

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia  
Faculté de la technologie  
Département de GENIE CIVIL

# mémoire de fin d'études

**En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil**  
**Option : structures**

## **Thème**

**Etude d'un bâtiment (RDC +8 étages+ Sous-sol) à usage  
d'habitation, Commerce, contreventé par un Système  
Mixte (Voiles - Portiques)**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> ABBAS Sofiane**  
**M<sup>r</sup> TIGUENITINE Nabil**

**Encadré par :**

**M<sup>me</sup> BOUKEMOUCHE**

**Membres du jury:**

**M<sup>me</sup> LAOUBI**  
**M<sup>r</sup> LAICHAOUI**

**PROMOTION 2018/2019**

# *Remerciements*

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

*Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.*

*Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promotrice Mme BOUKEMOUCHE sans oublier M<sup>me</sup> MEZIANI et Mr ATALL.*

*Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.*

*Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.*

## **DEDICACE**

*Je dédie ce modeste travail*

*À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents*

*À mes chers frères et sœurs*

*À toute ma famille sans exception.*

*À tous mes amis.*

*Enfin, je remercie mon ami mon binôme TIGUENITINE Nabil ayant contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

*À ma Bien aimée « S »*

*ABBAS Sofiane*

## **DEDICACE**

*Je dédie ce modeste travail*

*À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents*

*À mes chers frères et sœurs*

*À toute ma famille sans exception.*

*À tous mes amis.*

*Enfin, je remercie mon ami mon binôme **ABBAS Sofiane** ayant contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

*À ma Bien aimée « y »*

*TIGUENITINE Nabil*

## Symboles et Notations

Symboles	Notations
<b>A</b>	Aire d'une section d'acier.
<b>A'</b>	Section d'aciers comprimés.
<b>A<sub>ser</sub></b>	Section d'aciers pour l'ELS.
<b>A<sub>u</sub></b>	Section d'aciers pour l'ELU.
<b>A<sub>r</sub></b>	Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme.
<b>ELS</b>	Etat limite de service.
<b>ELU</b>	Etat limite ultime.
<b>B</b>	Aire d'une section de béton.
<b>v</b>	Diamètre.
<b>E</b>	Module d'élasticité longitudinale, séisme.
<b>E<sub>h</sub></b>	Module de déformation longitudinal du béton.
<b>E<sub>j</sub></b>	Module d'élasticité instantanée.
<b>E<sub>s</sub></b>	Module de d'élasticité de l'acier.
<b>F</b>	Force ou action générale.
<b>G</b>	Action permanente.
<b>I</b>	Moment d'inertie.
<b>L</b>	Longueur ou portée.
<b>M</b>	Moment en général.
<b>M<sub>u</sub></b>	Moment de calcul ultime.
<b>M<sub>ser</sub></b>	Moment de calcul de service.
<b>N</b>	Effort normal.
<b>N<sub>ser</sub></b>	Effort normal en service.
<b>N<sub>u</sub></b>	Effort normal de service.
<b>V</b>	Effort tranchant.
<b>P</b>	Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
<b>Q</b>	Action ou charge variable.
<b>S</b>	Section.
<b>Br</b>	Section réduite.
<b>M<sub>a</sub></b>	Moment sur appui.

## Symboles Et Notations

<b><math>M_t</math></b>	Moment en travée.
<b>a</b>	Une dimension transversale.
<b>b</b>	Une dimension longitudinale.
<b><math>b_0</math></b>	Épaisseur brute de l'arme d'une section.
<b>d</b>	Hauteur utile.
<b>e</b>	Excentricité, épaisseur.
<b>f</b>	Flèche.
<b><math>f_e</math></b>	Limite d'élasticité de l'acier.
<b><math>F_{cj}</math></b>	Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.
<b><math>F_{tj}</math></b>	Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour.
<b><math>f_{c28}</math> et <math>f_{t28}</math></b>	Resistance calculé à 28 jours.
<b><math>h_0</math></b>	Épaisseur d'une membrure de béton.
<b>h</b>	Hauteur totale d'une section de béton armé.
<b>i</b>	Rayon de giration d'une section.
<b>j</b>	Nombre de jours.
<b>k</b>	Coefficient en général
<b>l</b>	Longueur ou porté
<b><math>I_f</math></b>	Longueur de flambement.
<b>Is</b>	Longueur de scellement.
<b>St</b>	Espacement des armatures.
<b><math>\alpha</math></b>	Angle en général, coefficient.
<b><math>\gamma</math></b>	Coefficient
<b><math>\varepsilon</math></b>	Déformation relative.
<b><math>\lambda</math></b>	Elancement.
<b><math>\nu</math></b>	Coefficient de poison.
<b><math>\rho</math></b>	Rapport de deux dimensions.
<b><math>\sigma</math></b>	Contrainte normale.
<b><math>\sigma_b</math></b>	Contrainte de compression du béton.
<b><math>\sigma_s</math></b>	Contrainte de compression dans l'acier.
<b><math>\sigma_i</math></b>	Contrainte de traction.
<b><math>\tau</math></b>	Contrainte tangente

## Table des matières

### Introduction Générale

#### CHAPITRE I : Généralités

I.1 Présentation del'ouvrage .....	1
I.2 Caractéristique géotechnique du site .....	1
I.3 Caractéristique structurales .....	2
I.4 Règlement et normes utilisés .....	3
I.5 Caractéristique mécaniques des matériaux .....	3
I.5.1 Résistances mécaniques du béton.....	3
I.5.2. Contrainte limite.....	4
I.5.3. Déformation longitudinal du béton.....	4

#### CHAPITRE II : Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

1. Pré-dimensionnement des éléments secondaires .....	6
2. Pré-dimensionnement des éléments structureaux .....	11
3. Evaluation des charges et surcharges.....	13
4. Descente charge : .....	16
5. Conclusion : .....	21
6. Introduction.....	22
7. Etude des planchers corps creux .....	22
8. Etude des planchers a dalles pleines : .....	38
9. Etude des escaliers : .....	45
10. Etude de la poutre de chainage.....	53
11. Etude de l'acrotère : .....	57
12. L'Ascenseur .....	62

#### Chapitre III : Etude sismique et calcul des éléments structuraux

III.1. Etude sismique .....	69
1.1 Choix des méthodes de calcul.....	69
1.2 Présentation de la méthode modale spectrale.....	69
1.3 Résultats Obtenue.....	72

## Table des matières

1.4	Vérification de la résultante des forces sismiques .....	.74
1.5	Justification de l'interaction voile-portique.....	.74
1.6	Vérification de l'effort normal réduit.....	.76
1.7	Vérification des déplacements.....	.76
1.8	Vérification de l'effet P-Delta.....	.77
1.9	Conclusion.....	.79

### Chapitre IV : Ferrailage Des Eléments De Contreventement Et Dispositions Constructives

IV.1.	Calcul des éléments structuraux.....	80
2.1.	Les poutres .....	80
2.2.	Les poteaux.....	85
2.3.	Vérification de la zone nodale.....	92
2.4.	Les voiles.....	95

### CHAPITRE V : Etude des fondations

1.	Vérification de la semelle isolée .....	104
2.	Vérification de la semelle filante .....	105
3.	Etude du radier générale .....	106
4.	Etude des nervures .....	113
5.	Etude du voile périphérique .....	121

### Conclusion Général



**Table des tableaux**

<b>Tableau II.1.</b> Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible. ....	13
<b>Tableau II.2.</b> Evaluation des charges du plancher terrasse accessible. ....	14
<b>Tableau II.3.</b> Evaluation des charges du plancher d'étage courant .....	14
<b>Tableau II.4.</b> Evaluation des charges des murs extérieurs .....	15
<b>Tableau II.5.</b> Evaluation des charges des balcons .....	15
<b>Tableau II.6.</b> Evaluation des charges de la volée 1 et 3 .....	15
<b>Tableau II.7.</b> Evaluation des charges de palier .....	16
<b>Tableau II.8.</b> Descente de charge du poteau B4 .....	18
<b>Tableau II.9.</b> Vérification des poteaux a la compression simple .....	20
<b>Tableau II.10.</b> Vérifications au flambement .....	21
<b>Tableau II.11.</b> Section adoptée pour les poutres et les poteaux .....	21
<b>Tableau II.12.</b> Types de poutrelles .....	22
<b>Tableau II.13.</b> Charges revenants aux poutrelles .....	23
<b>Tableau II.14.</b> Sollicitations maximales des différents types de poutrelles .....	28
<b>Tableau II.15.</b> Sollicitations maximales .....	29
<b>Tableau II.16.</b> Ferrailages des poutrelles .....	36
<b>Tableau II.17.</b> Ferrailage de la dalle sur(2) appuis pour les etages courant .....	39
<b>Tableau II.18.</b> Vérification des états limites de déformation .....	41
<b>Tableau II.19.</b> Sollicitations maximale dans les dalles pleines .....	42
<b>Tableau II.20.</b> Vérification de leffort tranchant .....	42
<b>Tableau II.21.</b> Calcul de ferrailage a l'ELU .....	42
<b>Tableau II.22.</b> Vérification de la contrainte a l'ELS. ....	43
<b>Tableau II.23.</b> Ferrailage des dalles apres verification .....	43
<b>Tableau II.24.</b> Vérification des états limite de déformation .....	44
<b>Tableau II.25.</b> Combinaison des charges de l'escalier .....	45
<b>Tableau II.26.</b> Résumé des résultats de ferrailage de l'escalier .....	46
<b>Tableau II.27.</b> Vérification de l'état limite de compression du béton.....	47
<b>Tableau II.28.</b> Vérification de la flèche de l'escalier .....	47
<b>Tableau II.29.</b> Vérification de l'état limite de compression du béton. ....	49
<b>Tableau II.30.</b> Résumé des résultats de ferrailage .....	50
<b>Tableau II.31.</b> Ferrailage transversale de la poutre brisée à la flexion et à la torsion .....	52
<b>Tableau II.32.</b> Vérification de l'état limite de compression de béton .....	52
<b>Tableau II.33.</b> Résumé de calcul des sollicitations des poutres de chinage.....	54

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau II.34.</b> Résumé de calcul de ferrailage .....	55
<b>Tableau II.35.</b> Vérification des contraintes .....	56
<b>Tableau II.36.</b> Vérification des états limite de déformation .....	57
<b>Tableau II.37.</b> Evaluation de charge de l'acrotère .....	58
<b>Tableau II.38.</b> Combinaisons d'action de l'acrotère .....	58
<b>Tableau II.39.</b> Ferrailage de la dalle inferieur .....	63
<b>Tableau II.40.</b> vérification de la contrainte de béton .....	64
<b>Tableau II.41.</b> Ferrailage de la dalle superieur .....	66
<b>Tableau II.42.</b> Vérification de la contrainte dans béton.....	67
<b>Tableau III.1.</b> Valeurs des pénalités $P_q$ .....	70
<b>Tableau III.2.</b> Mode de vibration et taux de participation des masses .....	73
<b>Tableau III.3.</b> Vérification de la résultante des forces sismiques .....	74
<b>Tableau III.4.</b> Interactions sous charges verticales.....	75
<b>Tableau III.5.</b> Interactions sous charges horizontales dans le sens (x-x).....	75
<b>Tableau III.6.</b> Interactions sous charges horizontales dans le sens (y-y).....	75
<b>Tableau III.7.</b> Vérification de l'effort normal réduit .....	76
<b>Tableau III.8.</b> Vérification des déplacements relatifs (x-x) .....	76
<b>Tableau III.9.</b> Vérification des déplacements relatifs (y-y) .....	77
<b>Tableau III.10.</b> Vérification des effets $P-\Delta$ (x-x) .....	78
<b>Tableau III.11.</b> Vérification des effets $P-\Delta$ (y-y) .....	78
<b>Tableau III.12.</b> Dimensions final des éléments structuraux .....	79
<b>Tableau IV.1.</b> Ferraiillages des poutres .....	80
<b>Tableau IV.2.</b> Vérification des contraintes tangentielles .....	82
<b>Tableau IV.3.</b> Vérification de la contrainte limite du béton .....	83
<b>Tableau IV.4.</b> Section de Ferrailage des poutres.....	84
<b>Tableau IV.5.</b> Sollicitations dans les poteaux .....	85
<b>Tableau IV.6.</b> Armatures longitudinales dans les poteaux .....	88
<b>Tableau IV.7.</b> Armatures transversales dans les poteaux.....	88
<b>Tableau IV.8.</b> Vérification du flambement pour l'ensemble des poteaux .....	89
<b>Tableau IV.9.</b> Vérification des contraintes dans le béton des poteaux .....	90
<b>Tableau IV.10.</b> Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux .....	91
<b>Tableau IV.11.</b> Moments résistant dans les poteaux.....	92
<b>Tableau IV.12.</b> Moments résistant dans les poutres.....	93
<b>Tableau IV.13.</b> Vérification des zones nodales poutres principales .....	93

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau IV.14.</b> Vérification des zones nodales poutres secondaires.....	93
<b>Tableau IV.15.</b> Schema de ferrailage des poteaux.....	94
<b>Tableau IV.16.</b> sollicitations dans les voiles.....	96
<b>Tableau IV.17.</b> Récapitulation du ferrailage du voile Vx1 .....	98
<b>Tableau IV.18.</b> Récapitulation du ferrailage du voile Vx2 .....	99
<b>Tableau IV.19.</b> Récapitulation du ferrailage du voile Vx3 .....	99
<b>Tableau IV.20.</b> Récapitulation du ferrailage du voile Vx4 .....	100
<b>Tableau IV.21.</b> Récapitulation du ferrailage du voile Vy1 .....	101
<b>Tableau IV.22.</b> Récapitulation du ferrailage du voile Vy2 .....	102
<b>Tableau V.1.</b> Tableau de ferrailage du radier .....	111
<b>Tableau V.2.</b> Vérification des contraintes à L'ELS .....	112
<b>Tableau V.3.</b> Calcul des armatures a L'ELS .....	112
<b>Tableau V.4.</b> Les chargements sur les travées sens X-X .....	116
<b>Tableau V.5.</b> Les chargements sur les travées sens Y-Y .....	116
<b>Tableau V.6.</b> Sollicitation a l'ELU dans les deux sens .....	116
<b>Tableau V.7.</b> Sollicitation a l'ELS dans les deux sens .....	117
<b>Tableau V.8.</b> Résultats de ferrailage des nervures .....	117
<b>Tableau V.9.</b> Vérification de l'effort tranchant .....	118
<b>Tableau V.10.</b> Vérifications des contraintes à L'ELS.....	118
<b>Tableau V.11.</b> Calcul des armatures des nervures a l'ELS .....	119
<b>Tableau V.12.</b> ferrailage des voiles périphérique à l'ELU .....	124
<b>Tableau V.13.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS.....	125
<b>Tableau V.14.</b> Calcul des armatures des voiles périphériques a L'ELS.....	125

## Table des figures

<b>Figure II.1.</b> Schéma de disposition des poutrelles de RDC.....	6
<b>Figure II.2.</b> Coupe de planche à corps creux .....	7
<b>Figure II.3.</b> Schéma d'une poutrelle .....	7
<b>Figure II.4.</b> Dalle sur (3) appuis.....	8
<b>Figure II.5.</b> Dalle sur (2) appuis.....	9
<b>Figure II.6.</b> Schéma de l'acrotère .....	9
<b>Figure II.7.</b> Schéma d'un escalier .....	9
<b>Figure II.8.</b> Schéma statique de la volée (1) .....	10
<b>Figure II.9.</b> Schéma statique de la volée (2) .....	11
<b>Figure II.10.</b> Vue en plan d'un voile .....	11
<b>Figure II.11.</b> Surface afférente du poteau B4.....	17
<b>Figure II.12.</b> Diagramme des moments des appuis pour une poutre à (02) travées .....	24
<b>Figure II.13.</b> Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travées .....	24
<b>Figure II.14.</b> Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à (02) travées .....	25
<b>Figure II.15.</b> Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées .....	25
<b>Figure II.16.</b> Schéma de Ferrailage des poutrelles .....	37
<b>Figure II.17.</b> Schéma de Ferrailage de la dalle de compression .....	37
<b>Figure II.18.</b> Schéma de dalle D' .....	38
<b>Figure II.19.</b> Schéma de ferrailage de la dalle D' .....	41
<b>Figure II.20.</b> Schéma statique de la volée (1) et (3).....	45
<b>Figure II.21.</b> Schéma de ferrailage de l'escalier .....	48
<b>Figure II.22.</b> Schéma statique de la volée (2) .....	48
<b>Figure II.23.</b> Schéma statique de la poutre brisée.....	50
<b>Figure II.24.</b> Schéma de ferrailage de la poutre brisée .....	53
<b>Figure II.25.</b> Schéma statique de la poutre de chinage de la terrasse inaccessible .....	54
<b>Figure II.26.</b> Schéma statique de la poutre de chinage de l'étage courant .....	54
<b>Figure II.27.</b> Schéma de ferrailage de la poutre de chinage .....	57
<b>Figure II.28.</b> Section à ferrailer .....	60
<b>Figure II.29.</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère .....	61
<b>Figure II.30.</b> Schéma statique et concept d'Ascenseur .....	62
<b>Figure II.31.</b> Schéma de la cage d'ascenseur.....	62
<b>Figure II.32.</b> Schéma représentant la surface d'impact .....	65
<b>Figure II.33.</b> Schéma de ferrailage de la dalles d'Ascenseur .....	68
<b>Figure III.1.</b> Spectre de réponse utilisé dans la modélisation .....	72

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure III.2.</b> Disposition des voiles de contreventement .....	72
<b>Figure IV.1.</b> Schéma de ferrailage des voile Vx1 et aux niveaux 1ere,2eme et 3eme étages.....	103
<b>Figure V.1.</b> Schéma d'une semelle isolé .....	105
<b>Figure V.2.</b> Les différentes files des semelles filantes .....	105
<b>Figure V.3.</b> Dimension du radier .....	106
<b>Figure V.4.</b> Le panneau le plus sollicité du radier.....	110
<b>Figure V.5.</b> Schéma de ferrailage de radier .....	113
<b>Figure V.6.</b> Schéma des lignes de repture de transfert des charges sur le radier .....	113
<b>Figure V.7.</b> Répartitions des charges sur la nervure la plus solliciter selon le sens X-X .....	114
<b>Figure V.8.</b> Répartitions des charges sur la nervure la plus solliciter selon le sens Y-Y .....	114
<b>Figure V.9.</b> Schéma statique de la nervure selon X-X. ....	115
<b>Figure V.10.</b> Schéma statique de la nervure selon Y-Y.....	115
<b>Figure V.11.</b> Section a Ferrailer. ....	117
<b>Figure V.12.</b> Schéma de ferrailage des nervure sens X-X(travée). ....	119
<b>Figure V.13.</b> Schéma de ferrailage des nervure sens X-X(appui).....	120
<b>Figure V.14.</b> Schéma de ferrailage des nervure sens Y-Y(travée).....	120
<b>Figure V.15.</b> Schéma de ferrailage des nervure sens Y-Y(appui).....	121
<b>Figure V.16.</b> Réartitions des contraintes sur le voiles. ....	123
<b>Figure V.17.</b> Schéma de ferrailage de voile périphériques.....	126

## **Introduction générale :**

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de 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 l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public. En respectant les différents règlements tels que le CBA93, le BAEL91, le RPA2003.

A cet effet, le choix du système de contreventement, dépend de la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction.

Notre projet consiste à effectuer une étude complète d'un bâtiment (comportant un rez-de-chaussée à usage commercial et huit étages à usage d'habitation). Il sera contreventé par un système mixte (voile et portiques) conformément aux règlements algériens.

Pour ce faire, nous allons répartir le mémoire sur cinq chapitres comme suite :

- Le premier chapitre consiste à la une présentation du projet tout fixant les hypothèses de calcul ;
- Le deuxième chapitre est réservé au pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires ;
- Le troisième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique de la structure en utilisant le logiciel ETABS 2016 ;
- Dans le quatrième chapitre, nous allons étudier les éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus par le logiciel ETABS 2016 ;
- Le dernier chapitre est consacré à l'étude de l'infrastructure qui se base sur des données géotechniques du site d'implantation des caractéristiques géométrique de la structure et de l'intensité de la charge appliquée suivi d'une conclusion générale.

## Introduction

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles). Pour qu'une étude de génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

### I.1. Présentation de l'ouvrage

Le terrain retenu pour recevoir le projet de 22 logements promotionnels, habitations, est situé sur la RN°24 au niveau du quartier Dar Nacer, à 1.50 km Au nord de la maison de la culture dans la commune et wilaya de Bejaia.

Selon le règlement parasismique algérien « RPA99 version 2003 » :

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (Groupe d'usage 2B) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- Le site est de catégorie (S2), qui concerne les sols fermes.

Nous sommes chargés d'étudier un bloc R+8 en béton armé composé :

- Le RDC à usage commercial ;
- Du premier au sixième étage à usage d'habitation avec trois logements (F2, F3 et F4) par étage ;
- Le septième étage à usage d'habitation avec trois logements (2 F2 et F3) ;
- Le dernier étage à usage d'habitation avec un seul appartement (F5).

La configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan.

#### ➤ Caractéristiques géométriques :

- Longueur du bâtiment :  $L = 28.75\text{m}$ .
- Largeur du bâtiment :  $l = 15.4\text{m}$ .
- Hauteur du (RDC) :  $H = (3.42\text{m})$ .
- Hauteur des étages courant :  $H = 3.06\text{m}$ .
- Hauteur totale du bâtiment :  $H = (27.90)\text{m}$ .

### I.2. Caractéristiques géotechniques du site

Le site est dans une zone intermédiaire entre les reliefs élevés du mont Gouraya au nord et les reliefs de piémont au sud. Le terrain a une pente abrupte et irrégulière comprise entre 72m et 87m d'altitude par rapport au niveau de la mer.

Suite à une demande du maître de l'ouvrage, une étude géotechnique du site a été faite par la société (LABORATOIRE ET ENGINEERING DE LA CONSTRUCTION).

Une série d'essai sur site et au laboratoire a été effectuée.

### **I.3. Caractéristiques structurales**

#### **➤ Ossature de l'ouvrage**

La structure de notre bâtiment est contreventée par un système mixte (voiles portiques) longitudinaux et transversaux formés de poteaux et poutres.

#### **➤ Planchers**

Les planchers sont de type corps creux et une dalle de compression. Les entrevous s'appuient sur les poutrelles ou nervures qui elles-mêmes reposent sur des poutres. La dalle de compression et les nervures sont coulées sur place.

#### **➤ Escaliers**

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre.

#### **➤ Maçonnerie**

Pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- Murs extérieurs : Le remplissage des façades est en maçonnerie, elles sont composées d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs : Cloisons de séparation de 10 cm.

#### **➤ Revêtement**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

#### **➤ Acrotère**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

#### **➤ Gaine d'ascenseur**

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

#### **➤ Balcon et séchoirs**

Les balcons et les séchoirs sont réalisés en dalle pleine.



➤ **Voiles**

Seront réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et l'emplacement sera étudié ultérieurement.

➤ **L'infrastructure**

Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitations des tassements différentiels

#### **I.4. Règlement et normes utilisés**

- RPA 99/ version 2003 (Règlement Parasismique Algérien).
- CBA 93 (Code du Béton Armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitations).
- DTR BC 2.3.3.1 (pour les fondations superficielles)

#### **I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

➤ **Béton**

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, il est caractérisé, du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à 28 jours.

Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton.

##### **I.5.1. Résistances mécaniques du béton**

➤ **Résistance à la compression**

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m<sup>3</sup>, de ciment CEM.1 , la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ( $f_{c28} = 25$  MPa).

### ➤ Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa} \\ f_{tj} = 0.275f_{c28} & \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa} \end{cases}$$

Pour  $j=28$  jours et  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $f_{t28} = 2,1$ MPa

### I.5..2. Contrainte limite

#### a) État limite ultime (ELU) :

➤ Contrainte ultime de compression :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \longrightarrow f_{bu} = \begin{cases} 14,20 \text{ MPa} & \text{situations durables ou transitoires.} \\ 18,48 \text{ MPa} & \text{situations accidentelles.} \end{cases}$$

➤ Contrainte ultime de cisaillement :

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

- $\tau_{adm} = \min (0,2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$  pour la fissuration peu nuisible.
- $\tau_{Adm} = \min (0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$  pour la fissuration préjudiciable.

Dans notre cas, on a  $f_{c28}=25\text{Mpa}$  donc :

$$\tau_{Adm}=3,33\text{Mpa} \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{Adm}=2,5\text{Mpa} \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

#### b) État limite de service

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :  $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15$  MPa.

