 10 = 451.8 \text{ KN}$$

$N_s = 6025.6741 \text{ KN}$la condition est vérifiée

❖ Ferrailage**a. Principale**

$$A_{s\perp B} = \frac{N_u (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8242.9775 \times (1.2 - 0.65)}{8 \times 0.17 \times 348} = 95.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{On ferraille pour 1ml} \Rightarrow A_{s\perp B} = \frac{95.79}{15.3} = 6.26 \text{ cm}^2$$

b. Secondaire

Puisqu'il existe une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les différents N_i donc on met des seulement des aciers de construction.

$$\Rightarrow A_{s\perp L} = \frac{A_{s\perp B}}{3} = 2.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{s\perp B} = 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}.$$

$$A_{s\perp L} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2.$$

V.3. Calcul de la poutre de rigidité**❖ Dimensionnement**

$$L = 4.7 \text{ m} ; \frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 52.22 \leq h \leq 78.33 \text{ on prend } \begin{matrix} h = 65 \text{ cm.} \\ b = 55 \text{ cm} \end{matrix}$$

Calcul de chargement sur la poutre de rigidité

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L} = \frac{8242.9775}{15.3} = 538.75 \text{ KN / ml.}$$

$$q_s = \frac{\sum N_s}{L} = \frac{6025.6741}{15.3} = 393.83 \text{ KN / ml.}$$

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée, les sollicitations maximales sont calculées par la méthode de Caquot. Le ferrailage se fait à la flexion simple.

Tableau.V.1 : Ferrailage de la poutre de rigidité.

		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Sens x-x	Travée	682.54	36.38	4.11	4HA25+6HA20=38.49
	Appui	-859.56	48.24		8HA25+2HA25=49.09

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 4.11 \text{ cm}^2.$$

❖ **Vérifications au poinçonnement**

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ CBA (article A.5.2.42)

N_U : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = (a + b + 2 \times h) \times 2 \Rightarrow (0.60 + 0.65 + 2 \times 0.65) \times 2 = 5.1 \text{ m}$$

$$N_u = 2023.4307 \text{ KN} \leq 0.045 \times 5.1 \times 0.65 \times \frac{25}{1.5} = 2486.25 \text{ KN}.$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{1289.042}{0.55 \times 0.62} = 3.78 \geq \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa}$$

La contrainte n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section de la poutre de rigidité

On prend : h=0.8 ; b= 0.65

$$\tau_u = 2.5 \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

On recalcule la section d'acier avec h=1 m ; b=0.65

Tableau .V.2 : Ferrailage de la poutre de rigidité.

		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Sens x-x	Travée	682.54	21.08	7.61	5HA20+4HA16=23.75
	Appui	-859.56	26.87		4HA25+6HA16=31.1

A'ELS

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Les contraintes dans l'acier :

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

Tableau .V.3 : Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Sens	M (KN.m)	y(cm)	I(cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{adm}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
Travée	498.94	26.24	1974662.89	6.63	15	Vérifiée	268.19	N Vérifiée
Appui	628.34	29.03	2392129.08	7.63	15	Vérifiée	267.79	N Vérifiée

Remarque : On remarque que la contrainte de traction des aciers n'est pas vérifiée. Donc la solution est recalculé la section de ferrailage à l'ELS

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)\sigma_{st}} ; \alpha' = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha [0;1] ; \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

Tableau .V.4 : Recalcul de la section a L'ELS

Sens	M (KN.m)	β	α	A_{st} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	498.94	4×10^{-3}	0.33	21.60	8HA25 =39.27
Appui	628.34	5×10^{-3}	0.37	27.67	8HA25+2HA20=45.55

Tableau .V.5 : Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Sens	M (KN.m)	y(cm)	I(cm ²)	σ_{bc} (M Pa)	σ_s (M Pa)
Travée	498.94	33.84	3189450.47	5.29	148.22
Appui	628.34	35.85	3553188.63	6.34	162.20

❖ **Armatures transversales**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t\right) \Rightarrow \varphi_t \leq \min(28.57; 65; 20)$$

$$\varphi_t \leq 20mm ; \varphi_t = 10mm$$

❖ **Espacement des aciers**

Soit : $A_t = 6HA10 = 4.71\text{cm}^2$.