### I.5..3. Déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$

➤ Le module de déformation longitudinale instantané

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est:  $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$  ,

( $f_{cj} = f_{c28} = 25$  MPa) d'où :  $E_{i28} = 32164$  MPa.

➤ **Le module de déformation longitudinale différé :**

Le module de déformation Longitudinale différé est donné par la formule :

$$\begin{cases} E_{Vj} = \left(\frac{1}{3}\right) E_{ij} . \\ E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} . \end{cases}$$

Pour les vérifications courantes :  $j > 28$  jours on a :

Pour :  $f_{c28}=25\text{Mpa}$  on a :

$$\begin{cases} E_{V28} = 10721,40 \text{ MPa} \\ E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ **Module déformation transversale :**

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \text{ (Module de glissement).}$$

$$G = \begin{cases} 160000 \text{ MPa} & \text{à L'ELU } (\nu = 0) \\ 133333 \text{ MPa} & \text{à L'ELS } (\nu = 0.2) \end{cases}$$

## I.6.2. L'acier

❖ **Définition :**

L'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression, sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s=200\ 000 \text{ MPa}$ .

❖ **Résistance caractéristique de l'acier :**

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité :  $f_e$

Dans notre cas on utilise des aciers de type  $F_eE400$  pour les HA et  $F_eE500$  pour les treillis soudés.

❖ **Contrainte limite**

a) **État limite ultime**

$$\text{Pour le calcul on utilise : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad , \quad \varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

b) **État limite de service**

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e , 110 \sqrt{\eta f_{ij}} ) = 201.63 \text{ MPa}$ .
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e , 90 \sqrt{\eta f_{ij}} ) = 164.97 \text{ MPa}$ .

## Introduction

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement de la structure.

La transmission des charges se fait comme suit :

Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation

L'objectif du Pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91, le CBA 93 et D.T.R .B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase de dimensionnement.

### II .1 Pré-dimensionnement des éléments secondaires :

#### Plancher

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- La continuité, (c'est le critère qu'on a utilisé).

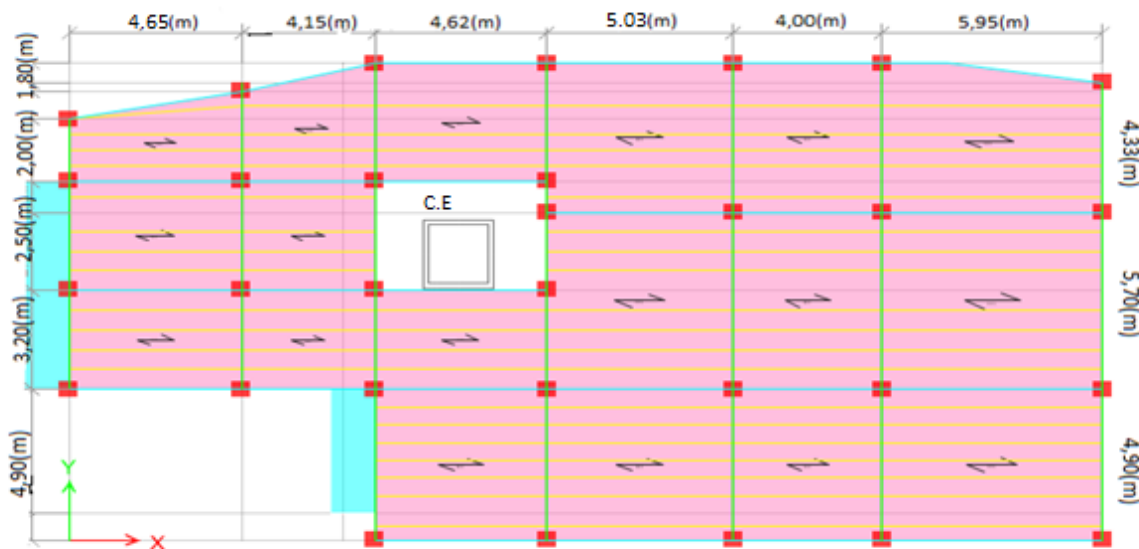


Figure II.1. Schéma de disposition des poutrelles de RDC.

**Remarque :** Dans notre cas, on a quatre schémas différents de disposition des poutrelles : plan de RDC et Plan d'étages courants (du 1<sup>er</sup> au 6<sup>ème</sup> étages), plan de 7<sup>ème</sup> étage et plan de 8<sup>ème</sup> étage dont Les autres figure sont illustrées dans l'annexe1.

On opte pour des dalles pleines dans les cas des balcons

### a.1. Les planchers à corps creux

Le pré dimensionnement des planchers se fait par la satisfaction de la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \text{ (Art B. 6.8.4.2 CBA 93)}$$

Avec :

- $h_t = h + h_0$  : hauteur totale du plancher.
- $h_0$  : hauteur de la dalle de compression.
- $h$  : hauteur de l'hourdis (corps creux).
- $L_{max}$  : distance maximale entre nus de deux poutres (selon le sens de disposition des poutrelles).

$$L_{max} = 555 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{565}{22.5} = 25 \text{ cm}$$

Donc, on adoptera des planchers à corps creux de 25 cm (20+5) cm, qui sera valable pour tous les planchers de la construction.

- Hauteur du corps creux :  $h = 20 \text{ cm}$ .
- Hauteur de la dalle de compression :  $h_0 = 5 \text{ cm}$ .

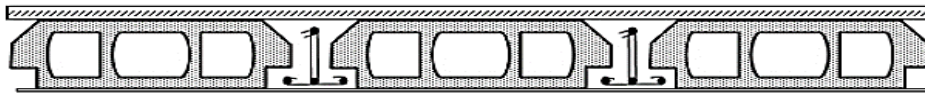


Figure II.2 coupe du plancher à corps creux

#### Les poutrelles :

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, elles se calculent comme des sections en T.

$b_0$  : Largeur de la nervure.

$L_x$  : Distance entre nus des poutrelles.

$L_y$  : Travée min dans les poutrelles.

(Distance min entre deux poutres principales).

On a:  $L_x = 55 \text{ cm}$ ,  $L_y = 280 \text{ cm}$ .

$$b_0 = (0.4 ; 0.6) \times h_t = (10 ; 15) \text{ cm}$$

Soit :  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .

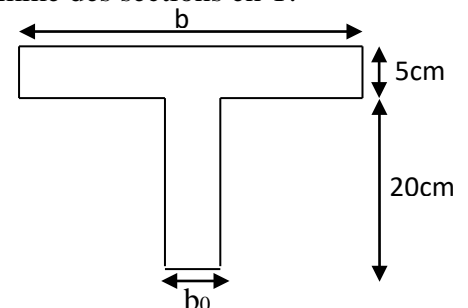


Figure II.3 schéma d'une poutrelle

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \longleftrightarrow \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{280}{10}\right)$$

➔ b = 65 cm.

**a.2. Les dalles pleines :**

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

On désigne par  $l_x$  la plus petite des portées et (e) par son épaisseur. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants.

➤ Critère de résistance à la flexion :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \dots \dots \dots \text{pour une dalle sur deux appuis.} \\ \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \dots \dots \dots \text{pour une dalle sur trois ou quatre appuis.} \\ e \geq \frac{L_x}{20} \dots \dots \dots \text{pour une dalle sur un seul appui.} \end{array} \right.$$

➤ Critère de coupe – feu :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 7\text{cm} \dots \dots \dots \text{pour une heure de coupe – feu.} \\ e \geq 11\text{cm} \dots \dots \dots \text{pour deux heures de coupe – feu.} \\ e \geq 14\text{cm} \dots \dots \dots \text{pour quatres heures de coupe – feu.} \end{array} \right.$$

➤ Pour notre cas on a trois types de dalles :

**1) Panneau sur 03 appuis**

$L_x = 1.4\text{m}, L_y = 5.41\text{m}$

$3.11\text{cm} \leq e \leq 3.5\text{cm}$

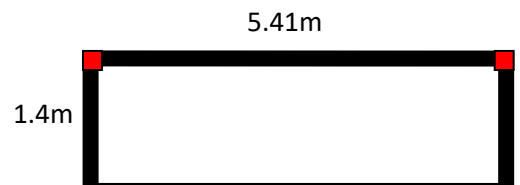


Figure II.4. Dalle sur (03) appuis.

**2) Panneau sur 02 appuis**

$L_x = 1.2\text{m}, L_y = 4\text{m}$

$3.43\text{cm} \leq e \leq 4\text{cm}$

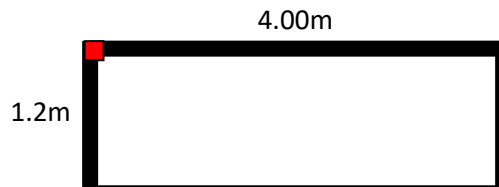


Figure II.5. Dalle sur (02) appuis.

La condition de coupe-feu est la plus défavorable donc on prend : e = 12 cm Pour les panneaux en dalles pleines de la structure.

### a) L'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé, placé à la périphérie du plancher terrasse .il est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre (G), a une force latérale due à l'effort (Fp) et une charge horizontale(Q).

$$S = (0.6 \times 0.15) + (0.07 \times 0.1) + (0.5 \times 0.03 \times 0.1) = 0.0985 \text{ m}^2$$

$$P_p = 25 \times 0.0985 = 2.4625 \text{ KN/ml}$$

Enduit en ciment :

$$P_{rev} = 0.02 \times 20 \times 1 \text{ ml} = 0.4 \text{ KN/ml}$$

$$G_{acr} = 2.4625 + 0.4 = 2.862 \text{ KN/m}$$

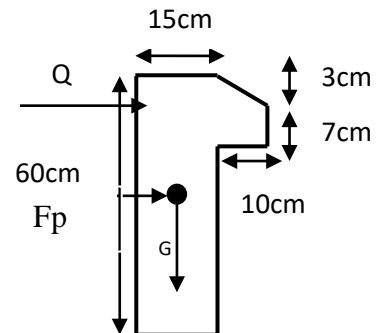


Figure II.6. Schéma de l'acrotère

### b) Les escaliers

Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
- (2) :  $L_0$  (Longueur totale d'escalier)
- (3) : g (Giron)
- (4) : h (Hauteur de la contre marche)
- (5) :  $H_0$  (Hauteur de la volée)
- (6) :  $\alpha$  (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : Emmarchement

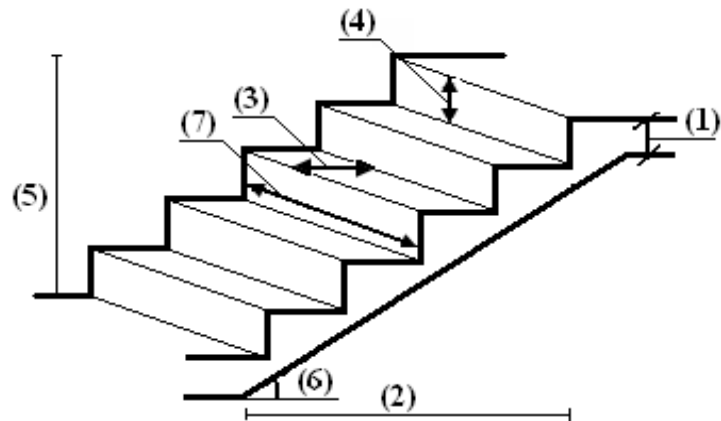


Figure II.7. Schéma d'un escalier

Dans notre projet on a un 1seul type d'escaliers :

#### Etage courant :

#### Pré dimensionnement des escaliers

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marche « g et h » on utilise la relation de BLONDEL :  $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$ .

$$\text{on a : } g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

n : nombre de marche.

n-1 : nombre de contre marche.

$H_0$  : hauteur de la volée.

$L_0$ : longueur totale d'escalier.

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

H : hauteur d'étage.

### Calcul du nombre de marche (n-1) et de contres marches (n)

$$H_0=1.02\text{m}, L_0= 1.5\text{m}, \alpha = 34.21^\circ$$

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2H = 0 \longleftrightarrow 64 n^2 - 418 n + 204 = 0$$

Après la résolution, on trouve :  $n=6$

Ce qui donne le nombre de marche  $n-1 = 5$

### Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)

Première volée :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{102}{6} = 17 \text{ cm} , \quad g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm}$$

### Épaisseur de la paillasse

$$L = 1.4 + \sqrt{1.5^2 + 1.02^2} = 3.21\text{m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow 10.70\text{cm} \leq e \leq 16.07\text{cm}$$

$e \geq 11\text{cm}$  ..... Pour deux heures de coupe-feu

On prend  $e = 12\text{cm}$  pour la paillasse

### Épaisseur du palier

$$L_x = 150\text{cm}$$

$$\frac{L}{45} \leq e \leq \frac{L}{40} \rightarrow 3.33 \leq e \leq 3.75$$

Pour deux heures de coupe de feu  $e > 11\text{cm}$   
donc on opte pour  $e = 12\text{cm}$  pour tous les paliers.

Deuxième volée :

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée).

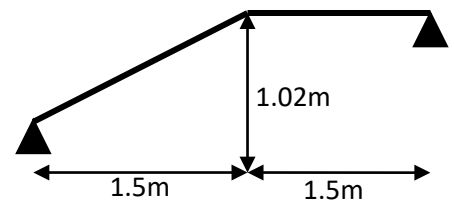


Figure II.8. Schéma statique de la volée (1)



- **Epaisseur de la paillasse :**

$$e \geq \frac{L}{20} \longrightarrow e \geq \frac{1.4}{20} \longrightarrow e \geq 7\text{cm}$$

$e \geq 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu.

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

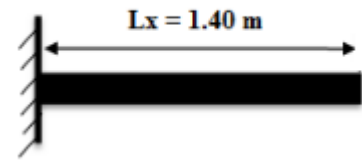


Figure II.9. Schéma statique de la volée (2)

- **Calcul du nombre de marches et de contre marches**

Nombre de contre marches :  $n=6$

Le nombre de contre marches est :  $n-1 = 5$

### I.1. Pré-dimensionnement des éléments structuraux

#### Les voiles

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions du RPA99 /2003 suivantes :

➤  $e \geq \text{Max} (h_e /20 ,15 \text{ cm})$

➤  $L/4a$

$e$  : L'épaisseur du voile.

$h_e$  : La hauteur libre d'étage.

$L$  : la largeur du voile.

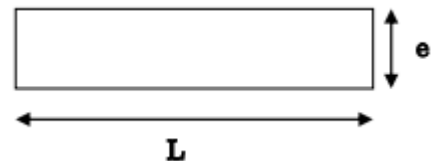


Figure II.10. Vue en plan d'un voile

RDC  $\longrightarrow h_e = 342-25=366\text{cm} \longrightarrow e \geq 15.85\text{cm}$

autres étages  $\longrightarrow h_e = 306-25=281 \text{ cm} \longrightarrow e \geq 15\text{cm}$

Au final, on prend  $e = 20\text{cm}$  pour les voiles de RDC et  $e = 15\text{cm}$  pour les voiles des étages courants.

#### a) Les poutres

Selon le BAEL 91, le dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de flèche

suivante :  $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$ , avec  $L_{\max}$  : Longueur max entre nus d'appuis.

**1. Poutres principales :** Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

$L_{\max} = 540 \text{ cm} \longrightarrow 36 \leq h \leq 54$

Soit  $h = 45 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

**Vérifications aux exigences du RPA**

Selon les recommandations du RPA 99(V2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Sachant que  $b$  et  $h$  sont la largeur et la hauteur de la poutre respectivement.

$$\begin{cases} 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1.286 \leq 4 \end{cases}$$

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes :

$$\mathbf{h = 45 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}}$$

**2. Poutres secondaires :**

$$L_{\max} = 565 \text{ cm} \longrightarrow 37.67 \leq h \leq 56.5$$

Soit  $h = 45 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

**Vérifications aux exigences du RPA**

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1.5 \leq 4 \end{cases}$$

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres secondaires les dimensions suivantes :  $\mathbf{h = 45 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}}$

**b) Les Poteaux**

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, en appliquant les deux critères suivant :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

En outre, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du RPA99/ 2003 (Article 7.4.1) suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b; h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b; h) \geq \frac{he}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, en vérifiant les recommandations du RPA99 Version 2003 citées ci-dessus.

Les dimensions des poteaux supposées :

RDC : poteaux (50×50) cm<sup>2</sup> ;

1er et 2ème étage : poteaux (45×45) cm<sup>2</sup> ;

3ème et 4ème étage : poteaux (40×40) cm<sup>2</sup> ;

5ème et 6ème étage : poteaux (35×35) cm<sup>2</sup> ;

7ème et 8ème étage : poteaux (30×30) cm<sup>2</sup>.

### II.3.1. Charges permanentes

#### ➤ Terrasse inaccessible

Tableau II.1. Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	Epaisseur "e"(m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.05	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Isolation thermique	0.04	0.16
Plancher à corps creux (20+5)	0.25	3.20
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Forme de pente	0.1	2.2
		<b>G=6.83 KN/m<sup>2</sup></b>

#### ➤ Terrasse accessible

Tableau II.2. Evaluation des charges du plancher terrasse accessible.

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Forme de pente	0.10	2.2
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12

Isolation thermique	0.04	0.16
Plancher à Corps creux	0.25	3.20
Enduit de plâtre	0.02	0.20
		<b>G=6.72 KN/m<sup>2</sup></b>

➤ **Etage courant**

**Tableau II.3. Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant**

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Cloisons de séparation	0.10	0.90
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Sable fin	0.02	0.36
Plancher à corps creux	0.25	3.20
Enduit de plâtre	0.02	0.20
		<b>G=5.5 KN/m<sup>2</sup></b>

➤ **Murs extérieures** (doubles parois en briques creuses)

**Tableau II.4. Evaluation des charges des murs extérieurs.**

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	0.02	0.20
Briques creuses	0.15	1.30
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.015	0.21
		<b>G=2.61 KN/m<sup>2</sup></b>

➤ **Dalles pleines et balcons**

**Tableau II.5. Evaluation des charges des balcons.**

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.02	0.40

Mortier de pose	0.02	0.40
Sable fin	0.02	0.36
Dalle pleine (balcons)	0.12	3.00
Enduit de ciment	0.015	0.21
		<b>G= 4.37 KN/m<sup>2</sup></b>

➤ **Les escaliers**

- ✓ La volée

**Tableau II.6. Evaluation des charges de la volée (1) et (3).**

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Poids de la paillasse	0.15	4.53
Poids des marches	0.085	1.87
Revêtement (horizontale)	0.02	0.44
Revêtement (verticale)	0.02	0.25
Mortier de pose(horizontale)	0.015	0.30
Mortier de pose (verticale)	0.015	0.17
Enduit de plâtre (sous-face)	0.015	0.25
		<b>G= 7.81 KN/m<sup>2</sup></b>

- ✓ Le palier

**Tableau II.7. Evaluation des charges de palier.**

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Poids de la dalle	0.12	3
Revêtement	0.02	0.44
Mortier de pose	0.015	0.3
Enduit de plâtre	0.015	0.21
		<b>G= 4.45 KN/m<sup>2</sup></b>

### II.3.2. Charges d'exploitation

La charge d'exploitation à prendre dans le cas :

- D'un plancher terrasse inaccessible est  $Q=1\text{KN/m}^2$ .
- D'un plancher terrasse accessible et d'étage courant est  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- Balcons est  $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$ .
- Des escaliers est  $Q = 2.5\text{KN/m}^2$ .

### II.4. Descente de charges :

La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire, afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage. On aura à considérer le poids propre de l'élément, La charge de plancher qu'il supporte et les éléments secondaires (escalier, acrotère..., etc).

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente, dans notre cas, on choisit le poteau B<sub>4</sub> (voir **figure II.1**).

#### II.4.1. La loi de dégression des charges d'exploitation :

La loi de dégression est applicable pour les planchers à usage d'habitation, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (avec coefficient).

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficient).

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau0 (Terrasse) :  $Q_0$  charge d'exploitation sur la terrasse accessible

Niveau1 :  $Q_0 + Q_1$

Niveau2 :  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Niveau3 :  $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Niveau4 :  $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Niveau5, 6, 7, 8, 9:  $Q_0 + \frac{.3+n}{2n} (Q_1 + \dots + Q_n)$

Niveau10 (commerce) :  $Q_0 + \frac{.3+n}{2n} (Q_1 + \dots + Q_9) + Q_{10}$

➤ **Poteau B4 :**

**La surface afférente pour la charge Permanente**

$$S_1 = 5.764\text{m}^2, S_2 = 6.318\text{m}^2,$$

$$S_3 = 4.857\text{m}^2, S_4 = 5.323\text{m}^2$$

**Poutres:**

$$G_{pp} = (0.45 \times 0.30 \times 5.275) \times 25 = 20.77\text{KN}$$

$$G_{ps} = (0.45 \times 0.30 \times 4.825) \times 25 = 16.28\text{KN}$$

$$G_{pp} = 20.77\text{KN}, \quad G_{ps} = 16.28\text{KN}$$

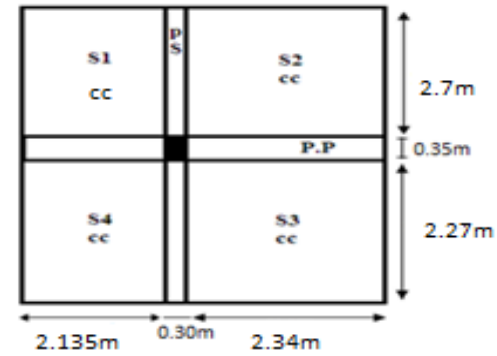


Figure II.11. Surface afférente du poteau B4

**Poids de plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 6.83 \times (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) = 151.9\text{KN}.$$

**Charge d'exploitation de la terrasse inaccessible :**

$$Q = 1 \times (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) = 22.24\text{KN}$$

**Poids du plancher d'étage courant:**

$$G = 5.50 \times (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) = 118.81\text{KN}$$

**Charge d'exploitation de l'étage courant :**

$$Q = 1.5 (S_2 + S_3 + S_4) + 2.5 \times S_1 = 39.12 \text{ KN}$$

**Tableau II.8. Descente de charge du poteau B4.**

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)	$Nu^* = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$ (KN)
N0	Plancher Terrasse	151.9		326
	Poutre principale	20.77	22.24	
	Poutre secondaire	16.28		
	Poteau (30×30)	5.8725		
	<b>Σ</b>	<b>194.82</b>	<b>22.24</b>	
N1	Venant N0	194.82		635.93
	Plancher	122.32		
	Poutres	37.05	39.12	
	Poteau (30×30)	5.8725		
	<b>Σ</b>	<b>360.06</b>	<b>61.36</b>	

N2	Venant N1	360.06		949.01
	Plancher	122.32		
	Poutres	37.05	39.12	
	Poteau (35×35)	7.99		
	<b>Σ</b>	<b>527.42</b>	<b>100.48</b>	
N3	Venant N2	527.42		1262.09
	Plancher	122.32		
	Poutres	37.05	39.12	
	Poteau (35×35)	7.99		
	<b>Σ</b>	<b>694.78</b>	<b>139.6</b>	
N4	Venant de N3	694.78		1578.80
	Plancher	122.32		
	Poutres	37.05	39.12	
	Poteau (40×40)	10.44		
	<b>Σ</b>	<b>864.59</b>	<b>178.72</b>	
N5	Venant de N4	878.76		1895.52
	Plancher	122.32		
	Poutres	37.05	39.12	
	Poteau (40×40)	10.44		
	<b>Σ</b>	<b>1034.4</b>	<b>217.84</b>	
N6	Venant de N5	1034.4	39.12	2216.35
	Plancher	122.32		
	Poutres	37.05		
	Poteau (45×45)	13.21		
	<b>Σ</b>	<b>1206.98</b>	<b>256.96</b>	
N7	Venant de N6	1206.98		2537.18
	Plancher	122.32		
	Poutres	37.05	39.12	
	Poteau (45×45)	13.21		
	<b>Σ</b>	<b>1379.56</b>	<b>296.08</b>	



N8 (RDC)	Venant de N7	1379.56		2870.50
	Plancher	122.32		
	Poutres	37.05	39.12	
	Poteau (50×50)	21.625		
	<b>Σ</b>	<b>1560.555</b>	<b>335.2</b>	

#### II.4.2. Vérification du poteau :

Pour le poteau B4 le plus défavorable :

$$G = 1560.555 \text{ KN}$$

$$Q = 335.2 \text{ KN}$$

L'effort normal N a ELU

$$N_u = (1.35G + 1.5Q) = 2609.55 \text{ KN}$$

D'après le CBA93 (article B.8.11) l'effort  $N_u$  doit être majoré de 10%, telle que :

$$N_u^* = 1.1 (1.35G + 1.5Q) = 2870.50 \text{ KN}$$

##### II.4.2.1. Vérification à la compression simple :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPA} \Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

$$B_{\text{calculée}} = \frac{2.87050}{14.2} = 0.20 \text{ m}^2$$

$$B = 0.50 \times 0.50 \text{ m}^2 = 0.25 > 0.20 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Le tableau II.9 résume les vérifications à la compression des poteaux de tous les niveaux :

Tableau II.9. Vérification des poteaux a la compression simple.

Niveaux	Nu* (KN)	Sections (cm <sup>2</sup> )	Condition B > B calculée		observation
			B (m <sup>2</sup> )	B calculée (m <sup>2</sup> )	
RDC	2870.50	50*50	0.25	0.20	Vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	2537.18	45*45	0.2025	0.178	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étages	1895.52	40*40	0.160	0.133	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étages	1262.09	35*35	0.1225	0.089	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étages	635.93	30*30	0.0900	0.045	Vérifiée

### II.4.2.2. Vérification au flambement :

D'après le CBA 93 (Article B.8.4.1), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section des armatures.

$\gamma_b = 1,5$  : coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_s = 1,15$  : coefficient de sécurité des aciers.

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élançement géométrique  $\lambda$ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } 0 < \lambda < 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

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

On calcule l'élançement

$l_f$  : Longueur de flambement.  $l_f = 0,7 \times l_0$

$l_0$  : Longueur du poteau.

$i$  : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$  : Moment d'inertie :  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$0,8\% B_r \leq A_s \leq 1,2\% B_r$  On prend  $A_s = 1\% B_r$

$$B_{rcal} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$B_r = (b - 2) \times (h - 2)$ .

Il faut vérifier que :  $B_r \geq B_{rcal}$

Le tableau II.10 suivant résume les vérifications au flambement :

**Tableau II.10. Vérifications au flambement**

Poteaux	RDC	1er et 2ème étage	3 et 4ème étage	5 et 6ème étage	7 et 8ème étage

Nu* (KN)	2870.50	2537.18	1895.52	1262.09	635.93
B (m <sup>2</sup> )	0.25	0.2025	0.160	0.1225	0.0900
l <sub>r</sub> (m)	2.422	1.827	1.827	1.827	1.827
I (m <sup>4</sup> ) × 10 <sup>-3</sup>	5.21	3.42	2.13	1.25	0.675
i (m <sup>3</sup> )	0.144	0.130	0.115	0.101	0.087
Λ	16.82	14.05	15.88	18.09	21
A	0.812	0.823	0.816	0.847	0.793
B <sub>r cal</sub> (m <sup>2</sup> )	016	0.14	0.1	0.06	0.036
B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	0.23	0.18	0.14	0.109	0.078

La condition :  $B_r \geq B_{r cal}$  est vérifiée donc Il n'y a pas de risque de flambement pour tous les poteaux de la structure.

#### II.4.2.3. Vérification des conditions du RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b \times h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \\ \frac{he}{20} = 17.3 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \end{array} \right. \quad \text{Les trois conditions sont vérifiées.}$$

#### II.5. Conclusion :

Après avoir achevé le pré-dimensionnement des éléments, les résultats sont présentés dans le tableau II.11 suivant :

Tableau II.11. Section adoptée pour les poutres et les poteaux.

Eléments	Largeur b (Cm)	Hauteur h (Cm)
Poutre principale	30	45
Poutre secondaire	30	45
Poteau RDC	50	50
Poteau étage 1et2	45	45
Poteau étage 3 et 4	40	40
Poteau étage 5 et 6	35	35
Poteau étage 7 et 8	30	30

## II.1. Introduction


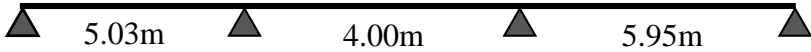

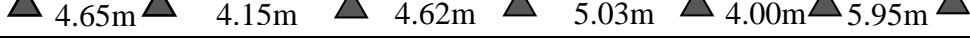
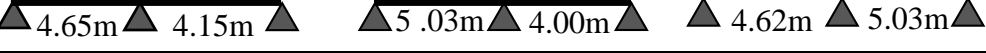
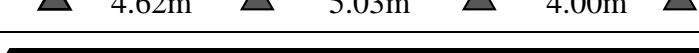
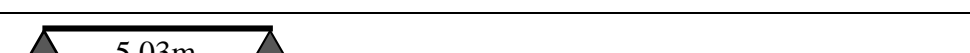
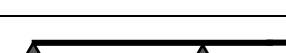

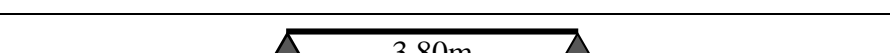
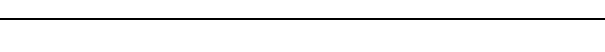

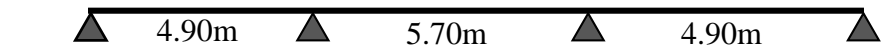
Cette étude se fait en suivant ces étapes : calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 /2003, ..., etc).

## II.2. Etude des planchers à corps creux

### II.2.1. Types et schémas statique des poutrelles :

On distingue plusieurs types de poutrelles dans les différents planchers de notre structure (voir la figure III.2.), le tableau ci-dessous nous montre leur schéma statique.

Tableau II. 12. Types de poutrelles.

Types		Schéma statique
RDC	T1	
	T2	
	T3	
	T4	
1 <sup>er</sup> → 6 <sup>eme</sup> Etage	T5	
	T6	
	T7	
7eme Etage	T8	
	T9	
	T10	
Terrasse	T11	
Inaccessible	T12	
	T13	

Calcul des charges revenant aux poutrelles

$$L'ELU : P_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 0.65 P_u$$

$$L'ELS : P_s = G + Q$$

$$q_s = 0.65 P_s$$

**Tableau II. 13. Charges revenants aux poutrelles.**

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			P <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>u</sub> (KN/ml)	P <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>s</sub> (KN/ml)
RDC	5.50	1.5	9.675	6.29	7.00	4.55
1 <sup>er</sup> ▶ 6 <sup>eme</sup> Etage	5.50	1.5	9.675	6.29	7.00	4.55
7 <sup>eme</sup> Etage	5.50	1.5	9.675	6.29	7.00	4.55
Terrasse inaccessible	6.83	1	10.72	6.97	7.83	5.09
Terrasse accessible	6.72	1.5	11.32	7.36	8.22	5.43

## II.2.2. Calcul des sollicitations

### II.2.3.1. Méthode de Calcul

Deux méthodes sont envisagées pour la détermination des sollicitations, la méthode forfaitaire et celle de Caquot. Si les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées, on passe au calcul avec la méthode de Caquot.

#### a) Méthode forfaitaire (MF) :

Cette méthode permet de calculer forfaitairement les sollicitations internes dans les poutrelles, elle ne peut-être appliquée que si ces conditions sont satisfaites.

- **Condition d'application de la méthode forfaitaire :**

- 1- Le plancher est à surcharge modérée  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(2G ; 5\text{KN/m}^2)$
- 2- Le rapport entre deux travées successives appartient à l'intervalle 0.8 et 1.25
- 3- Le moment d'inertie de la poutrelle est constant sur toutes les travées
- 4- Fissuration peu nuisible (FPN)

- **Calcul du moment au niveau des appuis Ma :**

Le moment sur un appui donné est calculé comme suit :

$$\begin{cases} -0.6M_0 & \text{pour une poutre à deux travées.} \\ -0.5M_0 & \text{pour les appuis voisins de rive dans une poutre à plus de deux travées.} \\ -0.4M_0 & \text{pour les autres appuis intermédiaires.} \end{cases}$$

Tel que :  $M_0$  est le moment isostatique max entre deux travées encadrant l'appui considéré.

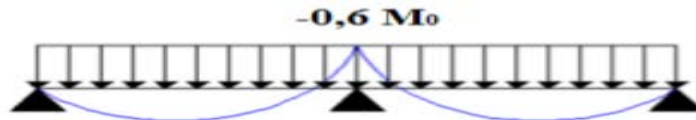


Figure II.12. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à (02) travées

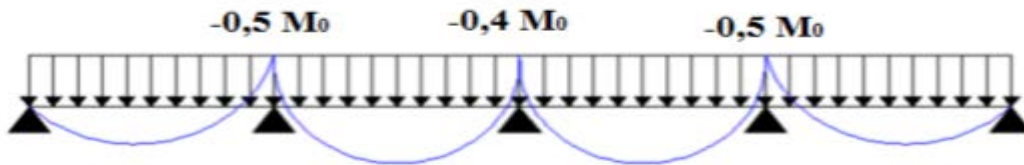


Figure II.13. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travées

• **Calcul du moment en travée  $M_t$  :**

Le moment max dans chaque travée est déterminé par les expressions suivantes :

1.  $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3\alpha) \times M_0 \\ 1.05 \times M_0 \end{cases}$
2.  $\begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_0 \text{ pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \times M_0 \text{ pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$

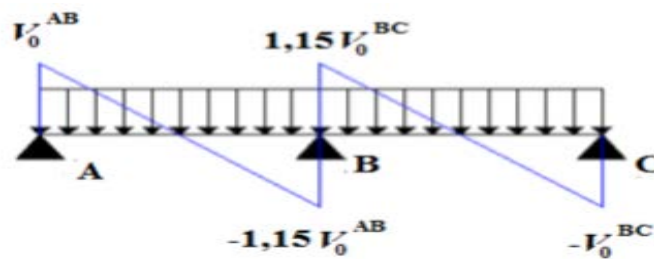
Et on prend le max entre  $M_{t1}$  et  $M_{t2}$

Avec :  $\begin{cases} M_g : \text{moment au niveau de l'appui gauche} \\ M_d : \text{moment au niveau de l'appui droite} \\ \alpha = \frac{Q}{Q + G} : \text{le rapport des charges d'exploitation et permanentes} \end{cases}$

• **Effort tranchant :**

Les efforts tranchant sont déterminés forfaitairement, en supposant qu'il y a discontinuité entre les travées c.-à-d. que l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec les efforts tranchant isostatique sur tous les appuis sauf sur les 1<sup>ers</sup> appuis intermédiaires ou les efforts tranchants  $V_0$  sont majorés de :

- 15 % si la poutre est à deux travées.
- 10 % si la poutre est à plus de deux travées.



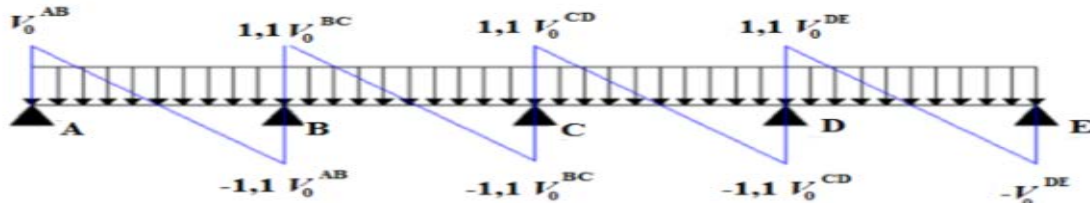


Figure II.15. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées

### b) Méthode de Caquot :

Elle est appliquée essentiellement aux planchers à surcharge élevée (industriel) :

$Q \leq (2G ; 5\text{KN/m}^2)$  Cette méthode a été élaborée par Albert Caquot à partir de la méthode des trois moments qui est adoptée au béton armé.

- **Le moment aux appuis :**

Pour déterminer les moments sur les appuis, Caquot a pris en considération l'amortissement des charges éloignées sur l'appui considéré, on tient compte des charges appliquées sur les deux travées adjacentes à l'appui considéré.

Caquot a remplacé les points des moments par des appuis fictifs. Donc le calcul de la poutre continue revient à calculer un ensemble de poutres à deux travées seulement, de portées fictives  $l'_g$  et  $l'_d$

Avec :  $l' = 1$  travée de rive  
 $l' = 0,8 \times l$  travée intermédiaire

Le moment à l'appui « i » est obtenu en appliquant la méthode des trois moments sur la poutre fictive, on trouve :

$$M_i = - \frac{q_g (l'_g)^3 + q_d (l'_d)^3}{8,5(l'_g + l'_d)} \text{ pour les charges réparties.}$$

$$M_i = - \frac{k_g p_g (l'_g)^3 + k_d p_d (l'_d)^3}{l'_g + l'_d} \text{ pour les charges concentrées.}$$

$$\text{Avec : } K = \frac{1}{2,125} (1 - x)(2 - x) \quad x = \frac{a}{l'}$$

- **Le moment en travée :**

Les moments en travée sont déterminés par la méthode des sections (RDM) on isole la travée, on trouve :  $M(x) = M_0(x) + M_g (1 - \frac{x}{L}) + M_d (\frac{x}{L})$

$$\text{Avec : } \begin{cases} M_0(x) = \frac{x}{L}(L - x) \\ \frac{dM(x)}{dx} = 0 \end{cases} \Rightarrow x = \frac{L}{2} - \frac{M_g + M_d}{q \times L}$$

- **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont calculés par la méthode RDM

$$V_i = V_{0i} - \frac{M_g - M_d}{L}$$

Avec :  $V_i$  : effort tranchant de l'appui (i).

$V_{0i}$  : effort tranchant isostatique de l'appui (i).

**c) Méthode de Caquot minoré :**

Cette méthode s'applique au plancher à surcharge modérée quand l'une des trois conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite. Applique la méthode de Caquot minoré revient tout simplement à appliquer la méthode de Caquot avec une petite modification. Il suffit de prendre une charge permanente G et la remplacer par

$G' = (2/3) G$ , uniquement pour le calcul des moments sur appui. Pour le calcul des moments en travée on prend la charge totale G.

**II.2.3.2. Calcul des sollicitations :**

Dans ce qui suit, on donne un exemple de calcul des sollicitations de l'étage courant de la poutrelle de type T1, le reste des calculs sera résumé dans les tableaux III.3 et III.4.

On a:

$$q_u = 6.29 \text{ KN/m}^2, q_s = 4.55 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 5.50 \text{ KN/m}^2, Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

$$Q \leq (2G ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

Le moment d'inertie de la poutrelle est constant sur toutes les travées .....Vérfiée.

Fissuration peu nuisible (FPN)..... Vérfiée



Donc, toutes les conditions d'utilisation de la méthode forfaitaire sont satisfaites.

**a) Les moments aux appuis :**

Les appuis A et C :

$M_A = M_C = 0 \text{ KN.m}$ , mais le BAEL exige de mettre des armatures de fissuration pour équilibrer le moment fictif, donc :  $M_A = M_C = -0.15M_0$

Le moment isostatique :  $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

$$ELU \begin{cases} \text{Travée AB: } M_0^{AB} = 17 \text{ KN.m} \\ \text{Travée BC: } M_0^{BC} = 13.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} \text{Travée AB: } M_0^{AB} = 12.30 \text{ KN.m} \\ \text{Travée BC: } M_0^{BC} = 9.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On opte pour le max entre Les travées AB et BC :  $M_0^{ELU} = 17.00 \text{ KN.m}$ ,

$$M_0^{ELS} = 12.30 \text{ KN.m}$$

Donc : 
$$\begin{cases} M_A^{ELU} = M_C^{ELU} = -0.15 M_0^{ELU} = -2.55 \text{ KN.m} \\ M_A^{ELS} = M_C^{ELS} = -0.15 M_0^{ELS} = -1.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

L'appui B :

$$\begin{cases} M_{ELU}^B = -0.6 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -10.20 \text{ KN.m} \\ M_{ELS}^B = -0.6 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -7.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**b) Les moments fléchissant en travée :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.50} = 0.214$$

$$(1 + 0.3\alpha) = 1.064, \quad \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.632$$

La travée AB est la plus sollicitée donc :

Travée AB :  $M_t^{AB} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max((1 + 0.3\alpha); 1.05) M_0^{AB}$

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq 1.064M_0^{AB} - \frac{0.5M_0^{AB}}{2} \rightarrow \dots\dots\dots(1) \\ M_t^{AB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0^{AB} \rightarrow \dots\dots\dots(2) \end{cases}$$

Entre (1) et (2) on prend la plus défavorable :

$$\begin{cases} ELU : M_t^{AB} = 13.00 \text{ KN.m} \\ ELS : M_t^{AB} = 9.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) **Les efforts tranchants** : On calcul  $V_0$  pour chaque travée  $V_0 = \frac{q \times L}{2}$

$$\text{Travée AB} : \begin{cases} V_A = \frac{6.29 \times 4.65}{2} = 14.62 \text{ KN} \\ V_B = -1.15 \frac{6.29 \times 4.65}{2} = -16.81 \text{ KN} \end{cases}$$

→ Les résultats des sollicitations maximales des différents types de poutrelles sont illustrés dans le tableau ci-dessous : (pour chaque type de poutrelles on prend les moments maximaux)

**Tableau II. 14. Sollicitations maximales des différents types de poutrelles.**

		ELU				ELS		
		M <sub>appui int</sub> (KN.m)	M <sub>appui de rive</sub> (KN.m)	M <sub>Travée</sub> (KN.m)	V <sub>max</sub> (KN)	M <sub>appui int</sub> (KN.m)	M <sub>Travée</sub> (KN.m)	M <sub>appui de rive</sub> (KN.m)
Poutrelles du plancher RDC								
Type 01		-10.20	-2.55	13.00	16.81	-7.38	9.40	-1.84
Type 02		-16.57	-3.58	16.29	18.82	-11.95	11.76	-2.58
Type 03		-16.57	-3.58	16.29	18.82	-11.95	11.76	-2.58
Type 04		-16.57	-3.58	16.29	18.82	-11.95	11.76	-2.58
Poutrelles du plancher du 1 <sup>er</sup> étage au 5 <sup>ème</sup> étage								
Type 05	1	-10.20	-2.55	13.00	16.81	-7.38	9.40	-1.84
	2	-11.66	-2.22	9.54	-14.09	-8.37	6.85	-1.59
	3	-11.93	-2.98	15.20	18.19	-8.63	11.00	-2.16
Type 06		-10.43	-1.87	7.82	14.72	-7.48	5.62	-1.35

Type 07		-9.47	-1.89	8.37	-16.66	-6.80	5.99	-1.36
Poutrelles du plancher étage 6								
Type 05	1	-10.20	-2.55	13.00	16.81	-7.38	9.40	-1.84
	2	-13.78	-2.22	8.71	-14.51	-11.27	5.64	-1.59
	3	-11.93	-2.98	15.20	18.19	-8.63	11.00	-2.16
Type 06		-10.43	-1.87	7.82	14.72	-7.48	5.62	-1.35
Type 07		-9.47	-1.89	8.37	-16.66	-6.80	5.99	-1.36
Poutrelles du plancher étage 7								
Type 08		/	-3.24	21.58	17.15	/	15.64	-2.35
Type 09	1	-10.20	-2.55	13.00	16.81	-7.38	9.40	-1.84
	2	-12.95	-3.24	16.38	19.73	-9.39	11.87	-2.35
Type 10		-10.79	-3.24	17.46	18.88	-7.82	12.66	-2.37
Poutrelles du plancher Terrasse inaccessible								
Type 11		/	-1.89	12.58	13.24	/	9.19	-1.38
Type 12	1	-6.40	-1.6	8.00	-14.02	-4.67	5.85	-1.17
	2	-10.86	-2.34	9.98	19.29	-7.89	7.25	-1.62
Type 13		-14.15	-4.24	15.56	21.84	-10.34	11.37	-3.10

Les résultats des sollicitations maximales de chaque plancher sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II. 15. Sollicitations maximales.**

Type de plancher	ELU				ELS		
	M <sub>appui int</sub> (KN.m)	M <sub>appui de rive</sub> (KN.m)	M <sub>Travée</sub> (KN.m)	V <sub>max</sub>	M <sub>appui int</sub> (KN.m)	M <sub>Travée</sub> (KN.m)	M <sub>appui de rive</sub> (KN.m)
RDC	-16.57	-3.58	16.29	-18.82	-11.95	11.76	-2.58
1 <sup>er</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	-11.93	-2.98	15.20	18.19	-8.63	11.00	-2.16

6 <sup>ème</sup> étage	-13.78	-2.98	15.20	18.19	-11.27	11.00	-2.16
7 <sup>ème</sup> étage	-12.95	-3.24	21.58	19.73	-9.39	15.64	-2.35
Terrace inaccessible	-14.15	-4.24	15.56	21.84	-10.34	11.37	-3.10

**Remarque :**

On remarque que les sollicitations maximales sont proches pour tous les niveaux. Donc On opte pour un seul type de ferrailage.

**II.2.3. Ferrailage des poutrelles****Niveau RDC :**

$M_t = 21.58 \text{ KN.m}$  ,  $M_{a \text{ int}} = -16.57 \text{ KN.m}$  ,  $M_{a \text{ rive}} = -4.24 \text{ KN.m}$  ,  $V = 21.84 \text{ KN}$ .

$h = 25 \text{ cm}$  ,  $h_0 = 5 \text{ cm}$  ,  $b = 65 \text{ cm}$  ,  $b_0 = 12 \text{ cm}$  ,  $d = 23 \text{ cm}$  , FPN.

**A) Calcul à l'ELU**

➤ En travée :

Calcul du moment équilibré par la table de compression  $M_{tu}$  :  $d = 0.9h$

Si :  $M_u \leq M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

Si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

$$\Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times \left(0.23 - \frac{0.05}{2}\right) \times 10^3 \Rightarrow M_{tu} = 94.61 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} \geq M_t \Rightarrow$  La table de compression n'est pas entièrement comprimée (L'axe neutre passe dans la table de compression) ce qui revient à calculer une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{21.58 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.23^2 \times 14.2} = 0.044 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A :  $\varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$ .

$$\mu_{bu} = 0.044 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.044}) \Rightarrow \alpha = 0.056$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.23(1 - 0.4 \times 0.056) = 0.225 \text{ m}$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_{tr} = \frac{21.58 \times 10^{-3}}{348 \times 0.225} = 2.76 \times 10^{-4} m^2 = 2.76 cm^2$$

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{t \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$\Rightarrow A_{t \min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.23 \times 2.1}{400} = 1.80 \times 10^{-4} m^2 = 1.80 cm^2$$

$$\Rightarrow A_{t \min} = 1.80 cm^2 < A_{tr} = 3.21 cm^2$$

On opte pour : **A<sub>tr</sub>=3HA12= 3.39cm<sup>2</sup>**

➤ Appuis intermédiaires :

$$\mu_{bu} = 0.184 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.184 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 0.256 \Rightarrow Z = 0.206$$

$$A_a = \frac{16.57 \times 10^{-3}}{348 \times 0.206} = 2.31 \times 10^{-4} m^2 = 2.31 cm^2$$

$$A_{a \min} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.23 \times 2.1}{400} = 0.33 \times 10^{-4} m^2 = 0.33 cm^2$$

$$\Rightarrow A_{a \min} < A_a$$

On opte pour : **A<sub>a</sub>=1HA12+1HA14= 2.67 cm<sup>2</sup>**

➤ Appuis de rive :

$$\text{On a : } M_{a \text{ rive}} = - 4.24 \text{ KN.m}$$

On applique la règle des trois on aura :

$$A_{ar} = \frac{M_{a \text{ rive}} \times A_{a \text{ int}}}{M_{a \text{ int}}} \Rightarrow A_{ar} = \frac{4.24 \times 2.31}{16.57} = 0.59 cm^2$$

$$A_{ar \min} = 0.33 cm^2 < A_{ar} \Rightarrow \text{On opte pour : } \mathbf{A_a=1HA10= 0.79cm^2}$$

➤ Vérification des poutrelles à l'effort tranchant (cisaillement):

$$V^{max} = 21.84 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{21.84 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.23} \Rightarrow \tau_u = \mathbf{0.791 \text{ Mpa}}$$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa \right] = 3.33 Mpa \\ \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \text{Vérifiée.} \end{cases}$

➤ Ferrailage transversales :

Le diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversales est donne par :

$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \Phi_t^{min}; \frac{b_0}{10} \right) \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$

$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \Phi_t^{min}; \frac{b_0}{10} \right) = mm \Rightarrow \Phi_t = 6mm \Rightarrow \text{étrier } \Phi_6$

On opte pour **2Φ6 = 0.57 cm<sup>2</sup>**

Espacement  $S_t$  :

1)  $S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 20.7cm$

2)  $S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28K})} \Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases} \Rightarrow K = 1$

$\Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 0.8 \times 400}{0.12(0.791 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 94.41 cm$

3)  $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.12} = 47.5cm$

On prend **S<sub>t</sub> = 15 cm**

➤ Vérification de la jonction table-nervure :

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{b_1 \times V_1}{0.9 \times h_0 \times d \times b} \leq \bar{\tau}_u$  avec  $b_1 = \frac{b-b_0}{2}$

$\tau_u = \frac{0.265 \times 21.84 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.65 \times 0.23 \times 0.05} = 0.860 Mpa \leq \bar{\tau}_u = 3.33 Mpa$

Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ Vérification à l'effort tranchant :

Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant :

• Appuis de rive :

On doit vérifier que  $A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

$\Rightarrow A_l \geq \frac{21.84 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.6279 \times 10^{-4} m^2 = 0.6279 cm^2$

$A_l = 3.05 + 0.6279 = 3.69 cm^2$

$A_l = 3.69 cm^2 > 0.7638 cm^2 \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$

➤ Vérification de la bielle :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$21.84 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.207 \times 0.12 \times 25 \times 10^3 = 165.81 \text{ KN} \dots \text{Vérifiée.}$$

## B) Calcul à l'ELS

**Etat limite de compression :**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

➤ En travée :

• Position de l'axe neutre y:

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) + 15A'(h_0 - d') \dots \dots \dots (\text{BAEL91. L. III. 3})$$

$$H = \frac{0.65 \times 0.05^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times (0.23 - 0.05) = -1.028 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$H = -1.028 \times 10^{-4} \text{ m} < 0$$

alors l'axe neutre passe par la nervure  $\Rightarrow$  calcul d'une section en T :

$$\frac{bo}{2} \times y^2 + [15A + (b - bo)ho]y - 15Ad - (b - bo) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$6y^2 + 315.85y - 1832.05 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Solution de l'équation :  $y = 5.27 \text{ cm}$

• Moment d'inertie I de la section efficace :

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

$$I = \frac{65}{3} \times 5.27^3 - (65 - 12) \times \frac{(5.27 - 5)^3}{3} + 15 \times 3.39(23 - 5.27)^2$$

$$I = 16005.3 \text{ cm}^4$$

• Contrainte de compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{15.64 \times 10^{-3}}{16005.3 \times 10^{-8}} \times 0.0527 = 5.15 \text{ Mpa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} = 5.15 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée. (BAEL E. III. 2)}$

➤ En appuis intermédiaire :

$M_{ser}^{max} = -11.95 \text{ KN.m} < 0$  : le calcul se fait pour une section ( $b_0 \times h$ ).