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(87.3\text{cm}; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 40\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow \frac{4.71 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.65} \Rightarrow S_t \leq 72$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.8 \times 4.71 \times 10^{-4} \times 400}{0.65 \times (2.5 - 0.3 \times 2.1)} \leq 12.3\text{cm}.$$

Soit : $S_t = 10\text{cm}$

❖ **Armatures de peau**

Comme la poutre à une hauteur de 1m, le **BAEL** préconise de mettre des armatures de peau de section $A_p = 3\text{cm}^2 / \text{ml}$ de hauteur, comme $h = 1\text{m}$ donc :

$$A_p = 3 \times 1 = 3\text{cm}^2$$

Soit : $3\text{HA}12 = 3.39\text{cm}^2_{\text{face}}$

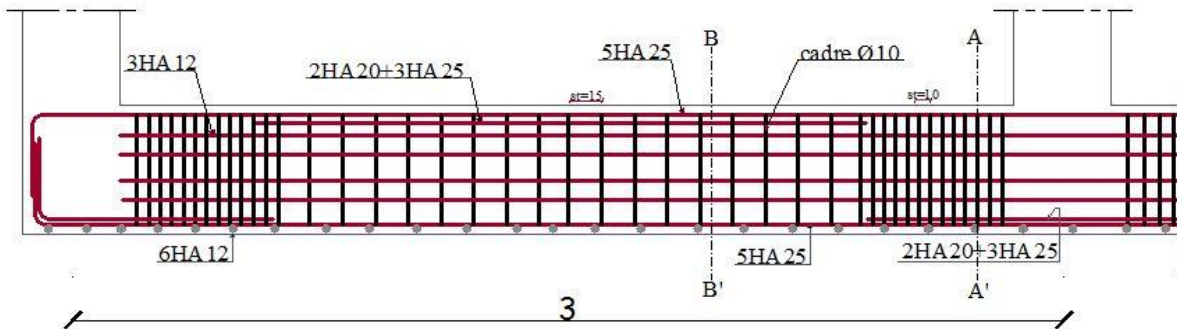


Figure .V.3: schéma de ferrailage de la semelle filante (coupe longitudinale).

Coupe B-B'

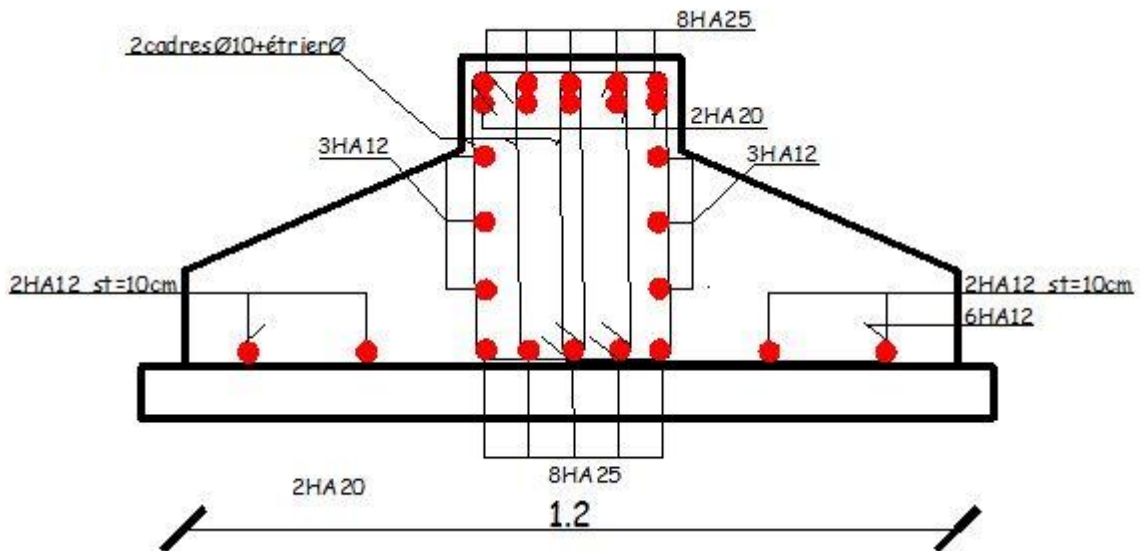


Figure .V.4: schéma de ferrailage de la semelle filante en travée (coupe transversale B-B').