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 - 15A(d - y) = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 40.05y - 921.15 = 0 \dots (2) \dots \dots \dots \text{Solution d'équation : } y = 9.49 \text{ cm}$$

$$I = \left( \frac{b_0}{2} \times y^3 \right) + 15A(d - y)^2$$

$$I = 12445.48 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{11.95 \times 10^{-3}}{12445.48 \times 10^{-8}} \times 0.0949 = 9.11 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 9.11 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

### Etat limite de déformation :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contres flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

➤ Evaluation de la flèche :

D'après le BAEL91 et le CBA93, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

On prend un exemple de calcul de la poutrelle de type T1

$$\left\{ \begin{array}{l} L \leq 8 \rightarrow 5.03 < 8 \dots \dots \dots \text{verifié} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \rightarrow 0.067 > 0.040 \dots \dots \dots \text{vérifié} \\ \frac{A}{d \times b_0} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow 0.0121 > 0.009 \dots \dots \dots \text{non Vérifié} \end{array} \right. \quad \text{CBA93 (Article B 6.5.)}$$

Donc on doit faire la vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL 91 comme suit :

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

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

$$f_{adm} = \left( \frac{l}{1000} \right) + 0.5 = \frac{503}{1000} + 0.5 = 1.003 \text{ cm}$$

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales.

$f_{ij}$  : 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 :

$$G = 5.5 \text{ KN/m}^2, Q = 1.5 \text{ KN/m}^2, J = 3.20 \text{ KN/m}^2, A_t = 3.39 \text{ cm}^2$$

$q_{jser} = 0.65 \times J$  : 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.

Les différentes moments ( $M_{jser}$ ,  $M_{gser}$  et  $M_{pser}$ ) sont calculer avec la méthode de Caquot minoré avec leurs chargements.

$$q_{jser} = 2.08 \text{ KN/m}, q_{gser} = 3.575 \text{ KN/m}, q_{pser} = 4.55 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 6.58 \text{ KN.m}, M_{gser} = 11.30 \text{ KN.m} \text{ et } M_{pser} = 14.39 \text{ KN.m}$$

### Propriété de la section :

Position de l'axe neutre :

$$Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S} = 8.95 \text{ cm}$$

Calcul de moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} y_G^3 + b_0 \frac{(h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + 15 [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2]$$

$$I_0 = 41012 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{3.39}{12 \times 23} \Rightarrow \rho = 0.012$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 b \cdot f_{t28}}{(2b + 3b_0) \rho} = 3.347 \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.338 \dots \dots \dots \text{Déformation différée.}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{t28}} = 10818.86 \text{ MPa} \dots \dots \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

$$E_i = 3 E_v = 32456.6 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

### Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}; \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$Y = 0.0526 \text{ m} \quad I = 1.9156 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{sj} = 91.34 \text{ MPa}, \sigma_{sg} = 156.99 \text{ MPa}, \sigma_{sp} = 199.81 \text{ MPa}$$

**Inerties fictifs(I<sub>f</sub>) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0.442 ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.62$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0.691$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 0.00018 \text{ m}^4 ; \quad I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 0.00014 \text{ m}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 0.00013 \text{ m}^4 ; \quad I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 0.00024 \text{ m}^4$$

**Calcul des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$f_{ji} = \frac{6.58 \times 10^{-3} \times 5.03^2}{10 \times 32456.6 \times 0.00018} \Rightarrow f_{ji} = 2.85 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{11.31 \times 10^{-3} \times 5.03^2}{10 \times 32456.6 \times 0.00014} \Rightarrow f_{gi} = 6.30 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{14.308 \times 10^{-3} \times 5.03^2}{10 \times 32456.6 \times 0.00013} \Rightarrow f_{pi} = 8.24 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{7.262 \times 10^{-3} \times 4.7^2}{10 \times 10818.85 \times 0.00024} \Rightarrow f_{gv} = 10.769 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{vg} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 10.769 - 2.85 + 8.24 - 6.30 \Rightarrow \Delta f_t = \mathbf{9.85 \text{ mm}}$$

$$\Delta_f = 9.85 \text{ mm} \leq f_{adm} = 10.03 \text{ mm} \dots \dots \dots c'est vérifié.$$

**Tableau II.16. Ferrailages des poutrelles.**

Zone	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Barres	A (cm <sup>2</sup> )
Travée	3.21	1.73	3HA12	3.39
Appuis inter	2.31	0.33	1HA12+1HA14	2.67
Appuis de rive	0.50	0.33	1HA12	1.13

Schémas de ferrailage des poutrelles :

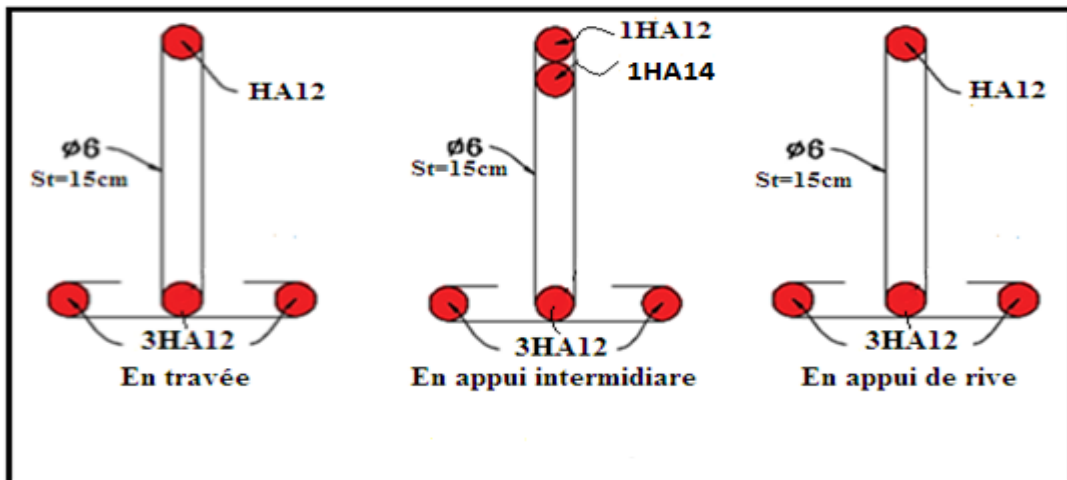


Figure II.16. Schéma de ferrailage des poutrelles

II.2.4. Etude de la dalle de compression :

On utilise un treillis soudé de nuance  $f_e = 500$  MPA

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml CBA93 (B. 6.8.4.2.3)}$$

On choisit :  $5\Phi 6 = 1.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; (st = 20cm)  $\leq 20$  cm ... .. vérifiée.

- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.52}{2} = 0.26 \text{ cm}^2/\text{ml CBA93 (B. 6.8.4.2.3)}$$

On choisit :  $5\Phi 6 = 1.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; (st = 20cm)  $\leq 33$  cm ... .. vérifiée.

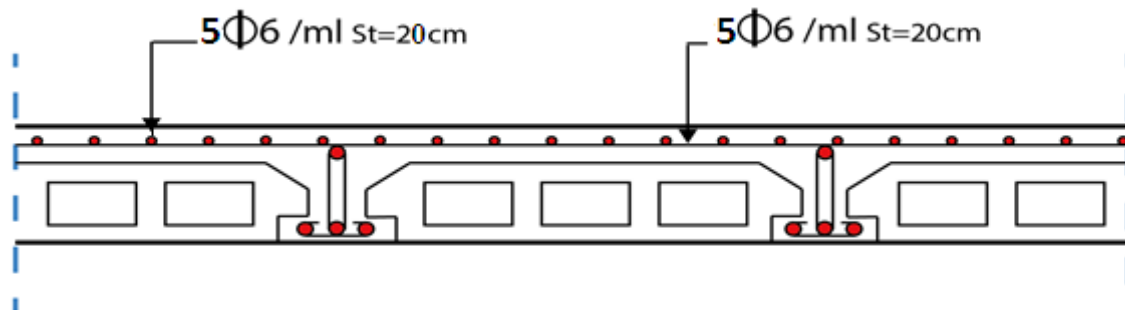


Figure II.17. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

### II.3. Etudes des planchers dalles pleines :

#### ❖ Dalle sur (02) appuis.

##### 1) Evaluation de charges :

$$G = 4.37 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = (1.35 \times 4.37) + (1.5 \times 3.5) = 11.15 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 1.3 \text{ m}, \quad L_y = 1.55 \text{ m}.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.3}{1.55} = 0.84 > 0.4$$

⇒ donc la dalle travaille dans les deux sens

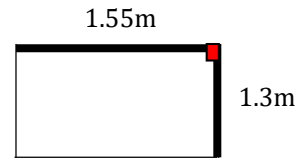


Figure II.18. Schéma de la dalle D'

##### 2) Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait par une bande de 1m.

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\rho = 0.84 \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6678 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 0.97 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments réels :

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 0.97 = 0.83 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 0.65 = 0.55 \text{ KN.m} \end{cases} \quad (\text{Panneau de rive})$$

$$\text{En appuis : } \begin{cases} M_a^x = -0.5 M_0^x = -0.49 \text{ KN.m}, & \text{appuis intermédiaire.} \\ M_a^y = -0.3 M_0^x = -0.29 \text{ KN.m}, & \text{appuis de rive.} \end{cases}$$

##### 3) Calcul de la section d'armatures :

#### En travée

- Sens X-X

$$\mu_{bu} = \frac{0.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10^2 \times 14.2} = 5.77 \times 10^{-3} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 7.24 \times 10^{-3}; \quad Z = 9.97 \text{ cm}$$

$$A = \frac{0.82 \times 10^{-3}}{0.0997 \times 348} = 0.24 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

#### Condition non fragilité :

$$\begin{cases} e > 12 \text{ cm} \\ \rho = 0.84 > 0.4 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times e$$

$$\begin{cases} \text{Acier H. A FeE400} \\ \rho_0 = 0.0008 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} = 1.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} > A$$

$$\Rightarrow A_s = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- Sens Y-Y

$$\mu_{bu} = \frac{0.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0,10^2 \times 14,2} = 3.87 \times 10^{-3} \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 4.85 \times 10^{-3} ; Z = 9.98 \text{ cm}$$

$$A = \frac{0.55 \times 10^{-3}}{0.0998 \times 348} = 0.158 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Condition de non fragilité

$$\begin{cases} e > 12 \text{ cm} \\ \rho = 0.84 > 0.4 \end{cases} \Rightarrow A_{min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\begin{cases} \text{Acier H. A FeE400} \\ \rho_0 = 0.0008 \end{cases} \Rightarrow A_{min} = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} > A \Rightarrow A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ Calcul de l'espacement :

La fissuration est nuisible.

$$\text{Sens x-x: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

Le tableau suivant résume les sections de ferrailage

Tableau II. 17. Ferrailage de la dalle su (02) appuis pour les étages courant.

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z (m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> / ml)	St(cm)
X	0.82	$5.14 \times 10^{-3}$	0.00724	0.0997	0.24	1.04	<b>3.14=4HA10</b>	25
Y	0.55	$3.87 \times 10^{-3}$	0.00485	0.0998	0.158	0.96	<b>2.01=4HA8</b>	25
En appuis								
X	-0.49	0.00345	0.0043	0.0998	0.14	1.12	<b>2.01=4HA8</b>	25
Y	-0.29	0.00204	0.0025	0.0998	0.083	1.12	<b>2.01=4HA8</b>	25

4) Vérifications :

A l'ELU :

✓ Vérification à l'effort tranchant

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{11.15 \times 1.3}{2} \times \frac{1.55^4}{1.3^4 + 1.55^4} = 4.85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{4.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.0485 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.0485 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

**A l'ELS :**

$$q_s = 4.37 + 3.5 = 7.87 \text{ KN.m}$$

$$\rho = 0.84 \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0586 \\ \mu_y = 0.7655 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 0.78 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**En travée :**  $\begin{cases} M_t^x = 0.66 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.51 \text{ KN.m} \end{cases}$

**En appuis :**  $\begin{cases} M_a^x = -0.5 M_0^x = -0.33 \text{ KN.m}, & \text{appuis intermédiaire.} \\ M_a^y = -0.3 M_0^y = -0.20 \text{ KN.m}, & \text{appuis de rive.} \end{cases}$

✓ **La vérification de la contrainte dans le béton :**  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

**Calcul de y :**

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

$$\frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 3.14 \times y - 15 \times 3.14 \times 10 = 0$$

$$y = 0.0263 \text{ m.}$$

$$I = b \times \frac{y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 3164.707 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$
 pas de risque de fissuration du béton.

✓ **La contrainte dans l'acier :**

Fissuration nuisible  $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{.3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa.}$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 23,055 \text{ MPa.} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots$$
 Condition vérifiée.

✓ **Etat limite de déformation :**

**Sens X :**

1)  $\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.3} = 0.092 > \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t}{20M_0}\right) = \max\left(\frac{3}{80}, \frac{0.66}{20 \times 0.78}\right) = 0.0423 \dots \dots \dots$  vérifiée.

2)  $\frac{A_s}{b \times d} = 0.0041 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots$  vérifiée.

3)  $l = 1.3m < 8m \dots \dots \dots$  vérifiée.

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

**Sens Y :**

1)  $\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.55} = 0.077 < \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t}{20M_0}\right) = \max\left(\frac{3}{80}, \frac{0.51}{20 \times 0.59}\right) = 0.0432 \Rightarrow$  Non vérifiée.

2)  $\frac{A_s}{b \times d} = 0.00201 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots$  vérifiée.

3)  $l = 1.3m < 8m \dots \dots \dots$  vérifiée.

Le tableau ci-dessous résume la vérification de la flèche.

Données :  $q_{j \text{ ser}} = 3 \text{ KN/m}$  ;  $q_{g \text{ ser}} = 4.37 \text{ KN/m}$  ;  $q_{p \text{ ser}} = 7.87 \text{ KN/m}$

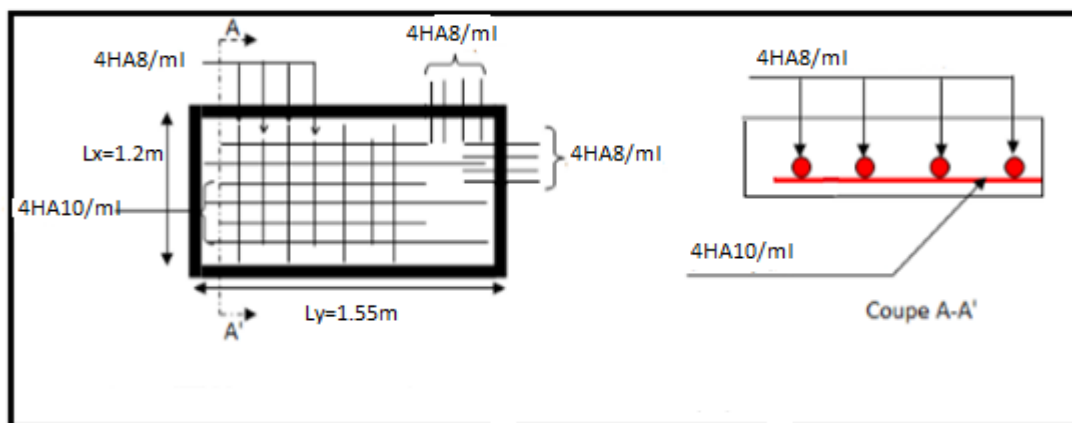
$M_j = 0.09 \text{ KN.m}$  ;  $M_g = 1.31 \text{ KN.m}$  ;  $M_p = 2.36 \text{ KN.m}$

**Tableau II.18. Vérification des états limite de déformation.**

I (cm <sup>4</sup> )	y (cm)	f <sub>gv</sub> (mm)	f <sub>ji</sub> (mm)	f <sub>gi</sub> (mm)	f <sub>pi</sub> (mm)	Δf <sub>t</sub> (mm)	f̄ (mm)
2189.1	2.17	0.18	0.042	0.059	0.107	0.18	3.1

La flèche totale  $\Delta f_t = 0.018 \text{ cm} < f_{adm} = 0.31 \text{ cm} \dots \dots \dots$  vérifié

**Schéma de ferrailage :**



**Figure II.19. Schéma de ferrailage de la dalle plein D'**

**Tableau II.19. Sollicitations maximales dans les dalles pleines**

Types		Sollicitations									
		ELU					ELS				
		$M_t^x$ (KN.m)	$M_t^y$ (KN.m)	$M_a^{rive}$ (KN.m)		$V_x$ KN	$V_y$ KN	$M_t^x$ (KN.m)	$M_t^y$ (KN.m)	$M_a^{riv}$ (KN.m)	
X	Y			X	Y						
Balcons	D1	10.36	/	/	/	15.32	/	7.39	/	/	/
	D2	13.65	/	/	/	17.55	/	9.73	/	/	/
	D3	1.99	0.5	0.94	0.24	5.20	5.58	1.44	0.43	0.68	0.20
	D4	13.65	/	/	/	17.55	/	9.73	/	/	/
	D5	6.88	/	/	/	12.54	/	5.4	/	/	/

**Tableau II.20. Vérification de l'effort tranchant**

	$V_x$ (KN)	$\tau_{ux} \leq \tau_u$ (MPa)	Obs	$V_y$ (KN)	$\tau_{uy} \leq \tau_u$ (MPa)	Obs
D1	15.32	0.17 < 1,17	vérifier	/	/	/
D2	17.55	0.195 < 1,17	vérifier	/	/	/
D3	5.20	0.058 < 1,17	vérifier	5.58	0.062 < 1,17	Vérifier
D4	17.55	0.195 < 1,17	vérifier	/	/	/
D5	12.54	0.14 < 1,17	vérifier	/	/	/

**Tableau II.21. Calcul du ferrailage à l'ELU**

Type	Sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>y</sub> (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
D1	X-X	10.36	0.09	0.118	0.086	3.47	1.086	4HA12=4.52	3HA8=1.51	25
D2	X-X	13.65	0.118	0.158	0.082	4.65	1.086	5HA12=5.65	3HA10=2.36	20
D3	X-X	1.99	0.017	0.022	0.089	0.64	1.24	3HA8=1.51	/	33
	Y-Y	0.5	0.0043	0.0054	0.0898	0.16	0.96	3HA8=1.51	/	33
	Appui	0.94	0.0082	0.01	0.0896	0.30	1.24	3HA8=1.51	/	33
D4	X-X	13.65	0.118	0.158	0.082	4.65	1.086	5HA12=5.65	3HA10=2.36	20
D5	X-X	6.88	0.06	0.077	0.087	2.05	1.086	4HA10=3.14	3HA8=1.51	25



**Tableau II.22. Vérifications des contraintes à l'ELS**

Type	Sens	$M_s$ KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
D1	X-X	7.39	2.88	3335.67	6,38 < 15	Vérifiée	203.38 < 201,63	non Vérifier
D2	X-X	9.73	3.15	3942.22	7,77 < 15	Vérifiée	216.58 < 201,63	non Vérifier
D3	X-X	1.44	1.8	1368.58	1,89 < 15	Vérifiée	113.33 < 201,63	Vérifier
	Y-Y	0.43	1.8	1368.58	0,57 < 15	Vérifiée	33.93 < 201,63	Vérifier
	Appui	0.68	1.8	1368.58	0,89 < 15	Vérifiée	53.66 < 201,63	Vérifier
D4	X-X	9.73	3.15	3942.22	7,77 < 15	Vérifiée	216.58 < 201,63	non Vérifier
D5	X-X	5.40	2.48	2510.67	5,33 < 15	Vérifiée	210.35 < 201,63	non Vérifier

On remarque que la condition de la contrainte  $\sigma_{st}$  n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature dans les panneaux D1, D2, D4 et D5 à l'ELS .

Les calculs de ferrailage sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau II. 23. Ferrailage des dalles après vérification.**

En travée											
dalle	Sens	Miser (KN.m)	$\beta$	$\alpha$	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Obs	A <sub>y</sub> (cm <sup>2</sup> )	st cm
D1	X	7.39	0.00452	0.35	4.61	5.65=5HA12	5.90	164.49	Vérifiée	2.36=3HA10	20
D2	X	9.73	0.00596	0.40	6.18	6.79=6HA12	8.20	160.89	Vérifiée	2.36=3HA10	16
D4	X	9.73	0.00596	0.40	6.18	6.79=6HA12	8.20	160.89	Vérifiée	2.36=3HA10	16
D5	X	5.40	0.00331	0.31	3.31	4.52=4HA12	4.66	148.61	Vérifiée	1.51=3HA8	25

#### ✓ Evaluation de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

##### ✓ Pour la dalle D1

- $\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.20} = 0.1 > \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t}{20M_0}\right) = \max\left(\frac{3}{80}, \frac{7.39}{20 \times 5.67}\right) = 0.065 \dots \dots \dots$  vérifiée.
- $\frac{A_s}{b \times d} = 0.0063 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots$  condition non vérifiée.
- $l = 1.20\text{m} < 8\text{m} \dots \dots \dots$  condition vérifiée.

La vérification de la flèche est nécessaire.

✓ **Pour la dalle D2 et D4**

- $\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.40} = 0.086 > \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t}{20M_0}\right) = \max\left(\frac{3}{80}, \frac{9.73}{20 \times 7.71}\right) = 0.063 \Rightarrow$  condition vérifiée.
- $\frac{A_s}{b \times d} = 0.0075 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots$  condition non vérifiée.
- $l = 1.40m < 8m \dots \dots \dots$  condition vérifiée.

La vérification de la flèche est nécessaire.

✓ **Pour la dalle D3**

**Sens XX**

- $\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.4} = 0.086 > \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t}{20M_0}\right) = \max\left(\frac{3}{80}, \frac{1.44}{20 \times 7.71}\right) = 0.0093 \Rightarrow$  condition vérifiée.
- $\frac{A_s}{b \times d} = 0.0017 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots$  condition vérifiée.
- $l = 1.4m < 8m \dots \dots \dots$  condition vérifiée.

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**SensYY**

- $\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{3.35} = 0.036 > \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t}{20M_0}\right) = \max\left(\frac{3}{80}, \frac{0.43}{20 \times 3.02}\right) = 0.0036 \Rightarrow$  condition vérifiée.
- $\frac{A_s}{b \times d} = 0.0017 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots$  condition vérifiée.
- $l = 3.35m < 8m \dots \dots \dots$  condition vérifiée.

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Pour la dalle D5**

- $\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{0.95} = 0.126 > \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t}{20M_0}\right) = \max\left(\frac{3}{80}, \frac{5.40}{20 \times 3.55}\right) = 0.076 \Rightarrow$  condition vérifiée.
- $\frac{A_s}{b \times d} = 0.0049 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots$  condition vérifiée.
- $l = 0.95m < 8m \dots \dots \dots$  condition vérifiée.

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Le tableau suivant illustre le résultat du calcul des différentes flèches.

$M_j = 2.81 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_g = 5.59 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_p = 7.99 \text{ KN.m}$

Tableau II. 24. Vérification des états limite de déformation.

		I (cm <sup>4</sup> )	y (cm)	f <sub>gv</sub> (mm)	f <sub>ji</sub> (mm)	f <sub>gi</sub> (mm)	f <sub>pi</sub> (mm)	$\Delta f_t \leq \bar{f}$ (mm)	OBS
D1	X	5001	3.35	1.136	0.138	0.479	1.042	$1.56 \leq 4.8$	Vérifiée
D2 D4	X	57269	3.6	1.225	0.252	0.471	1.363	$1.87 \leq 5.6$	Vérifiée

## II.4. Etude des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrailer comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur h (avec h=e). Le dimensionnement et le poids revenant à l'escalier sont calculés au chapitre II

### II.4.1. Escaliers

Volée 1et 3 :

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$G_v = 7.81 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad G_p = 4.45 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad e = 12 \text{ cm}$$

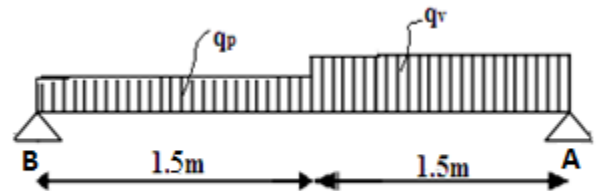


Figure II.20. Schéma statique de la volée (1) et (3)

Les sollicitations à l'ELU et à L'ELS sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau II.25. Combinaison de charges de l'escalier.

ELU	ELS
$q_v = 1.35G_v + 1.5Q$ $q_v = 14.29 \text{ KN/m}^2$	$q_v = G_v + Q$ $q_v = 10.31 \text{ KN/m}^2$
$q_p = 1.35G_p + 1.5Q$ $q_p = 9.76 \text{ KN/m}^2$	$q_p = G_p + Q$ $q_p = 5.95 \text{ KN/m}^2$

➤ **Calcul à l'ELU :** Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 15.9 \text{ KN} \quad ; \quad R_B = 19.19 \text{ KN} \quad ; \quad M_0 = 12.88 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 0.75 \times M_0 = 9.66 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a = -0.5 \times M_0 = -6.44 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 19.19 \text{ KN}$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

$$R_A = 10.32 \text{ KN} \quad ; \quad R_B = 13.47 \text{ KN} \quad ; \quad M_0 = 8.81 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 6.61 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a = -4.40 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du Ferrailage :**

$$\text{FPN, } e=15\text{cm} , d=13\text{cm} , b=1\text{ml} , M_t= 9.66 \text{ KN.m} ; M_a=-6.44 \text{ KN.m}$$

Les résultats des calculs sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau II.26. Résumé des résultats de ferrailage de l'escalier.**

Localisation	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal} \text{ cm}^2/\text{m}$	$A_{min}$	$A_{adopt} \text{ cm}^2/\text{m}$	st
En travée	0.040	0.051	0.127	2.18	1.57	4HA10 = 3.14	25cm
En appuis	0.026	0.035	0.128	1.44	1.57	4HA8 = 2.01	25cm

• Espacement des barres (FPN) :

a) Armatures principales :

$$\text{En travée } S_t = 25\text{cm} \leq \min(3.e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \dots \text{vérifiée}$$

$$\text{En appuis } S_t = 25\text{cm} \leq \min(3.e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \dots \text{vérifiée.}$$

b) Armatures secondaires :

$$S_t = 30\text{cm} \leq \min(4.e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm} \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• Armatures de répartition :

$$\text{En travée } A_l = \frac{A_{sl}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On choisit } \mathbf{3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$\text{En appuis } A_a = \frac{1.67}{4} = 0.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On choisit } \mathbf{3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

• Vérifications à l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{19.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.15 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{1.5} = 1.17 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

⇒ Pas de risque de cisaillement *et les armatures transversales ne sont pas nécessaires*

• Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes de compression du béton

Il faut vérifier que  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.27. Vérification de l'état limite de compression du béton.**

	$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	Y (m)	I(m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \text{ (Mpa)}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
<b>En travée</b>	6.61	0.031	$5.57 \times 10^{-5}$	3.78	Vérifiée
<b>En appui</b>	-4.4	0.025	$3.84 \times 10^{-5}$	2.86	Vérifiée

b) Vérification de l'état limite de déformation :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{2.9} = 0.052 < 0.06 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 < 0.0105 \end{array} \right. \quad \text{CBA93 (Article B 6.5.)}$$

La vérification de la flèche est nécessaire

Avec :

La volée 1 et3 : j=4.53KN/m ; g=7.81 KN/m ; p=10.31 KN/m

La volée 2 : j=3 KN/m ; g=4.45 KN/m ; p=6.95 KN/m

Les résultats de la vérification de la flèche sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau II. 28. Évaluation de la flèche de l'escalier.**

	$M_{ser}^j$ KN.m	$M_{ser}^g$ KN.m	$M_{ser}^p$ KN.m	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\rho$	Ei	Ev

Volée1 Volée3	3.43	5.65	7.87	0.029	$4.71 \times 10^{-5}$	8.025	3.21	0.0026	32456.6	10818.9
	<b><math>I_o</math></b> (m <sup>4</sup> )	<b><math>\sigma_s^j</math></b> (Mpa)	<b><math>\sigma_s^g</math></b> (Mp)	<b><math>\sigma_s^p</math></b> Mpa	<b><math>f_{gv}</math></b> (mm)	<b><math>f_{ji}</math></b> mm	<b><math>f_{gi}</math></b> mm	<b><math>f_{pi}</math></b> (mm)	<b><math>\Delta f_t</math></b> (mm)	<b><math>\bar{f}</math></b> (mm)
	0.00164	99.24	163.2	227.2	0.26	0.049	0.10	0.27	0.39	5.8
Volée 2	$M_{ser}^j$ (KN.m)	$M_{ser}^g$ KN.m	$M_{ser}^p$ KN.m	Y(m)	I (m <sup>4</sup> )	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\rho$	Ei	Ev
	4.44	7.65	10.1	0.034	$6.32 \times 10^{-5}$	5.57	2.23	0.0037	32456.6	10818.9
	<b><math>I_o</math></b> (m <sup>4</sup> )	<b><math>\sigma_s^j</math></b> (Mpa)	<b><math>\sigma_s^g</math></b> Mpa	<b><math>\sigma_s^p</math></b> Mpa	<b><math>f_{gv}</math></b> (mm)	<b><math>f_{ji}</math></b> mm	<b><math>f_{gi}</math></b> mm	<b><math>f_{pi}</math></b> (mm)	<b><math>\Delta f_t</math></b> (mm)	<b><math>\bar{f}</math></b> (mm)
0.000245	90.42	155.9	205.8	1.78	0.25	0.84	1.49	2.18	5.8	

**Schéma de ferrailage :**

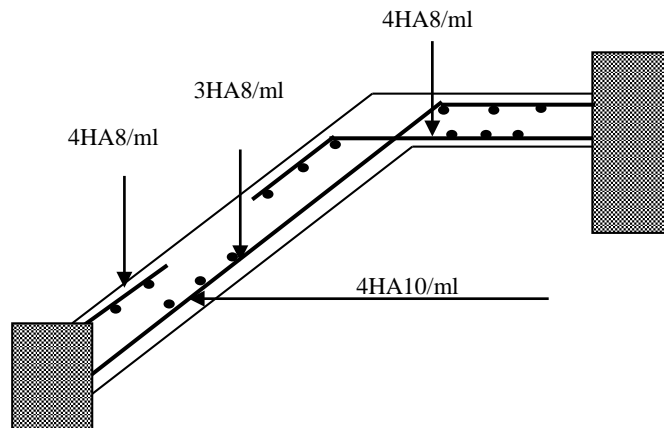


Figure III. 21. Schéma de ferrailage de l'escalier

Volée 2 :

➤ Calcul des sollicitations :

**Calcul à l'ELU :**

$P_u = 14.29 \text{ KN/m}$

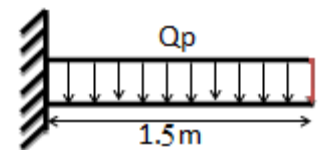


Figure II. 22. Schéma statique de la volée2

$$M_{\text{encastrement}} = -14 \text{ KN.m} \quad V^{\text{max}} = 19.19 \text{ KN}$$

**Calcul à l'ELS :**

$$P_s = 10.31 \text{ KN/m} \quad M_{\text{ser}} = 6.61 \text{ KN.m}$$

**Calcul du Ferrailage :**

$$\text{FPN, } e=15\text{cm, } d=13\text{cm, } b=1\text{ml, } M_t = M_{\text{encastrement}} = -14 \text{ KN.m}$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_{\text{encastrement}} \times A_t}{M_t} \Rightarrow A_{\text{cal}} = \frac{-14 \times 3.14}{9.66} = 3.16 \text{ cm}^2$$

On choisit **4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>/ml**

• Espacement des barres (FPN) :

Armatures principales :

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(3.e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \dots \text{vérifiée}$$

Armatures de répartition :

$$A_l = \frac{A_{\text{cal}}}{3} = \frac{4.52}{3} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit **3HA10 = 2.36 cm<sup>2</sup>/ml**

• Vérifications à l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b \times d} = \frac{20 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.154 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{1.5} = 1.17 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

⇒ Pas de risque de cisaillement *et les armatures transversales ne sont pas nécessaires*

• Vérification à l'ELS :

c) Vérification des contraintes de compression du béton

$$\text{Il faut vérifier que } \sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Les calcul sont résumé dans le tableau suivant :

**Tableau II.29. Vérification de l'état limite de compression du béton.**

$M_{\text{ser}} \text{ (KN.m)}$	$Y \text{ (m)}$	$I \text{ (m}^4\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (Mpa)}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
-10.10	0.0357	$7.55 \times 10^{-5}$	4.77	Vérifiée

➤ **Poutre brisée :**

Dimensionnement :

$$\frac{l}{15} < h < \frac{l}{10} \quad 30.73 < h < 46.1$$

**Vérification des conditions de RPA**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Soit  $h = 35 \text{ cm}$ ,  $b = 30 \text{ cm}$

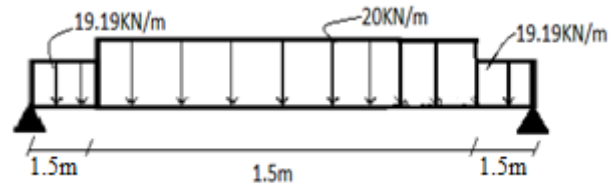


Figure II.23. Schéma statique de la poutre brisée

**Calcul a la flexion simple**

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 3.06 \text{ kN/ml}$$

$$g_1 = 2.61 \times (153 - 0.45) = 2.82 \text{ kN/ml}$$

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

$$V = 20 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35 \times (2.82 + 3.06) + 20 = 27.93 \text{ kN/ml}$$

Calcul des sollicitations :

$$M_0 = 64.56 \text{ kN.m}$$

$$M_{tr} = 0.85 M_0 = 54.88 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 32.28 \text{ kN.m}$$

$$V_{max} = 60.05 \text{ KN}$$

Tableau II.30. Résumé des résultats de ferrillage.

Localisation	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal} \text{ cm}^2/\text{m}$	$A_{min}$	$A_{adopt} \text{ cm}^2/\text{m}$	st
En travée	0.101	0.134	0.312	5.05	6.12	4HA10 = 3.14	25cm
En appuis	0.059	0.077	0.319	2.90	6.12	4HA8 = 2.01	25cm



**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{60.05 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.33} = 0.520 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 \frac{f_{c28}}{1.5} = 3.33 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

➤ Calcul d'armature à la torsion :

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier C'est le moment d'appui à l'ELU :

$$M_{torsion}^{max} = M_a = 32.28 \text{ KN.m}$$

• Calcul de la section d'armatures longitudinale :

Pour une section pleine, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle, qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.

- e : épaisseur de la paroi.  $\Rightarrow e = \phi/6 = h/6 = 5.83 \text{ cm}$

-  $\Omega$  : air du contour tracé à mi-hauteur.  $\Rightarrow \Omega = [b - e] \times [h - e] = 0.085 \text{ m}^2$

- U : périmètre de la section  $\Rightarrow U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1.17 \text{ m}$

-  $A_l$  : section d'acier.  $\Rightarrow A_l = \frac{M_t \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 5.97 \text{ cm}^2$

a) En travée :

$$\text{Soit : } A^t = A^{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 5.05 + \frac{5.97}{2} = 8.035 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec :  $A^t = 4HA16 = 8.04 \text{ cm}^2$

b) En appuis :

$$\text{Soit : } A^a = A_a^{flexion} + \frac{A_a^{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2.90 + \frac{5.97}{2} = 5.885 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec :  $A^a = 4HA14 = 6.16$

• Vérification de la contrainte cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec  $\tau_u = \sqrt{\tau_{Torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$  contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.

On à  $V_{max} = 60.05 \text{ KN}$

$$\tau_{flexion} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{60.05 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.33} = 0.52 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{Torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{30.1 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0583 \times 0.085} = 3.04 \text{ Mpa}$$

D'où :  $\tau_u = 3.08 \text{ Mpa} > \overline{\tau_u} = 3.33 \dots \dots \dots$  vérifiée.

- Calcul de l'espacement  $S_t$  : D'après le CBA 93(Art A.5.1.2.2)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 28\text{cm} .$$

On prend  $S_t=15\text{cm}$ .

- Calcul des armatures transversales :

$$A_t = A_t^{flex} + A_t^{Tor}$$

**Tableau II.31. Ferrailage transversale de la poutre brisé à la flexion et à la torsion.**

Flexion simple	Torsion
$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.525 \text{ cm}^2$	$A_t^{min} = 0.003 \times b \times S_t = 1.57$ $A_t = M_{Tor} \times S_t \times \gamma_s / 2\Omega \times f_e = 0.76 \text{ cm}^2$

D'où :  $A_t = 0.52 + 1.57 = 2.1 \text{ cm}^2$ , Soit un cadre et un étrier **5HA8=2.51 cm<sup>2</sup>**

➤ Vérification a l'ELS :

- Etat limite de compression de béton :

**Tableau II. 32. Vérification de l'état limite de compression de béton.**

	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
En travée	12.88	9.095	29740.11	4.33	15	Vérifiée
En appuis	-7.57	8.02	23476.72	2.60	15	Vérifiée

- Evaluation de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{Ml}{10 \times M_o}\right) \times l \rightarrow h = 35\text{cm} > 34.26\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \rightarrow 8.04 < 12.127 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ L = 4.3\text{m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

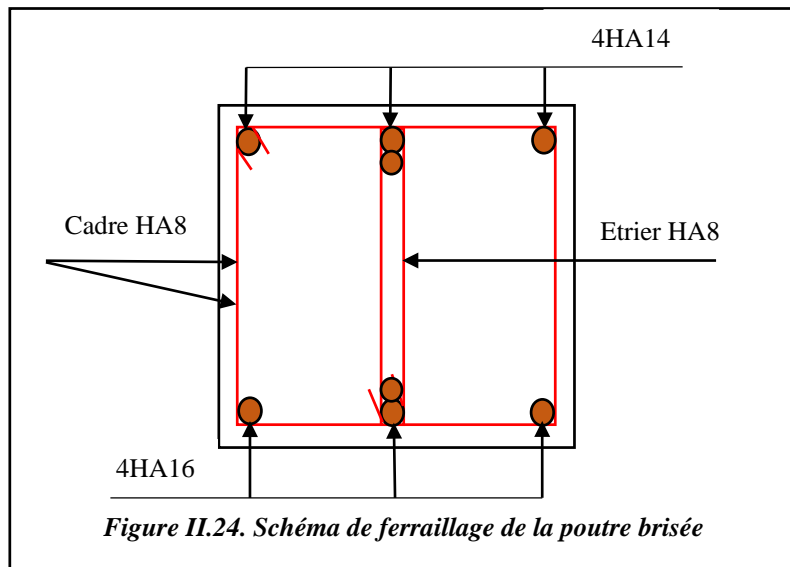
- Choix de ferrailage :

Pour  $A_{l'}$  on choisit **4HA16 = 8.04 cm<sup>2</sup>**.

Pour  $A_{l''}$  on choisit **4HA14 = 6.16 cm<sup>2</sup>**.

Pour  $A_t$  on choisit **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>**.

**Schéma de ferrailage :**



## II.5. Etude de la poutre de chaînage

Les poutres de chaînage sont des poutres continues en béton armé, elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau des planchers, ainsi qu'au couronnement des murs qui sont reliés au droit de chaque refend.

Le chaînage travaille comme une poutre horizontale ou verticale, il doit régner sur toute l'épaisseur du mur. Il a pour but :

- ✓ Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :
  - Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.
  - Le mouvement d'un immeuble sous l'effet d'un tassement du sol ou charges appliquées.
- ✓ Rigidité longitudinale pour tenir compte des risques de fissurations.

**Remarque :** Dans notre structure, on a plusieurs poutres de chaînages dans chaque étage, alors on ferraille la plus défavorable selon le critère suivant : distance et chargement (surcharge et cloisons)

### II.5.1. Pré dimensionnement de la poutre de chaînage

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont :

- Hauteur minimale  $h \geq 15$  cm. (RPA99)
- Largeur minimale  $b \geq 2/3$  de l'épaisseur du mur.

On opte pour :  $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$ .

### II.5.2. Calcul des sollicitations de la poutre de chaînage :

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

**Remarque :** On a une poutre continue, le calcul des sollicitations se fera avec la méthode forfaitaire vu que les conditions sont vérifiées pour le premier type.

**Calcul des sollicitations :**

**Type1**

$$G_P = 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.875 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{\text{acrotère}} = 2.862 \text{ KN/ml.}$$



Figure II.25. Schéma statique de la P.ch de la terrasse inaccessible

$$\begin{cases} q_u = 1.35(G_p + G_{\text{acrotère}}) + 1.5 Q = 7.89 \text{ KN/ml.} \\ q_s = G_p + G_{\text{acrotère}} + Q = 5.74 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

**Type2**

$$G_P = 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.875 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{\text{mur}} = 2.61 \text{ KN/ml.}$$



Figure II.26. Schéma statique de la P.ch d'étage courant

$$\begin{cases} q_u = 1.35(G_p + G_{\text{mur}}) + 1.5 Q = 8.30 \text{ KN/ml.} \\ q_s = G_p + G_{\text{mur}} + Q = 5.98 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

Tableau II. 33. Résumé de calcul des sollicitations des poutres de chaînage.

Poutre de chaînage	ELU				ELS		
	M <sub>appui int</sub> (KN.m)	M <sub>appui de rive</sub> (KN.m)	M <sub>Travée</sub> (KN.m)	V <sub>max</sub>	M <sub>appui int</sub> (KN.m)	M <sub>Travée</sub> (KN.m)	M <sub>appui de rive</sub> (KN.m)
Type1	-16.03	-3.55	17.71	24.75	-11.65	12.86	-2.58
Type2	/	8.3	14.11	16.6	/	10.17	5.985

### II.5.1. Ferrailage de la poutre de chaînage :

Les calculs sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau II. 34. Résumé de calcul de ferailage.

Poutres de chaînage		M <sup>u</sup> (KN. m)	μ <sub>bu</sub>	α	z (m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
Type1	Travée	17.71	0.064	0.082	0.271	1.88	0.845	3HA12=3.39
	Appuis int	-16.03	0.058	0.075	0.271	1.54	0.845	3HA12=3.39
	Appuis rive	-3.55	0.013	0.016	0.278	0.367	0.845	3HA8=1.51
Type2	Travée	14.11	0.051	0.065	0.272	1.49	0.84	3HA12=3.39
	Appuis	8.3	0.03	0.038	0.275	0.86	0.84	3HA8=1.51

### II.5.2. Vérification nécessaires :

À l'ELU

Effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.353 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}, \text{ FN}$$

Espacement :

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b} = 1.356 \text{ m.} \\ S_t \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 0.252 \text{ m.} \\ S_t \leq \frac{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)A_t}{b(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})}; k = 1, \text{ car } \begin{cases} \text{FN} \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

À l'ELS :

Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier :

Tableau II.35. Vérification des contraintes.

		M <sup>s</sup> (KN.m)	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)
Type 1	Travée	12.86	0.082	2.54×10 <sup>-4</sup>	4.14	15	150.37	201.63
	Appuis int	-11.65	0.082	2.54×10 <sup>-4</sup>	3.76	15	136.22	201.63
	Appuis rive	-3.55	0.058	1.31×10 <sup>-4</sup>	1.57	15	90.24	201.63
Type 2	Travée	10.17	0.076	1.83×10 <sup>-4</sup>	4.20	15	169.21	201.63
	Appui	-5.985	0.063	1.29×10 <sup>-4</sup>	2.92	15	150.11	201.63

#### Etat limite de déformation CBA 93 (Article B.6.5.1).

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

$$\begin{cases} h \geq \max \left[ \left( \frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) l \right] \\ l \leq 8\text{m.} \\ A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \end{cases}$$

#### Type1

$$h = 0.30 \text{ m} < 0.055(5.7) = 0.315 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ non Vérifiée}$$

$$l = 5.7\text{m} \leq 8\text{m.} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 < 7.35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

Donc Il est nécessaire de calculer la flèche.

#### Type2

$$h = 0.30 \text{ m} \geq 0.085(4.00) = 0.34 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ non Vérifiée}$$

$$l = 4\text{m} \leq 8\text{m.} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 < 7.35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

Donc Il est nécessaire de calculer la flèche.

Le tableau ci-dessous résume la vérification de la flèche :

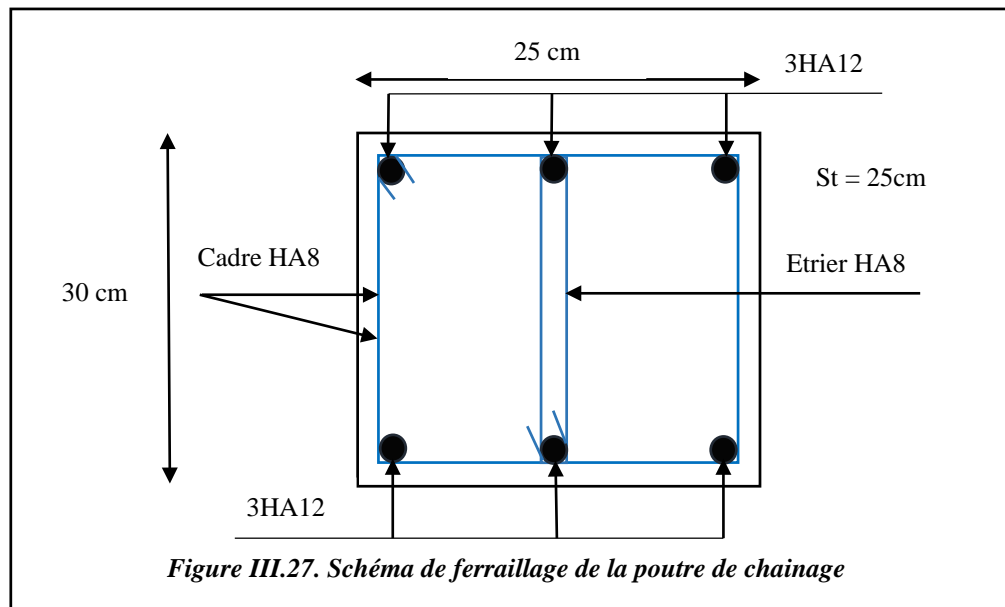
Tableau II. 36. Vérification des états limite de déformation.

	I (cm <sup>4</sup> )	y (cm)	f <sub>gv</sub> (mm)	f <sub>ji</sub> (mm)	f <sub>gi</sub> (mm)	f <sub>pi</sub> (mm)	Δf <sub>t</sub> (mm)	$\bar{f}$ (mm)
Type1	2442.4	8.83	7.68	0.70	3.75	5.29	8.52	10.7
Type1	2442.4	8.83	2.24	0.26	0.93	1.43	2.48	8

La flèche de la poutre type 1  $\Delta f_t = 0.248cm < f_{adm} = 0.8cm$  vérifié.

La flèche de la poutre type 2  $\Delta f_t = 0.852cm < f_{adm} = 1.07cm$  vérifié.

### II.5.1. Schéma de ferrailage :



### II.6. Etude de l'acrotère :

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère assimilé à une console verticale encadrée au niveau du plancher terrasse.