Coupe A-A'

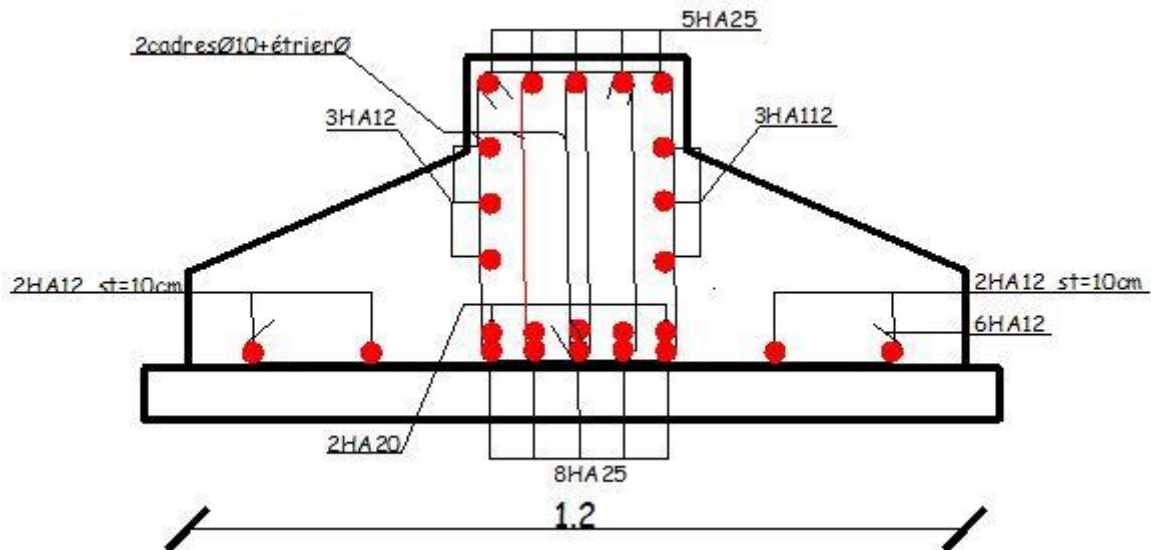


Figure .V.4: schéma de ferrailage de la semelle filante en appui (coupe transversale A-A').

V .4. Étude de mur adossé

V. 4.1. Introduction

Le mur adossé est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable.

Selon le **RPA99/2003**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur adossé contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

V.4. 2. Dimensionnement des murs

La hauteur $h = 4.08$ m

La longueur $L = 4.7$ m

L'épaisseur $e = 20$ cm

V.4. 3. Caractéristiques du sol

Le poids spécifique $\gamma_h = 18.9 \text{ KN} / \text{m}^3$

L'angle de frottement $\phi = 26.4^\circ$

La cohésion $c = 0.37$ bars

V.4.4. Evaluation des charges et surcharges

Le mur adossé est soumis à :

a) La poussée des terres

$$G = (h \times \gamma \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})) - 2 \times c \times \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$$

$$G = (4.08 \times 18.9 \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{26.4}{2})) - 2 \times 0 \times \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{26.4}{2}) = 29.64 \text{ KN / ml}$$

b) Surcharge accidentelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$$

$$Q = 3.84 \text{ KN/ml}$$

V.4.5. Ferrailage du mur

Le mur adossé sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée.

a) A l'ELU

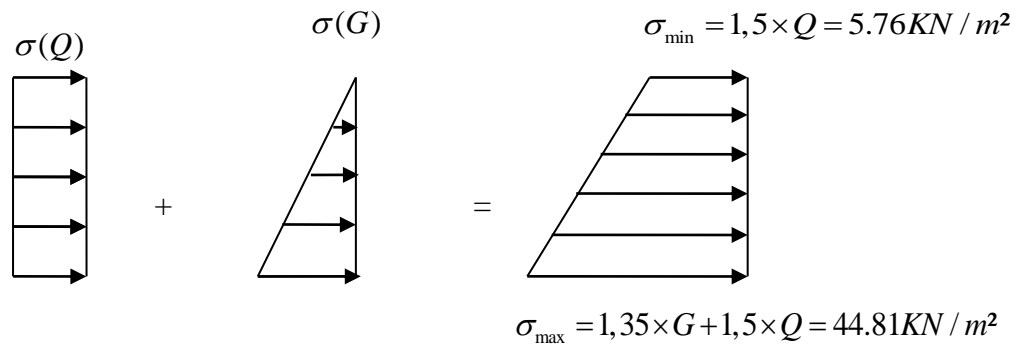


Figure.V.5 : Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 35.04 \text{ KN / m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 35.04 \text{ KN / ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 4.08 \text{ m}$$