#### 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

**Évaluation des charges :**

Avec :  $W_p = G_1 + G_2 + G_3$  et  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

$W_p$  : poids total

$G_1$  : poids propre

$G_2$  : Poids d'enduit de ciment intérieur :(e =1.5 cm)

$G_3$  : Poids d'enduit de ciment extérieur :(e =2 cm)

$F_p$  : La force sismique horizontale.

$A$  : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2B, zone IIa,  $A = 0.15$ ).

$C_p$  : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0.8$ ).

**Tableau II.37. Evaluation de charges de l'acrotère**

	Q (KN/ml)	G <sub>1</sub> (KN/ml)	G <sub>2</sub> (KN/ml)	G <sub>3</sub> (KN/ml)	W <sub>p</sub> (KN/ml)	F <sub>p</sub> (KN)
<b>Terrasse inaccessible</b>	1	2.46	0.18	0.24	2.88	1.38

**II.6.1. Calcul des sollicitations :****Calcul du centre de gravité :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \rightarrow \text{Terrasse inaccessible : } \begin{cases} X_G = 0.085m \\ Y_G = 0.32m \end{cases}$$

**L'acrotère est soumis à :**

$$\begin{cases} N_G = W_p \\ M_Q = Q \times h \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_G = 2.88 \text{ KN} \\ M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{Fp} = 0.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Les combinaisons d'actions :**

**Tableau II.38. Combinaisons d'action de l'acrotère.**

	ELU accidentel	ELU	ELS
<b>Sollicitations</b>	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
<b>N (KN)</b>	2.88	3.89	2.88
<b>M (KN.m)</b>	1.04	0.9	0.6



**Remarque :** Le calcul se fera pour les trois situations, puis on ferraille avec le maximum. Dans notre cas, après avoir calculer les excentricités pour chaque combinaison, on a trouvé que la plus défavorable est l'ELU.

$e_0 > \frac{h}{6} = 10\text{cm}$  → Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau centrale, aussi N est un effort de compression dont la section est partiellement comprimée.

Alors, le calcul se fera par assimilation à la flexion simple d'une section soumise à un moment  $M_{ua} = N_u \times e$ .

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ( $e = \frac{M_u}{N_u}$ ) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2 \text{ Avec :}$$

$e_0$  : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définies ci-après.

$e_a$  : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2\text{cm} . L/250)$$

L : portée de l'élément

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

$\phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0 \text{ (RPA Article A.4.3.5)}$$

$l_f$  : Longueur de flambement  $l_f = 2l_0$

$$M_u = N_u \times e$$

**Résultats :**  $\left\{ \begin{array}{l} ELU \\ M = 1\text{KN.m} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} e = 0.256\text{m} \\ \end{array} \right.$  D'où : **Nu= 3.89 KN et Mu=1 KN.m**

**II.6.2. Ferrailage de l'acrotère :**

**Calcul à l'ELU accidentel :**

$N_u = 3.89 \text{ KN}$  et  $M_u = 1 \text{ KN.m}$

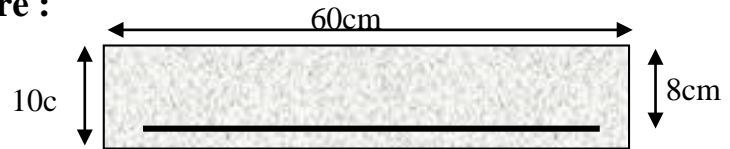


Figure. II.28. Section à ferrailer.

$M_{ua}$ : moment de flexion évalué au niveau de l'armature

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 1.214 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.214 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.00506 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.00634 \Rightarrow z = 0.13 \text{ m et } f_{st} = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.27 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :  $A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.26 \text{ cm}^2$

• **Vérification à l'ELU :**

✓ **La condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A_s \Rightarrow$  On adopte :  $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**Armature de répartitions :**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Choix d'armatures :**  $\begin{cases} A \rightarrow 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_r \rightarrow 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$

✓ **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = F_p + Q = 2.38 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.018 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u < \text{Min} (0.1 f_{c28}^{1/3} ; 3 \text{ MPa})$$

$\tau_u = 0.018 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

✓ **Espacement :**

1. Armatures principales :  $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm.}$  On adopte  $S_t = 30 \text{ cm.}$

2. Armatures de répartitions :  $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm.}$  On adopte  $S_t = 20 \text{ cm.}$

• **Vérification à l'ELS :**

$d = 0.13 \text{ m}$  ;  $N_{ser} = 2.88 \text{ KN}$  ;  $M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$  ;  $\eta = 1.6$  pour les HR

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 0.208 > \frac{h}{2} \rightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

Position de l'axe neutre :

$$y = y_c + c \text{ avec } c = \frac{h}{2} - e_0 = -0.133$$

$$y_c ? \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

$$p = -3 \times c^2 + \frac{(d-c) \times 90 \times A_s}{b} = -3 \times (0.133)^2 + \frac{(0.13+0.133) \times 90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = -0.048 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times c^3 - \frac{(d-c)^2 \times 90 \times A_s}{b} = -2 \times (-0.133)^3 - \frac{(0.13+0.133)^2 \times 90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = 0.00595 \text{ m}^2$$

$$y_c^3 - 0.048 \times y_c + 0.00595 = 0$$

Par tâtonnement ;  $y_c = 0.268 \text{ m}$  donc  $y = 0.135 \text{ m}$

✓ **Vérification des contraintes :**

$$\text{On doit vérifier : } \begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = N_{ser} \times \frac{y}{\mu_t} \\ \sigma_{st} = 15 \times N_{ser} \times \frac{(d-y)}{\mu_t} \end{cases} \text{ et } \begin{cases} \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \\ \overline{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n} \times f_{tj}) = 201.63 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.00885 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0.043 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_{st} = -0.0032 \text{ Mpa} < 201.63 \text{ Mpa} \end{cases} \dots\dots\dots \text{conditions vérifiées.}$$

✓ **Schéma de ferrailage de l'acrotère.**

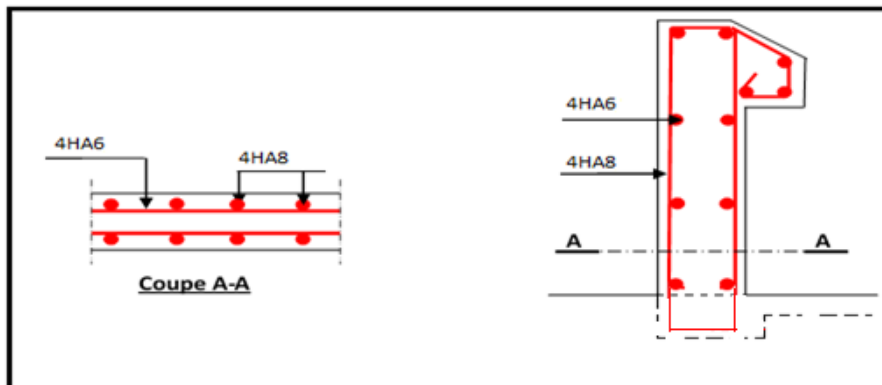


Figure. II.29. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

## II.7. L'Ascenseur

### II.7.1. Caractéristiques de l'Ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

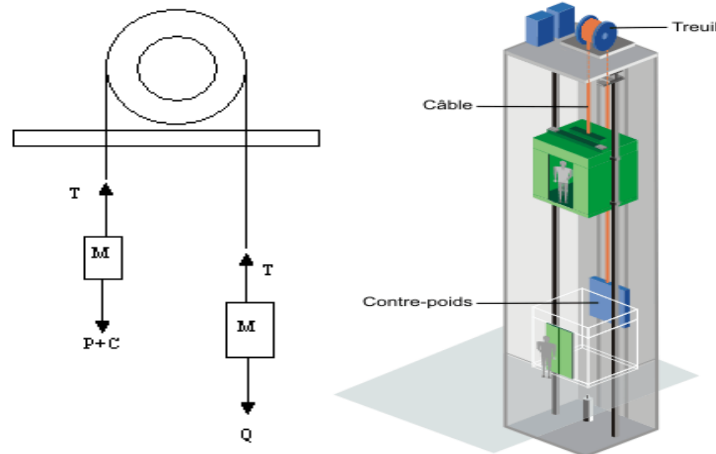


Figure II.30. Schéma statique et concept d'Ascenseur.

$$n = \frac{\text{charge nominale}}{75} = \frac{630}{75} = 8.4 \text{ soit } 8 \text{ personnes}$$

L : Longueur de l'ascenseur=190cm.

l : Largeur de l'ascenseur=160cm.

Fc : Charge due à la cuvette =102KN.

Pm : Charge due à l'ascenseur =15KN.

Dm : Charge due à la salle des machines = 82KN.

Pp : La charge nominale = 6.3 KN

La vitesse V =1m/ s.

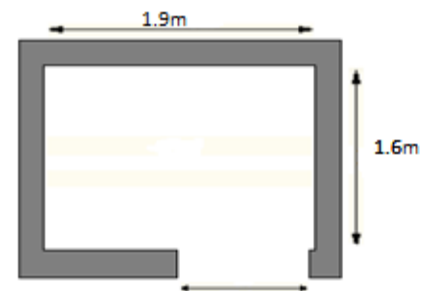


Figure II.31. Schéma de la cage d'Ascenseur

### II.7.3. Étude de la dalle d'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  $l_x = 1.60\text{m}$  et  $l_y = 1.90\text{ m}$  donc une surface  $S = 4.18\text{m}^2$ .

$$e \geq \frac{1}{20} = \frac{160}{20} = 8\text{cm} \text{ Soit } e = 15\text{cm}$$

#### II.7.3.1. La dalle inférieure « cas d'une charge répartie »:

##### 1) Evaluation des charges et surcharges :

✓ Poids de la dalle en béton armé :

$$G1 = 25 \times 0.15 = 3.75\text{KN/m}^2$$

✓ Poids de revêtement en béton : (e = 4 cm)

$$G_2 = 25 \times 0.04 = 1 \text{ KN/m}^2$$

✓ La charge due a la cuvette :

$$G_3 = \frac{Fc}{S} = \frac{102}{4.18} = 24.40$$

✓ La charge total G :

$$G = G_1 + G_2 + G_3 = 3.75 + 1 + 24.4 = 29.15 \text{ KN/m}^2$$

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

## 2) Calcul des sollicitations :

**ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 29.15 + 1.5 \times 1 = 40.85 \text{ KN/m}^2$$

### Calcul des moments : (Annexe 1)

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.84 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\Rightarrow v=0 \begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6678 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 5.41 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 3.61 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 4.06 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 2.70 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_a^x = -2.70 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -2.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### Calcul de ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d_x = 13 \text{ cm}$  et  $d_y = 12 \text{ cm}$ . Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II. 39. Ferrailage de la dalle inferieure.**

Sens		$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z	$A_{cal}$	$A_{min}$	$A_{adop}$
Travée	xx	0.0169	0.0213	0.129	0.9	1.57	<b>4HA10=3.14</b>
	yy	0.0132	0.0166	0.119	0.65	1.45	<b>4HA10=3.14</b>
Appui		0.011	0.0141	0.129	0.60	1.57	<b>3HA10=2.36</b>

### Espacement des barres :

Sens xx' :  $St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \Rightarrow St = 100/4 = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Vérifiée.

Sens yy' :  $St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \Rightarrow St = 100/4 = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Vérifiée

### Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 21.74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.167 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25MPa$$

$$\tau_u = 0.167 MPa < 1,25MPa \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

**A L'ELS**

$$q_s = 30.15 KN.m$$

$$\rho = 0.84 \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0586 \\ \mu_y = 0.7655 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 4.52 KN.m \\ M_0^y = 3.46 KN.m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 3.39 KN.m \\ M_t^y = 2.59 KN.m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_a^x = -2.26 KN.m \\ M_a^y = -2.26 KN.m \end{cases}$$

✓ **La vérification de la contrainte dans le béton :**

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II. 40. Vérification de la contrainte de béton.**

Sens		Y	I	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	xx	0.031	0.00056	1.76	15	Vérifié
	yy	0.029	0.00046	1.63	15	Vérifié
Appui		0.027	0.00042	1.45	15	Vérifié

✓ **Etat limite de déformation :**

SENS XX'

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{1.6} = 0.094 > \max \left( \frac{3}{80}, \frac{M_t}{20M_0} \right) = \max \left( \frac{3}{80}, \frac{2.59}{20 \times 3.46} \right) = 0.0374 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0.0024 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$3. l = 1.6m < 8m \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

SENS YY'

$$1. \frac{0.15}{1.90} = 0.079 > \max \left( \frac{3}{80}, \frac{4.21}{20 \times 4.95} \right) = 0.042 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0.0026 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$3. l = 1.90 m < 8m \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

### II.7.3.2. La dalle supérieure « 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.

Avec :

- ✓  $a_0, b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.
- ✓  $u, v$  : les dimensions de la surface du rectangle d'impact de la charge  $p$ .
- ✓  $a_0$  et  $u$  : dimensions suivant x-x.
- ✓  $b_0$  et  $v$  : dimensions suivant y-y.

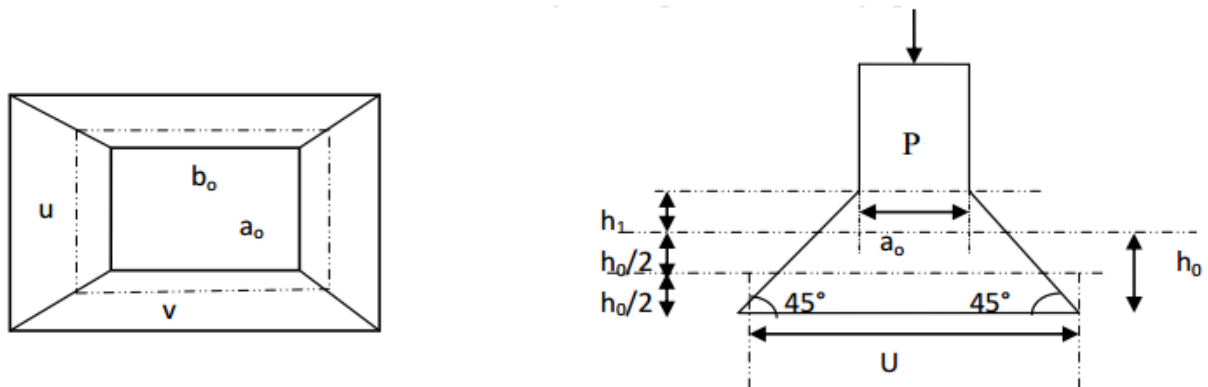


Figure II.32. Schéma représentant la surface d'impact

$$\text{On a : } \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \quad \text{pour } V = 1\text{m/s} \Rightarrow a_0 = b_0 = 80\text{cm}$$

- ✓  $h_1$  : Épaisseur de revêtement sur la dalle  $h_1 = 4\text{cm}$
- ✓  $h_0$  : Épaisseur de la dalle  $e = 15\text{cm}$
- ✓  $\xi$  : Coefficient qui dépend du type de revêtement.

On a un revêtement en béton donc :  $\xi = 1$

$$\Rightarrow u = v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 4 = 103\text{cm}$$

#### 1) Evaluation des charges :

$$G = D_m + P_m + P_p = 82 + 15 + 6.3 = 103.3 \text{ KN}$$

#### 2) Calcul des sollicitations :

**ELU :**

$$q_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 103.3 = 139.45 \text{ KN}$$

**Calcul des moments :**

✓ **Moment  $M_{x1}$  et  $M_{x2}$  du système de levage :**

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times (M_1 + 0.2M_2) \times u \times v \\ M_{y1} = q_u \times (M_2 + 0.2M_1) \times u \times v \end{cases} \text{ en se référant de l'Annexe (2) pour Extraire } M_1 \text{ et } M_2$$

$$M_1 = 0.083 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{x1} = 14.26 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.067 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{y1} = 12.37 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment due au poids propre de la dalle :**

$$q_u = 1.35 \times 4.75 + 1.5 \times 1 = 7.91 \text{ KN}$$

$$\rho = 0.84 \Rightarrow v=0 \begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6678 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = M_{x2} = 1.05 \text{ KN.m} \\ M_0^y = M_{y2} = 0.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 15.31 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 13.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 11.48 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 9.80 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_a^x = M_a^y = -7.65 \text{ KN.m}$$

**3) Ferrailage :**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d_x=13\text{cm}$  et  $d_y=12\text{cm}$ . Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II. 41. Ferrailage de la dalle superieure.**

Sens		$\mu_{bu}$	A	Z	$A_{cal}$	$A_{min}$	$A_{adop}$
Travée	xx	0.0478	0.061	0.127	2.40	1.57	4HA10=3.14
	yy	0.0479	0.061	0.117	2.60	1.45	4HA10=3.14
Appui		0.032	0.040	0.128	1.72	1.57	3HA10=2.36

**Espacement des barres :**

Sens xx' :  $St \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow St = 100/4 = 25\text{cm}$  ..... Vérifiée.

Sens yy' :  $St \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow St = 100/4 = 25\text{cm}$  ..... Vérifiée

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u^x = \frac{q_u}{a_0 \times 3} = 58.10 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.447 \text{ MPa} \leq 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).



**A L'ELS**

$q_s = 103.3 \text{ KN.m}$

**Calcul des moments :**

✓ **Moment  $M_{x1}$  et  $M_{x2}$  du système de levage :**

$\begin{cases} M_{x1} = q_s \times (M_1 + 0.2M_2) \\ M_{y1} = q_s \times (M_2 + 0.2M_1) \end{cases}$  en se référant de l'Annexe (2) pour Extraire  $M_1$  et  $M_2$

$M_1 = 0.083 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{x1} = 9.96 \text{ KN.m}$

$M_2 = 0.067 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{y1} = 8.63 \text{ KN.m}$

✓ **Moment due au poids propre de la dalle :**

$q_s = 4.75 + 1 = 5.75 \text{ KN}$

$\rho = 0.84 \Rightarrow v=0 \begin{cases} \mu_x = 0.0586 \\ \mu_y = 0.7655 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = M_{x2} = 0.82 \text{ KN.m} \\ M_0^y = M_{y2} = 0.63 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **Superposition des moments :**

$\begin{cases} M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 10.78 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 9.26 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 8.08 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 6.94 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_a^x = M_a^y = -5.39 \text{ KN.m}$

✓ **La vérification de la contrainte dans le béton :**

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II. 42. Vérification de la contrainte dans le béton.**

Sens		Y	I	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	xx	0.0255	0.00056	3.68	15	Vérifiée
	yy	0.0303	0.00047	4.47	15	Vérifiée
Appui		0.0289	0.00044	3.54	15	Vérifiée

✓ **Etat limite de déformation :**

SENS XX'

1.  $\frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{1.6} = 0.094 > \max \left( \frac{3}{80}, \frac{M_t}{20M_0} \right) = \max \left( \frac{3}{80}, \frac{8.08}{20 \times 10.78} \right) = 0.037 \dots \text{condition vérifiée.}$

2.  $\frac{A_s}{b \times d} = 0.0024 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \text{condition vérifiée.}$

3.  $l = 1.6 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \text{condition vérifiée.}$

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

SENS YY'

$$1. \frac{0.15}{1.9} = 0.079 > \max\left(\frac{3}{80}, \frac{6.94}{20 \times 9.26}\right) = 0.037 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0.0026 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$3. l = 1.9 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

#### II.7.4. Schémas de Ferrailage

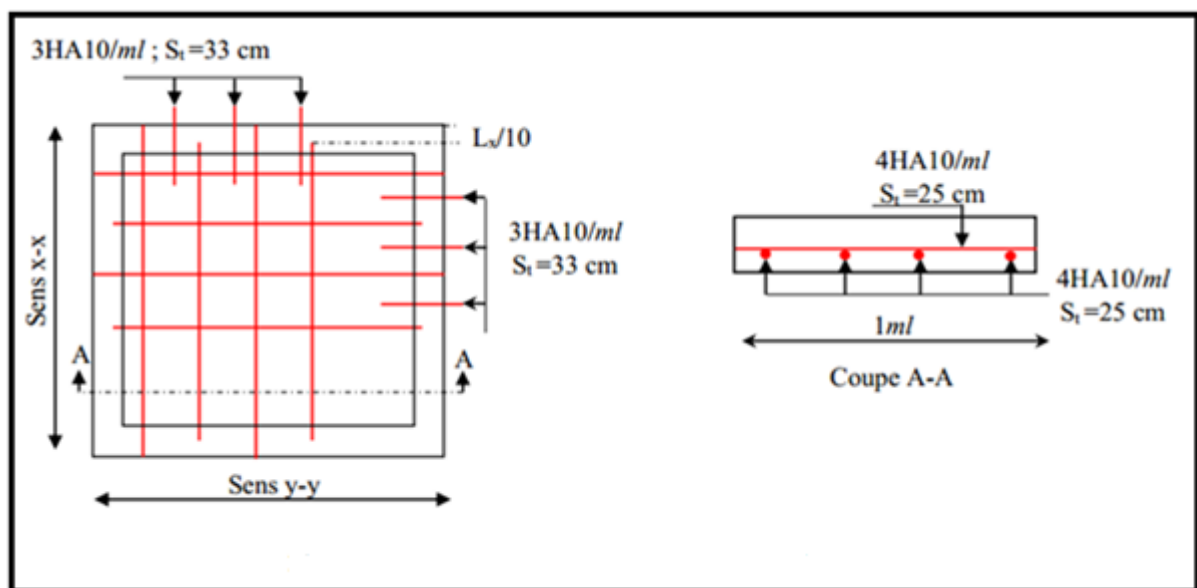


Figure II. 33. Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur

### III.1. Etude sismique

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, au séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement sous l'effet du séisme. Dans notre projet, la détermination de ces efforts sera conduite par le logiciel ETABS 2016.

#### III.1.1 Choix des méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

##### a. La méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

##### b. Méthode dynamique :

- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, notre structure est de zone Iia et groupe d'usage 2, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**). La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

#### III.1.2 Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure. Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :  $V_{dyn} > 0.8 V_{st}$  .

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de  $(0,8V_{st} / V_{dyn})$ .

Avec ;  $V_{dyn}$  : l'effort tranchant dynamique (calculer par la méthode modal spectral).

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} : \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.}$$

tels que :

→ **A** : Coefficient d'accélération de la zone.

**A = 0.15** (Groupe d'usage2 ; Zone sismique IIa) **RPA99 (Tableau 4.1)**

→ **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de Contreventement.

Dans notre projet, on adopte un système mixte portiques-voiles, donc :

**R = 5** **RPA99 (Tableau 4.3)**

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

$$Q = 1 + \sum_1^8 P_q \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir lorsque le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

**Tableau III. 1. Valeurs des pénalités  $P_q$ .**

" Critère q "	XX		YY	
	Obs	$P_q$	Obs	$P_q$
<b>1- Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	Non	0.05	Non	0.05
<b>2- Redondance en plan</b>	Non	0.05	Oui	0
<b>3- Régularité en plan</b>	Non	0.05	Non	0.05
<b>4- Régularité en élévation</b>	Non	0.05	Non	0.05
<b>5- Contrôle de qualité des matériaux</b>	Oui	0	Oui	0
<b>6- Contrôles de qualité d'exécution</b>	Oui	0	Oui	0

Donc :  $Q_x = 1.2$  ;  $Q_y = 1,15$

**W** : poids total de la structure :

$$W = n \sum W_i \quad \text{Avec : } W_i = W G_i + \beta W Q_i.$$

$W G_i$  : poids dû aux charges permanentes totales.

$W Q_i$  : charge d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation,  $\beta=0.2$  d'après le **Tableau (4-5 du RPA99)**.

⇒ **W = 24649.2715KN.** (Donnée par le logiciel ETABS)

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Pour le calcul du facteur D, qui est en fonction de la catégorie du site, de l'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T), il est donné par la formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. RPA 99(Tableau 4.7)

On a un sol ferme (site S2)  $\Rightarrow T_1 = 0.15 \text{ s}$ ,  $T_2 = 0.4 \text{ s}$ .