$$h = 20 \text{ m}$$

$$L_y = 4.7 \text{ m}$$

$$b = 100 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.86 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 32.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 23.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{ox} = 27.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{oy} = 19.73 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3 \times M_{ox} = 9.87 \text{ KN.m}$$

$$A_{\min} = 0.1\% \times b \times h$$

Condition exigée par le RPA

$$A_{\min} = \frac{0.1 \times 20 \times 100}{100} = 2 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-après :

Tableau.V.6 : Section des armatures du mur adossé.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	x-x	27.99	0.06	0.077	0.174	4.62	2	5HA12=5.65
	y-y	19.73	0.042	0.053	0.176	3.22	2	5HA12=5.65
Appui		9.87	0.021	0.026	0.178	1.59	2	4HA8=2.01

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

On a $V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{35.04 \times 4.7}{2} = 82.34 \text{ KN}$

$\tau_u = 0.45 \text{ MPa} < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

b) A l'ELS

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 3.84 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G = 29.64 \text{ KN / m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\min} + \sigma_{\max} = 33.48 \text{ KN / m}^2$$

$$M_{0x} = 27.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 22.15 \text{ KN.m}$$

$$ELS \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0566 \\ \mu_y = 0.7933 \end{cases} \Rightarrow M_{tx} = 23.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 18.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 8.37 \text{ KN.m}$$

b) Vérification des contraintes

b. 1. 1) Contraintes dans le béton

y = 4.74 cm

I = 18451.26 cm⁴

Selon x-x :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 6.09 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La contrainte dans le béton est vérifiée.}$$

Selon y-y :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 4.83 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La contrainte dans le béton est vérifiée.}$$

b. 1. 2) Contraintes dans l'acier

La fissuration est considérée nuisible

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(2 * \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = 266.67 \text{ MPa}$$

Selon x-x :

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 255.88 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \rightarrow \text{condition vérifiée}$

Selon y-y :

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 202.87 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \rightarrow \text{condition vérifiée}$

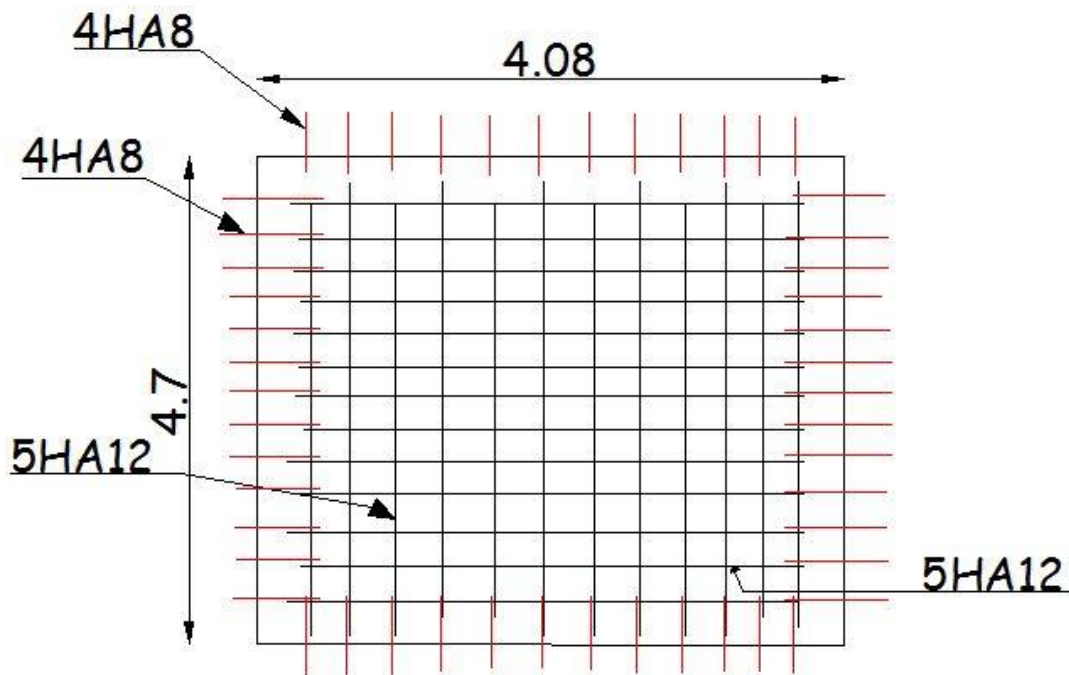


Figure .V.6 : Schéma de ferrailage du mur adossé.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation, avant de s'insérer dans la vie active.

Les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant notre cursus. Ce projet nous a aussi permis d'améliorer la pratique des logiciels comme ETABS, AUTOCAD.... Qui permettent un gain de temps considérable et facilitent l'analyse et le dessin des structures. Cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en Génie Civil.

Le dimensionnement de la structure repose sur plusieurs paramètres, à savoir, sa conception architecturale, la nature du site d'implantation, la maîtrise des codes de calculs et des règlements en vigueur. Les soucis de l'ingénieur génie civil c'est de concevoir une structure qui répond aux différentes exigences de comportement et de résistance. Le comportement vis à vis des charges sismiques dans notre cas est un souci majeur du fait que la structure étudiée sera implantée à Sidi Ahmed wilaya de Bejaia qui est une zone sismique IIa.

Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

Après l'analyse des plans architecturaux on a constaté que la structure est plus au moins régulière en plans et en élévation. L'analyse géotechnique donnée du site ne nous donne que le sol d'assise à une capacité portante moyenne vue l'importance de l'ouvrage. Le prédimensionnement des éléments a permis de donner une idée générale sur les dimensions des différents éléments à savoir : plancher, poutres, poutrelles, escalier, acrotère, poteaux...ect, Les dimensions seront utilisées pour la détermination des charges statiques de la structure. Ces dimensions sont utilisées dans le modèle numérique en 3D réalisé à l'aide du logiciel ETABS.

On a constaté que le critère le plus dominant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du cou de feu. Et le poteau le plus sollicité n'est pas toujours le poteau à côté de la cage d'escalier. En effet, pour notre cas, c'est le poteau qui a une grande surface afférente.

La modélisation de la structure, en utilisant le logiciel ETABS 2016, nous a permis de prédire le comportement de la structure sous chargement sismique. On a effectué un calcul tridimensionnel dynamique dans le but de déterminer les différentes sollicitations sous différentes combinaisons d'actions. Cela, est effectué afin de dimensionner de manière correcte les différents éléments vis-à-vis des sollicitations dynamiques et d'avoir un meilleur comportement de la structure et de satisfaire toutes les conditions de RPA99/2003.

La modélisation et l'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un système de contreventement mixte voile-portique avec interaction et cela est due à la hauteur importante de l'ouvrage étudié. Pour avoir un comportement acceptable de la structure en question et pour vérifier l'interaction portique-voile (horizontale et vertical), on a opté pour des voiles d'épaisseur $e = 20\text{cm}$ pour RDC et les étages courants. Le nombre total des voiles prévus est de 12, disposés selon le sens x-x 08 voiles et 04 selon le sens y-y. Ces voiles vont supporter au moins de 25% de l'efforts horizontal et au plus de 20% d'efforts vertical.

La modélisation qui a été faite avec le logiciel ETABS, nous a donnée des résultats satisfaisant vis-à-vis des exigences des règles en vigueur.

Les résultats obtenus ont montré que les deux premiers modes sont des modes de translation, le 1^{er} selon y-y et le 2^{eme} selon x-x, et le 3^{eme} est une rotation. Le taux de participation massique atteint plus de 90% dans le mode 10 selon x-x et dans le mode 11 selon y-y.

Les sections des poteaux choisies au chapitre pré dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.

Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P- Δ).

Dans l'étude des éléments porteurs, on déduit que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie. Les semelles filantes est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées.

Au niveau de l'infrastructure, un mur adossé est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferrailé comme un plancher encasté au niveau de la semelle filante.