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement il est donné par :  $\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0,7$

Où  $\varepsilon(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. RPA 99(Tableau 4.2)

On prend :  $\varepsilon = 10\%$

Donc :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} = 0,76 > 0,7$

- Calcul de la période fondamentale :

$C_T = 0,05$  (coefficient qui dépend du type de contreventement du bâtiment et du remplissage) RPA99 (Tab.4-6)

**L** : Dimension du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

$L_x = 28.75 \text{ m}$ ,  $L_y = 15.4 \text{ m}$ ,  $H = 27.9 \text{ m}$

$$\begin{cases} T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} = \mathbf{0.607} \\ T_2 = \frac{0.09 H}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

Sens x-x :  $T_{x\text{empirique}} = \min(T_{1x}, T_{2x}) \Rightarrow T_x \text{ empirique} = \min(0.607 \text{ s}, 0.61 \text{ s}) = \mathbf{0.607 \text{ s}}$

Sens y-y :  $T_{y\text{empirique}} = \min(T_{1y}, T_{2y}) \Rightarrow T_y \text{ empirique} = \min(0.607 \text{ s}, 0.64 \text{ s}) = \mathbf{0.607 \text{ s}}$

$$\Rightarrow T_2 = 0.4 < T_{x,y} < 3 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = \mathbf{1.43} \\ D_y = \mathbf{1.43} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.43 \times 1.20}{5} \times 24649.2715 = \mathbf{1268.94 \text{ KN}} \\ V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.43 \times 1.15}{5} \times 24649.2715 = \mathbf{1216.07 \text{ KN}} \end{cases}$$

**III.1.1.1. Spectre de réponse de calcul :**

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

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

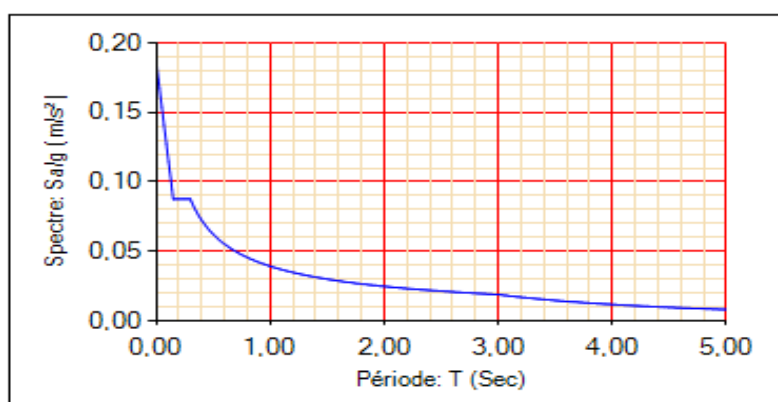


Figure III. 1. Spectre de réponse utilisé dans la modélisation.

**III.1.2. Résultats Obtenus**

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel ETABS2016, nous avons obtenu les résultats suivants :

**a. Disposition des voiles de contreventement :**

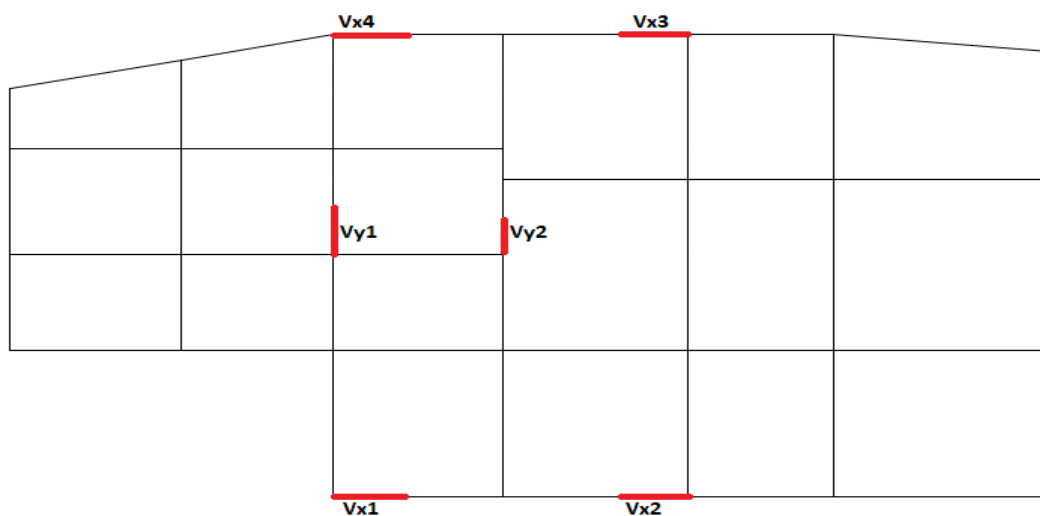


Figure III. 2. Disposition des voiles de contreventement.

### b. Période de vibration et participation massique :

D'après l'article 4.3.4 du RPA, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être telle que la somme de masses modales effectives pour les modes retenus, soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Le coefficient de participation massique correspond au  $i^{\text{ème}}$  mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

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

Mode	Période (s)	Masse modale			Cumulé de la masse modale		
		UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0,82	0,0018	0,7011	0	0,0018	0,7011	0
2	0,683	0,6952	0,0018	0	0,6971	0,703	0
3	0,671	4,641E-06	0	0	0,6971	0,703	0
4	0,272	0,0003	0,1485	0	0,6974	0,8514	0
5	0,229	0,0813	0,0006	0	0,7787	0,852	0
6	0,216	0,0577	8,524E-06	0	0,8363	0,852	0
7	0,196	0,0001	0,0001	0	0,8364	0,8522	0
8	0,147	0,0004	0,0647	0	0,8369	0,9168	0
9	0,121	0,0344	0,0004	0	0,8713	0,9173	0
10	0,108	0,0331	0,0007	0	0,9044	0,918	0
11	0,096	0,0011	0,0398	0	0,9055	0,9578	0
12	0,075	0,017	0,0002	0	0,9224	0,958	0

#### Commentaire :

D'après le tableau ci-dessus les deux premiers modes sont des modes de translations

- Mode 1 : translation selon l'axe (y-y), le taux de participation massique est de 70.11 %
- Mode 2 : translation selon l'axe (x-x), le taux de participation massique est plus de 69.71%

Et on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe Y atteint les 90% au bout du 8<sup>ème</sup> mode, et selon l'axe X au bout du 10<sup>ème</sup> mode.

La période dynamique selon l'axe Y est de 0,82s et de 0,683s selon l'axe X.

### III.1.2. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du RPA99, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  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  $V_{st}$ .

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III. 3. Vérification de la résultante des forces sismiques.**

Sens	$V_{dyn}$ (KN)	$0.8*V_{st}$ (KN)	Observation
Sens X-X	1042,066	1015.15	vérifiée
Sens Y-Y	932,7162	972.85	Non vérifiée

**Commentaire** : d'après le tableau ci-dessus la condition n'est pas vérifiée, donc d'après le RPA99 version 2003, On doit majorer tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments ... ) par le rapport  $r = \frac{0.8 \times V_{st}}{V_{dy}}$

$$\left\{ \text{selon le sens } yy \rightarrow r = 1.04 \right.$$

### III.1.3. Justification de l'interaction voile-portique :

Les tableaux (III.4.) et (III.5.) (III.6.) illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales. L'article (3.4.A.4.a) du RPA99/version2003 stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales et pour les charges horizontales Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

#### a- Sous charges verticales :

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

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



**Tableau III. 4. Interactions sous charges verticales.**

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
RDC	22633,78	4861,648	27495,42	82,32	17,68	Vérifiée

**Commentaire** : On remarque que l'interaction sous charge verticale est vérifiée dans le RDC.

**b- Sous charges horizontales :**

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés dans les tableaux suivant :

**Tableau III. 5. Interactions sous charges horizontales dans le sens (x-x).**

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
RDC	368,8713	512,6465	881,518	41,85	58,15	Vérifiée
Etage 1	480,4795	405,5093	885,989	54,23	45,77	Vérifiée
Etage 2	475,0946	363,8966	838,991	56,63	43,37	Vérifiée
Etage 3	494,7262	289,9832	784,709	63,05	36,95	Vérifiée
Etage 4	412,0668	278,215	690,282	59,70	40,30	Vérifiée
Etage 5	376,5585	211,4059	587,964	64,04	35,96	Vérifiée
Etage 6	281,3796	169,7842	451,164	62,37	37,63	Vérifiée
Etage 7	198,6304	110,8342	309,465	64,19	35,81	Vérifiée
Etage 8	112,5165	58,717	171,234	65,71	34,29	Vérifiée

**Tableau III. 6. Interactions sous charges horizontales dans le sens (y-y).**

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
RDC	555,4651	334,5213	889,986	62,41	37,59	Vérifiée
Etage 1	505,2005	306,2021	811,403	62,26	37,74	Vérifiée
Etage 2	534,3921	223,9043	758,296	70,47	29,53	Vérifiée
Etage 3	473,153	217,7842	690,937	68,48	31,52	Vérifiée
Etage 4	455,211	158,2726	613,484	74,20	25,80	Vérifiée
Etage 5	351,0012	174,3209	525,322	66,82	33,18	Vérifiée
Etage 6	312,3529	114,3049	426,658	73,21	26,79	Vérifiée

Etage 7	171,8059	116,6851	288,491	59,55	40,45	Vérifiée
Etage 8	130,947	69,0052	199,952	65,49	34,51	Vérifiée

**Commentaire** : d'après les deux tableaux ci-dessus la justification du type de contreventement choisi (contreventement mixte) sous charge horizontale est vérifiée

### III.1.6. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec  $B_c$  : l'aire brute du poteau.

$N_d$  : Effort normal de calcul.

**Tableau III. 7. Vérification de l'effort normal réduit.**

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	v	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )			
RDC	50	50	2500	1659,4947	0,266	Vérifiée
Etage 1	50	45	2250	1440,9724	0,256	Vérifiée
Etage 2	45	45	2025	1229,6751	0,243	Vérifiée
Etage 3	40	45	1800	1027,6962	0,228	Vérifiée
Etage 4	40	40	1600	836,5725	0,209	Vérifiée
Etage 5	35	40	1400	657,6586	0,188	Vérifiée
Etage 6	35	35	1225	483,0934	0,158	Vérifiée
Etage 7	30	35	1050	325,6484	0,124	Vérifiée
Etage 8	30	30	900	173,6237	0,077	Vérifiée

### III.1.4. Vérification des déplacements :

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec :  $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

$\delta_K$  : déplacement horizontal à chaque niveau "k" donné par le RPA99/2003 (Art4.43).

Tableau III. 8. Vérification des déplacements relatifs dans le sens (x-x)

Niveaux	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	Observation
RDC	0,0602	0,301	0	0,30	342	0,088	Vérifiée
Etage 1	0,1745	0,8725	0,301	0,57	306	0,187	vérifiée
Etage 2	0,3152	1,575	0,8725	0,70	306	0,230	vérifiée
Etage 3	0,4637	2,3185	1,575	0,74	306	0,243	vérifiée
Etage 4	0,611	3,055	2,3185	0,74	306	0,241	vérifiée
Etage 5	0,7492	3,746	3,055	0,69	306	0,226	vérifiée
Etage 6	0,8775	4,3875	3,746	0,64	306	0,210	vérifiée
Etage 7	1,0071	5,0355	4,3875	0,65	306	0,212	vérifiée
Etage 8	1,1299	5,6495	5,0355	0,61	306	0,201	vérifiée

Tableau III. 9. Vérification des déplacements relatifs dans le sens(y-y)

Niveaux	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	Observation
RDC	0,0909	0,455	0	0,45	342	0,133	Vérifiée
Etage 1	0,2411	1,206	0,455	0,75	306	0,245	Vérifiée
Etage 2	0,4264	2,132	1,206	0,93	306	0,303	Vérifiée
Etage 3	0,626	3,130	2,132	1,00	306	0,326	Vérifiée
Etage 4	0,8242	4,121	3,130	0,99	306	0,324	Vérifiée
Etage 5	1,0163	5,082	4,121 !	0,96	306	0,314	Vérifiée
Etage 6	1,192	5,960	5,082	0,88	306	0,287	Vérifiée
Etage 7	1,272	6,360	5,960	0,40	306	0,131	Vérifiée
Etage 8	1,3901	6,951	6,360	0,59	306	0,193	Vérifiée

**Commentaire :**

On constate d'après les tableaux que les déplacements relatifs selon (x-x, y-y) sont vérifiés

**III.1.5. Vérification de l'effet P-Delta :**

Les effets du 2<sup>ième</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. D'après le RPA99/2003 (article 5.9), ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :  $\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_{i=k} n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau "k".

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

$h_k$  : hauteur de l'étage "k".

Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : les effets P- $\Delta$  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<sup>er</sup> ordre par le facteur :  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si  $\theta_k > 0.20$  : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Dans notre cas la condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P-  $\Delta$  peuvent être négligés. Les résultats sont résumés dans les tableaux ci- après :

**Tableau III. 10. Vérification des effets P- $\Delta$  (x-x)**

Niveaux	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	Observation
RDC	342	24649,272	0,94	1755,99	0,044	Vérifiée
Etage 1	306	20633,301	1,13	1691,68	0,071	Vérifiée
Etage 2	306	17782,098	1,31	1601,49	0,077	Vérifiée
Etage 3	306	14970,551	1,39	1491,08	0,076	Vérifiée
Etage 4	306	12198,294	1,37	1360,90	0,070	Vérifiée
Etage 5	306	9460,9129	1,33	1219,11	0,063	Vérifiée
Etage 6	306	6758,0989	1,24	1062,68	0,053	Vérifiée
Etage 7	306	4022,8567	1,13	880,52	0,044	Vérifiée
Etage 8	306	1849,0722	0,99	662,54	0,034	Vérifiée

**Tableau III. 11. Vérification des effets P- $\Delta$  dans le sens(y-y)**

Niveaux	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	Observation
---------	---------------	---------------	--------------------	---------------	------------	-------------

RDC	442	24649,272	1,00	1500,67	0,055	Vérifiée
Etage 1	306	20633,301	1,25	1442,90	0,092	Vérifiée
Etage 2	306	17782,098	1,45	1390,82	0,098	Vérifiée
Etage 3	306	14970,551	1,55	1293,61	0,098	Vérifiée
Etage 4	306	12198,294	1,55	1152,20	0,093	Vérifiée
Etage 5	306	9460,9129	1,55	1036,24	0,086	Vérifiée
Etage 6	306	6758,0989	1,45	912,93	0,073	Vérifiée
Etage 7	306	4022,8567	1,35	768,16	0,060	Vérifiée
Etage 8	306	1849,0722	1,25	591,75	0,047	Vérifiée

### Commentaire :

Dans notre cas la condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- $\Delta$  peuvent être négligés.

### III .1.9. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**, autrement dit l'intérêt de la disposition est de rapprocher le centre de gravité au centre de masse. Ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont illustrées dans le tableau suivant :

**Tableau III. 12. Dimensions final des éléments structuraux.**

Niveau	RDC	01	02	03	04	05	06	07	08
<b>Poteaux(b×h)</b>	50×50	50×45	45×45	45×35	40×40	40×35	35×35	35×30	30×30
<b>Voiles(e)</b>	20	20							
<b>P.P(b×h)cm</b>	30×45								
<b>P.S(b×h)</b>	30×45								

**IV.1 Calcul Des éléments structuraux**

**IV.2.1. Les poutres :**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L’effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Et vu que l’influence de l’effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l’effort tranchant, l’effort normal est négligé, Donc le ferrailage se fera en flexion simple.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS, combinés par les combinaisons les plus défavorables donnés par le RPA99 suivantes :

- (1)  $1,35G+1,5Q$  , (2)  $G+Q$  , (3)  $G+Q+Ex$  , (4)  $G+Q+Ey$  , (5)  $0,8G+Ex$  , (6)  $0,8G+Ey$

Il y a deux types de poutres à étudier :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales } (30 \times 45) \text{ cm}^2. \\ \text{Poutres secondaires } (30 \times 45) \text{ cm}^2. \end{array} \right.$

**IV.1.1.1. Calcul du ferrailage**

Les résultats de calcul du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 1. Ferraiillages des poutres.**

Niveau	Type	Section	Localisation	M(KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres	Comb	V (KN)
Terrasse	PP	30x45	Travée	95.4	5.94	7.87	3HA14+3HA12=8.01	ELA	78.70
			Appuis	-90.32	6.54	7.87	3HA14+3HA12=8.01	ELU	
	PS	30x45	Travée	58.65	4.18	6.75	6HA12=6.79	ELU	52.54
			Appuis	-83.08	5.17	6.75	6HA12=6.79	ELA	
Etage	PP	30x45	Travée	87.19	5.4	7.87	3HA14+3HA12=8.01	ELA	106.69
			Appuis	-111.54	7.0	7.87	3HA14+3HA12=8.01	ELA	
	PS	30x45	Travée	74.29	4.6	6.75	6HA12=6.79	ELA	51.17
			Appuis	-109.55	6.93	6.75	3HA14+3HA12=8.01	ELA	

**Armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :  $\emptyset \leq \min(\emptyset_{l \text{ min}}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10})$

- **Poutre principale :**  $\emptyset \leq \min(1.2 ; 1.28 ; 3.5)cm$  soit  $\emptyset_t = 8mm$  .

Donc on adopte pour un cadre et un étrier d’où  $4HA8= 2.01 \text{ cm}^2$

- **Poutre secondaire** :  $\phi \leq \min(1.2; 1.28; 3)cm$  soit  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  .

Donc on adopte pour un cadre et un étrier d'où  $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

### Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le RPA99/2003 :

$$\underline{\text{Zone nodale}} : S_t \leq \min(h/4; 12\phi_{l \text{ min}}) \quad (\text{Art 7.5.2.2})$$

$$\text{PP} : S_t \leq \min(11.25 \text{ cm} ; 12 \text{ cm}) \quad \text{soit } \mathbf{St = 10 \text{ cm}}$$

$$\text{PS} : S_t \leq \min(11.25 \text{ cm} ; 12 \text{ cm}) \quad \text{soit } \mathbf{St = 10 \text{ cm}}$$

$$\underline{\text{Zone courante}} : S_t \leq h/2 \quad (\text{Art 7.5.2.2})$$

$$\text{PP} : S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \quad \text{soit } \mathbf{St = 15 \text{ cm}}$$

$$\text{PS} : S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \quad \text{soit } \mathbf{St = 15 \text{ cm}}$$

$$\text{PP} \rightarrow A_t^{\min} = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.575 \text{ cm}^2$$

$$\text{PS} \rightarrow A_t^{\min} = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_t = 2.01} > \mathbf{A_t^{\min}}$$

### Longueur de recouvrement

La longueur minimale des recouvrements est :  $L_r > 40\phi_l$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} ; \text{ On adopte } L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} ; \text{ On adopte } L_r = 55 \text{ cm}$$

#### IV.1.1.2. Vérifications

##### a. Vérification du pourcentage des armatures selon le RPA

$$\text{Poutre principale} \begin{cases} \text{en zone courante: } A_{\max} = 4\%b.h = 63 \text{ cm}^2 > A_{\text{adpt}} \dots \text{ vérifiée} \\ \text{en zone de recouvrement: } A_{\max} = 6\%b.h = 94.5 \text{ cm}^2 > A_{\text{adpt}} \dots \text{ vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{Poutre secondaire} \begin{cases} \text{en zone courante: } A_{\max} = 4\%b.h = 54 \text{ cm}^2 > A_{\text{adpt}} \dots \text{ vérifiée} \\ \text{en zone de recouvrement: } A_{\max} = 6\%b.h = 81 \text{ cm}^2 > A_{\text{adpt}} \dots \text{ vérifiée} \end{cases}$$

##### b. Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible.

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

**Tableau IV. 2.Vérification des contraintes tangentielles.**

Poutres	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPA)	τ̄ <sub>u</sub> (MPA)	Observation
Principales	106.69	0.95	3.33	Vérifiée
Secondaires	52.54	0.65	3.33	Vérifiée

**c. Vérification des armatures longitudinales a l'effort tranchant**

**Poutre principales :**

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[ V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] \longrightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[ 106.69 - \frac{111.54}{0.9 \times 0.42} \right] \times 10^{-3}$$

A<sub>l</sub> ≥ -5.42 cm<sup>2</sup> ..... Condition vérifiée.

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \longrightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 106.69 \times 10^{-3}}{400}$$

A<sub>l</sub> ≥ 3.07 cm<sup>2</sup> ..... Condition vérifiée.

**Poutre secondaires :**

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[ 52.54 - \frac{109.55}{0.9 \times 0.42} \right] \times 10^{-3} \longrightarrow A_l > -6.82 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times 52.54 \times 10^{-3}}{400} \longrightarrow A_l \geq 1.51 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**d. Vérifications à L'ELS**

1) L'Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu nuisible.

2) Etat limite de compression du béton :

La fissuration est peu préjudiciable donc il faut juste vérifier que la contrainte du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

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

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2 ; \quad \frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :



Tableau IV. 3.Vérification de la contrainte limite du béton.

Type de poutre	Section	Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Principale	30×45	Appui	64.4	13.8 9	126203.82	7.09	15	Vérifiée
		Travée	69.91	13.8 9	126203.82	9.69	15	Vérifiée
Secondaire	30×45	Appui	51.46	14.7 7	121309.15	6.26	15	Vérifiée
		Travée	42.58	14.7 7	121309.15	5.18	15	Vérifiée

3) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

Selon le BAEL99, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \dots \dots \dots (1) \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (2) \\ l \leq 8 \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

**Poutre principale :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.0789 > 0.075 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{8.01 \times 10^{-4}}{0.35 \times 0.42} = 0.0054 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ l = 5.7m < 8m \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

**Poutre secondaire :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.0745 > 0.075 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{8.01 \times 10^{-4}}{0.30 \times 0.42} = 0.0063 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ l = 5.95m < 8m \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau IV.4. Sections de Ferrailage des poutres.

Terrasse	
Travée	Appui
Poutres principales	
Poutres secondaires	
Etage courant	
Travée	Appui
Poutres principales	
Poutres secondaires	

**IV.2.2. Les poteaux :**

- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, ils sont donc calculés à la flexion composée déviée. Les efforts normaux (N) et les moments fléchissant (M) sont donnés par les combinaisons les plus défavorables introduites dans l'ETABS comme suit :  $1.35G + 1.5Q$  ;  $G + Q$  ;  $G + Q \pm E$  ;  $0.8G \pm E$

Les sollicitations à considérer sont :  $N_{max} \rightarrow M_{corr}$  ;  $N_{min} \rightarrow M_{corr}$  ;  $M_{max} \rightarrow N_{corr}$

**Tableau IV.5. Sollicitations dans les poteaux.**

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	2148.76	1.16	69.37	428.87	-357.22	15.60	76.29
1 <sup>er</sup> étages	1850.95	5.30	73.77	387.24	-110.15	6.34	106.30
2 <sup>ème</sup> étages	1574.03	8.16	71.33	-460.28	-15.25	7.84	-113.08
3 <sup>ème</sup> étages	1305.36	10.23	72.38	384.96	30.11	7.51	-114.10
4 <sup>ème</sup> étages	1044.97	10.60	64.46	315.30	42.46	7.95	-103.36
5 <sup>ème</sup> étages	819.68	18.33	58.97	248.36	27.00	1.96	-94.19
6 <sup>ème</sup> étage	607.74	23.91	51.16	402.71	5.68	2.28	-77.99
7 <sup>ème</sup> étage	414.08	12.71	44.61	121.80	-13.12	1.59	-72.27
8 <sup>ème</sup> étage	223.85	12.92	29.27	155	-16.55	0.25	25.76

❖ **Recommandation du RPA 99/ version 2003**

**a). Les armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$  (Diamètre minimale utilisée pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement ( $l_{min}$ ) est de  $40\phi$  en zone IIa.
- L'espacement ( $S_t$ ) entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm. en zone < IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

- La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  :

$$l' = 2h; \quad h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

**b). Les armatures transversales**

Les armatures transversales dans les poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad (\text{Article 7.4.2.2})$$

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Un Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique «  $\lambda_g$  » dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_l^{min}; 15 \text{ cm})$  (en zone IIa).

Dans la zone courante :  $t \leq 15\phi_l^{min}$  (en zone IIa).

La quantité d'armature transversale minimale  $A_t/t \cdot b_1$  en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{si } \lambda_g \geq 5; & A_t/t \cdot b_1 = 0.3\% \\ \text{si } \lambda_g \leq 3; & A_t/t \cdot b_1 = 0.8\% \\ \text{si } 3 \leq \lambda_g \leq 5; & \text{interpoler entre les valeurs précédentes} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimums.

**VI.2.2.1. Calcul du ferrailage**

- **Ferrailage longitudinale**

**Exemple de calcul**

Soit à calculer le poteau RDC (section 50x50 ;  $d = 0,47\text{m}$  ;  $d' = 0,03$ ), avec les sollicitations suivantes :

$$N^{\max} = 2148.76 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 1.16\text{KNm} \dots\dots\dots (A_1)$$

$$M^{\max} = 69.37\text{KNm} \rightarrow N_{\text{corr}} = 428.87\text{KN} \dots\dots\dots (A_2)$$

$$N^{\min} = -357.22\text{KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 15.60\text{KNm} \dots\dots\dots (A_3)$$

$$A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

**a. Calcul sous  $N^{\max}$  et  $M_{\text{corr}}$**

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,00054 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,25 \text{ m}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section (entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d - d') - M_{uA} \geq (0,337 - 0,81 \frac{d'}{h})bh^2 f_{bu}$$

Calcul de  $M_{uA}$

$$M_{uA} = M + N \left( d - \frac{h}{2} \right) = 473.89 \text{ KNm}$$

$$0,471 < 0,512 \text{ condition non vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul du ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = 0.00102$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,47$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,5 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{z f_{st}} = 0.40 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -41.76 < 0 \Rightarrow A = 0$$

**b. Calcul sous  $M^{max}$  et  $N_{corr}$**

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.16 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,25 \text{ m} \text{ la section est partiellement comprimé}$$

Le calcul du ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Calcul de  $M_A$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 6.5$$

**c. Calcul sous  $N^{min}$  et  $M_{corr}$**

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.044 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,25 \text{ m}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section et on un effort de traction donc section entièrement tendue

Le calcul du ferrailage se fait comme suit :

$$e_1 = \left( \frac{h}{2} - d' \right) + e_G = 0.264$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = 0.176$$

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{s10} \times (d - d')} = 6.99 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{s10} \times (d - d')} = 10.38 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant résume le ferrailage de tous les poteaux.

**Tableau IV.6. Armatures longitudinales dans les poteaux.**

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> Zone courante (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> Zone de recouvrement (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	50×50	5.4	20	100	150	4HA16+8HA14=20.36
1 <sup>ème</sup> étages	50×45	3,8	18	90	135	12HA14=18.47
2 <sup>ème</sup> étages	45×45	10,2	16.2	81	121,5	12HA14=18.47
3 <sup>ème</sup> étage	45×40	3,4	14.4	72	108	4HA14+8HA12=15.21
4 <sup>ème</sup> étage	40×40	3,2	12.8	64	96	12HA12=13.57
5 <sup>ème</sup> étage	40×35	3	11.2	56	84	12HA12=13.57
6 <sup>ème</sup> étage	35×35	2,8	9.8	49	73,5	4HA14+4HA12=10.68
7 <sup>ème</sup> étage	35×30	2,8	8.4	42	63	8HA12=9.05
8 <sup>ème</sup> étage	30×30	2,4	7.2	36	54	8HA12=9.05

- **Ferrailage transversale**

**Tableau IV.7. Les Armatures transversales dans les poteaux.**

Niveau	RDC	1 <sup>ere</sup> étage	2 <sup>eme</sup> étage	3 <sup>eme</sup> étage	4 <sup>eme</sup> étage	5 <sup>eme</sup> étage	6 <sup>eme</sup> étage	7 <sup>eme</sup> étage	8 <sup>eme</sup> étage
Setion (cm <sup>2</sup> )	50×50	50×45	45×45	45×40	40×40	40×35	35×35	35×30	30×30
Ø <sub>l</sub> <sup>min</sup> (cm)	1.4	1.4	1.4	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
l <sub>f</sub> (cm)	239,4	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λ <sub>g</sub>	4.79	4.76	4.76	5.35	5.35	6.12	6.12	7.14	7.14
V <sub>u</sub> (KN)	76.29	106.3	113.08	114.1	103.36	94.19	77.99	72.27	25.76
St zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10
St zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15
P	3.75	3.75	3.75	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	1.43	1.99	2.35	1.58	1.61	1.47	1.39	1.29	0.53
A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	2.16	2.99	3.53	2.37	2.42	2.2	2.09	1.93	0.8
Nombre des barres	4T10	4T10	6T10	4T10	4T10	4T10	4T10	4T8	4T8
A <sub>t</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	3.14	3.14	4.71	3.14	3.14	3.14	3.14	2.01	2.01

Conformément au CBA93 (Art A.7.1.3), le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

**VI.2.2.2. Vérification**

**a) Vérification au flambement (effort normal ultime)**

Selon le CBA99 (Art B.8.2.1.), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le poteau (40\*40) de l'étage avec  $l_0 = 3.06$  m

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élanement  $\lambda$ .  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots \text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots \text{Si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142$  m (Longueur de flambement).

$i = \frac{b}{\sqrt{12}} = 0.115$  m (Rayon de giration).

$\lambda = 18.55 \rightarrow \alpha = 0.80$

$B_r = (40 - 2) \times (40 - 2) = 1444$  cm<sup>2</sup> (Section réduite)

$$N_u = 0.80 \times \left[ \frac{0.1444 \times 25}{0.9 \times 1.15} + \frac{12.95 \times 10^{-4} \times 400}{1} \right] = 3.20$$
 MN

$N_d = 0.373$  MN <  $N_u = 3.20$  MN  $\rightarrow$  pas de risque de flambement

Le tableau suivant résume les résultats de calcul pour l'ensemble des poteaux

**Tableau IV.8. Vérification du flambement pour l'ensemble des poteaux.**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_0$ (m)	$l_f$ (m)	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	$N_u$ (MN)	$N_d$ (MN)	Observation
RDC	50x50	3.42	2.394	16.58	0.813	20.36	2304	5.19	2.149	Vérifiée
1 <sup>ere</sup> étage	50x45	3.06	2.142	16.48	0.814	18.47	2064	4.66	1.851	Vérifiée

2 <sup>ème</sup> étage	45×45	3.06	2.142	16.48	0.814	18.47	1849	4.24	1.574	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	45×40	3.06	2.142	18.55	0.80	15.21	1634	3.64	1.305	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	40×40	3.06	2.142	18.55	0.80	13.57	1444	3.22	1.045	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	40×35	3.06	2.142	21.20	0.792	13.57	1254	2.82	0.819	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	35×35	3.06	2.142	21.20	0.792	10.68	1089	2.42	0.608	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	35×30	3.06	2.142	24.73	0.772	9.05	924	2	0.414	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	30×30	3.06	2.142	24.73	0.772	9.05	784	1.74	0.224	Vérifiée

D'après les résultats obtenus, il n'y a pas de risque de flambement.

**b) Vérifications des contraintes :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

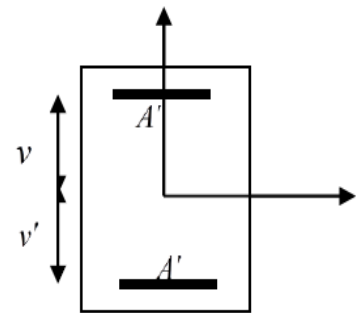
$$\begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{gg}} v' \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \text{ et } V' = h - V$$

$S = b \times h + 15 \times (A + A')$ , (Section homogène).

$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$

$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$



Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

**Tableau IV.9. Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.**

Niveau	S (m <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	V (cm)	V' (cm)	I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	M <sub>ser G</sub> (KN.m)	σ <sub>b1</sub> (MPa)	σ <sub>b2</sub> (MPa)
RDC 50×50	0.28	20.36	27.39	22.61	0.006	840.93	27.49	47.59	5.175	4.796
1 <sup>er</sup> étage 50×45	0.25	18.47	25.46	24.54	0.006	689.37	15.98	19.15	3.57	3.54
2 <sup>ème</sup> étage 45×45	0.23	18.47	24.99	20.01	0.006	374.11	25.95	35.26	3.09	2.80
3 <sup>ème</sup> étage 45×40	0.20	15.21	25.15	19.85	0.005	302.07	22.43	30.43	3.04	2.72
4 <sup>ème</sup> étage 40×40	0.18	13.57	21.77	19.23	0.004	222.29	26.19	30.12	2.87	2.68



5 <sup>ème</sup> étages 40×35	0.16	13.57	21.99	18.01	0.003	145.55	22.05	24.94	2.56	2.41
6 <sup>ème</sup> étages 35×35	0.14	10.68	18.97	16.03	0.002	73.13	27.99	29.03	3.27	2.85
7 <sup>ème</sup> étage 35×30	0.12	9.05	18.93	16.07	0.002	37.15	12.86	13.39	1.58	1.38
8 <sup>ème</sup> étage 30×30	0.1	9.05	17.16	12.84	0.001	46.51	8.20	9.20	2.04	1.65

On voit bien que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

• **Vérification aux sollicitations tangentes**

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)** la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure

Ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous:

**Tableau IV.10. Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux**

Niveau	B (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	dp	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)	Observation
RDC	50×50	239.4	4.79	0.04	47	76.29	0.32	1	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	50×45	214.2	4.76	0.04	47	106.3	0.502	1	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	45×45	214.2	4.76	0.04	43	113.08	0.584	1	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	45×40	214.2	5.35	0.075	43	114.1	0.663	1.875	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	40×40	214.2	5.35	0.075	37	103.36	0.698	1.875	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étages	40×35	214.2	6.12	0.075	37	94.19	0.727	1.875	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	35×35	214.2	6.12	0.075	32	77.99	0.696	1.875	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	35×30	214.2	7.14	0.075	32	72.27	0.753	1.875	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	30×30	214.2	7.14	0.075	28	25.76	0.307	1.875	Vérifiée

❖ **Dispositions constructive**

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Longueur des crochets :  $L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10\text{cm}$

Longueur de recouvrement :  $L_r \geq 40 \times \varnothing$

$\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$  ; On adopte  $L_r = 75 \text{ cm}$

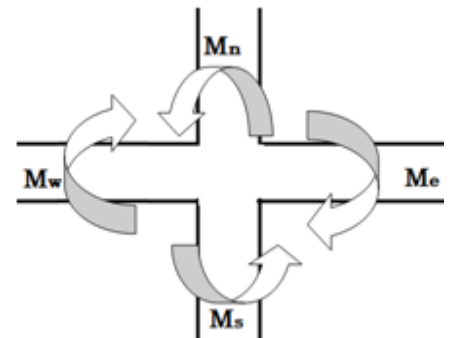
$\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$  ; On adopte  $L_r = 65 \text{ cm}$

$\varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$  ; On adopte  $L_r = 55 \text{ cm}$

### IV.2.3. Vérification de la zone nodale

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de 1,25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se produisent dans les poutres et non dans les poteaux. Le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :  $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$



➤ **Détermination du moment résistant**

Le moment résistant (MR) d'une section dépend essentiellement :

Des dimensions de la section du béton, de la contrainte limite élastique des aciers et de la quantité d'armature dans la section.

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } Z = 0.9h; \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

Avec :  $A_s$  = la section d'acier par face (dans les poteaux).

- **Les poteaux**

**Tableau IV.11. Moments résistant dans les poteaux.**

Niveau	h (m)	Z (m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	Mr (KN.m)
RDC	0.50	0.45	7.10	400	127.8
1 <sup>er</sup> étage	0.50	0.45	6.16	400	110.88
2 <sup>ème</sup> étage	0.45	0.405	6.16	400	99.79
3 <sup>ème</sup> étage	0.45	0.405	5.34	400	86.51
4 <sup>ème</sup> étage	0.40	0.36	4.52	400	65.09
5 <sup>ème</sup> étage	0.40	0.36	4.52	400	65.09
6 <sup>ème</sup> étage	0.35	0.315	4.21	400	53.05
7 <sup>ème</sup> étage	0.35	0.315	3.39	400	42.71
8 <sup>ème</sup> étage	0.30	0.27	3.39	400	36.61

• Les poutres

**Tableau IV.12. Moments résistant dans les poutres.**

Niveau	Local	h (m)	Z (m)	$A_{sw}(cm^2)$	$A_{se}(cm^2)$	$\sigma_s(MPA)$	$Mr_w(KN.m)$	$Mr_e(KN.m)$
Etage courant	P.P	0.45	0.405	3.39	8.01	400	54.92	129.76
	P.S	0.45	0.405	3.39	8.01	400	54.92	129.76
Terrasse	P.P	0.45	0.405	3.39	8.01	348	47.78	112.89
	P.S	0.45	0.405	3.39	6.78	400	54.92	109.99

Les résultats de la vérification des zones nodales sont illustrés dans les tableaux suivants :

**Tableau IV.13. Vérification des zones nodales poutres principales.**

Niveau	Poutres principales						Observation
	$M_n(KN.m)$	$M_s(KN.m)$	$M_n+M_s(KN.m)$	$M_w(KN.m)$	$M_e(KN.m)$	$1.25(M_e+M_w)(KN.m)$	
RDC	238.68	127.8	366.48	54.92	129.76	230.85	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	210.67	110.88	321.55	54.92	129.76	230.85	vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	186.30	99.79	286.09	54.92	129.76	230.85	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	151.6	86.51	238.11	54.92	129.76	230.85	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	130.18	65.09	195.27	54.92	129.76	230.85	Non.vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	118.14	65.09	171.19	54.92	129.76	230.85	Non.vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	95.76	53.05	148.81	54.92	129.76	230.85	Non.vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	79.32	42.71	122.03	54.92	129.76	230.85	Non.vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	36.61	36.61	73.22	47.78	112.89	200.84	Non.vérifiée

**Tableau IV.14. Vérification des zones nodales poutres secondaires**

Niveau	Poutres secondaires						Observation
	$M_n(KN.m)$	$M_s(KN.m)$	$M_n+M_s(KN.m)$	$M_w(KN.m)$	$M_e(KN.m)$	$1.25(M_e+M_w)(KN.m)$	
RDC	238.68	127.8	366.48	54.92	129.76	230.85	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	210.67	110.88	321.55	54.92	129.76	230.85	vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	186.30	99.79	286.09	54.92	129.76	230.85	Vérifiée

3 <sup>ème</sup> étage	151.6	86.51	238.11	54.92	129.76	230.85	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	130.18	65.09	195.27	54.92	129.76	230.85	Non.vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	118.14	65.09	171.19	54.92	129.76	230.85	Non.vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	95.76	53.05	148.81	54.92	129.76	230.85	Non.vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	79.32	42.71	122.03	54.92	129.76	230.85	Non.vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	36.61	36.61	73.22	54.92	109.99	206.14	Non.vérifiée

**Remarque :** la zone nodale est non justifiée aux niveaux des cinq derniers étages donc on opte pour un autre ferrailage des poteaux :

- Du 4<sup>ème</sup> étage , 5<sup>ème</sup> étage et 6<sup>ème</sup> étage : **4HA14 + 8HA12.**

D'après les résultats obtenus, la vérification des zones nodales est justifiée, sauf dans les deux deniers niveaux dont le RPA (Article 7.6.2) considérée que cette vérification est facultative dans les deux derniers niveaux.

**Tableau IV.15. Schémas de ferrailage des poteaux**

RDC	Du 1 <sup>er</sup> au 2 <sup>ème</sup> étages
Du 3 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup> étages	Du 7 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup> étages

#### IV.2.4. Les voiles :

Le **RPA99/2003 (Art 3.4.A.1.a)**, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou quatorze mètres de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles travaillent comme des consoles encastées à la base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

#### ❖ **Recommandation du RPA99/2003**

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

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

##### **a. Armatures verticales**

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{min} = 0.2 \times L_t \times e$ .
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $St < e$  (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{L}{10}$  de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

##### **b. armatures horizontales**

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi_l$ , les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par  $m^2$ . Elles doivent être placées à l'extérieur.

**c. règles communes (armatures verticales et horizontales) :**

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{min} = 0.15\% e . h$  ... .. dans la section du voile. **RPA99 (Art 7.7.4.3)**

$A_{min} = 0.10\% e . h$  ... .. dans la zone courante.

$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$  (exception faite pour les zones d'about).

L'espace :  $S_t \leq \min(1.5e; 30 \text{ cm})$  (pour les armatures verticales et horizontale)

**IV.2.4.1 Calcul du ferrailage**

**Exemple de calcul** (voile Vx2 du 1<sup>er</sup> étage)

Le calcul de ferrailage se fera à la flexion composée pour une section (e×l)

avec :  $A = \max [ A_1 ( N_{max} \rightarrow M_{cor} ), A_2 ( M_{max} \rightarrow N_{cor} ), A_3 ( N_{min} \rightarrow M_{cor} ) ]$ .

La section trouvée (A) sera comparée avec la section minimale (Amin) du **RPA99** et le ferrailage choisi est le plus défavorable entre les deux sections.

Données :

**Tableau IV.16. Sollicitation dans les voiles.**

Niveaux	comb	Mmax → N <sub>cor</sub>		comb	Nmax → M <sub>cor</sub>		comb	Nmin → M <sub>cor</sub>	
		M(KN.m)	N (KN)			N (KN)		M(KN.m)	N(KN)
RDC	ELA	959.21	799.66	ELU	1341.99	15.05	ELA	497.97	956.25

$M_{MAX} = 959.21 \text{ KN} ; N_{cor} = 799.66 \text{ KN.m}$ .

$l = 2.4 \text{ m} ; e = 0.20 \text{ m} ; d = 2.35 \text{ m} ; d' = 0.05 \text{ m}$ .

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{959.21}{799.66} = 1.19 \text{ m} < \frac{l}{2} = \frac{2.4}{2} = 1.2 \text{ m} \Rightarrow N$  Effort de compression et c le centre de pression est à l'intérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{uA} = M + N \times \left( d - \frac{l}{2} \right) = 959.21 + 799.66 \times \left( 2.35 - \frac{2.4}{2} \right) = 1878,82 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,87882}{0.2 \times (2,35)^2 \times 18.48} = 0.092$$

$$\mu_{bu} = 0,092 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.12$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 2,35(1 - 0.4 \times 0.12) = 2,236 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1,87882}{2,236 \times 400} = 21,10 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 21,10 \times 10^{-4} - \frac{799.66 \times 10^{-3}}{400} = 1.11 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_s = 1.11 \text{ cm}^2$

Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

$$\text{On a : } \begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \\ l_c = l - 2l_t \end{cases}$$

Avec :  $l_t$  : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

$l_c$  : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{max}, \sigma_{min} > 0 \rightarrow SEC \\ \sigma_{max}, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SET \\ \sigma_{max} > 0, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SPC \end{cases}$$

Dans notre cas :  $\sigma_1 = 6.66 \text{ MPA}$  ,  $\sigma_2 = -3.33 \text{ MPA}$

$$l_t = 0.49 , l_c = 0.025$$

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

$A_v^{min}/voile = 0.15\% \times b \times L_t$  : Section d'armatures verticale minimales dans le voile.

$A_v^{cal}/face$  : Section d'armatures verticale calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{adpt}/face$  : Section d'armatures verticale adoptée pour une seule face du voile.

$N^{br}/face$  : Nombre de barres adoptées par face.

$A_h^{min}/voile = 0.15\% \times b \times St$  : Section d'armatures horizontale minimales dans le voile.

$A_h^{cal}/face$  : Section d'armatures horizontale calculée pour une seule face du voile.

$A_h^{adpt}/face$  : Section d'armatures horizontale adoptée pour une seule face du voile.

Tableau IV.17. Récapitulation du ferrailage du voile Vx1.

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> étage	8 <sup>ème</sup> étage
L (cm)	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
e (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20
M (KN.m)	959.21	578.63	410.8	268.95	199.91	135.03	119,37	110.57	88.86
N (KN)	799.66	862.7	710.57	592.17	492.09	395.76	301.34	198.19	134.63
Section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
V (KN)	242.91	175.37	156.02	114.25	115.07	85.45	66.01	41.84	52.56
$= 1.4 V/e.d$	0.72	0.69	0.46	0.34	0.34	0.25	0.196	0.124	0.156
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)/face	1.11	4.12	4.28	4.43	3.99	3.52	1.45	1.26	0.99
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2
$\sigma_1$ (Mpa)	6.7	4.85	3.65	2.66	2.09	1.54	1.26	0.47	0.75
$\sigma_2$ (Mpa)	-3.3	-1.18	-0.63	-0.14	-0.0039	0.14	0.018	-0.15	-0.17
$L_t$ (m)	0.49	0.47	0.35	0.12	0.0045	0.2	0.0034	0.59	0.44
$L_c$ (m)	0.025	1.46	1.6	2.16	2.39	2	2.39	1.2	1.51
$A_{rendu}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	2.45	1.88	8.18	9.12	9.58	8.8	0.014	2.38	1.77
$A_{courant}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.625	2.92	3.38	4.32	4.78	4	4.78	2.42	3.02
St (cm)	16	16	16	16	16	16	16	16	16
$A_v^{adopté}$ /face (cm <sup>2</sup> /ml)	3HA12+3HA14=8.01	3HA12+3HA14=8.01	3HA12+3HA14=8.01	3HA12+3HA14=8.01	3HA12+3HA14=8.01	3HA12+3HA14=8.01	3HA12+3HA14=8.01	3HA12+3HA14=8.01	3HA12+3HA14=8.01
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	2.86	0.87	0.58	0.9	0.34	0.32	2.46	1.56	1.95
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adpt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	4HA10=3.14	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8+2HA10=2.58	2HA10=1.57	1HA8+2HA10=2.07



Tableau IV.18. Récapitulation du ferrailage du voile Vx2

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> étage
L (cm)	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1
e (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
M (KN.m)	502.04	334.28	217.13	165.8	130.81	104.3	97.92	91.63
N (KN)	1263.89	629.85	598.14	607.23	505.18	381.8	257.07	113.31
V (KN)	146.81	134.26	112.82	92.48	87.43	70.24	57.55	50.71
$= 1.4 V/e.d$	0.5	0.46	0.38	0.31	0.298	0.23	0.19	0.17
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)/face	8,67	3.59	4.73	5.5	4.7	3.52	2.05	0.32
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	6,3	6,3	6,3	6,3	6,3	6,3	6,3	6,3
$\sigma_1$ (Mpa)	6.42	3.77	2.9	2.57	2.09	1.62	1.28	1.16
$\sigma_2$ (Mpa)	-0.4	-0.78	-0.053	-1.63	0.31	0.19	0.34	-0.53
$L_t$ (m)	0.12	0.36	0.037	0.81	0.27	0.22	0.44	0.66
$L_c$ (m)	1.85	1.38	2.02	0.47	1.56	1.66	1.22	1.78
$A_{tendu}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.498	1.44	0.15	3.26	1.085	0.88	1.76	2.63
$A_{courant}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3.7	2.76	4.05	0.94	3.11	3.32	2.44	1.56
St (cm)	16	20	20	20	20	20	20	20
$A_v^{adopté}$ /face (cm <sup>2</sup> /ml)	5HA14+1HA12=8.83	3HA14+2HA12=6.88	3HA14+2HA12=6.88	3HA14+2HA12=6.88	3HA14+2HA12=6.88	3HA14+2HA12=6.88	3HA14+2HA12=6.88	3HA14+2HA12=6.88
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	0.62	0.57	0.48	0.39	3.73	0.29	0.24	0.19
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adpt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01

Tableau IV.19. Récapitulation du ferrailage du voile Vx3.

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> étage	8 <sup>ème</sup> étage
L (cm)	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8

e (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20
M (KN.m)	522.79	299.97	194.46	127.87	108.88	89.01	81.85	61.66	99.25
N (KN)	826.34	544	457.69	577.44	521.11	446.46	352.07	244.76	122.67
Section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
V (KN)	161.32	112.9	94.99	74.81	72.34	58.17	49.39	30.40	55.65
$= 1.4 V/e.d$	0.64	0.46	0.38	0.299	0.29	0.23	0.049	0.05	0.22
$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)/face	2.09	2.31	2.88	5.34	4.94	4.32	3.74	2.22	0.133
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4
$\sigma_1$ (Mpa)	7.1	4.22	3.07	2.79	2.45	2.06	1.73	1.25	1.26
$\sigma_2$ (Mpa)	-2.54	-1.197	-0.53	-0.42	0.44	0.416	0.22	-0.1	-0.58
$L_t$ (m)	0.47	0.397	0.26	0.23	0.27	0.3	0.2	0.13	0.567
$L_c$ (m)	0.85	1	1.27	1.33	1.25	1.196	1.39	1.53	0.66
$A_{tendu}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	1.897	1.59	1.06	0.94	1.096	1.2	0.81	0.53	2.27
$A_{courant}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	1.7	2	2.54	2.65	2.5	2.39	2.79	3.07	1.33
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	
$A_v^{adopté}$ /face (cm <sup>2</sup> /ml)	5HA12=5.65	5HA12=5.65	5HA12=5.65	5HA12=5.65	5HA12=5.65	5HA12=5.65	5HA12=5.65	5HA12=5.65	5HA12=5.65
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	0.72	0.50	0.42	0.33	0.32	0.26	0.22	0.135	0.247
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	
$A_h^{adpt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01

Tableau IV.20. Récapitulation du ferrailage du voile Vx4.

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> étage
L (cm)	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9

e (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
M (KN.m)	588.32	350.73	254.22	168.09	140.84	108.18	91.8	102.47
N (KN)	1129.55	642.13	635.35	533.02	268.85	190.94	117.41	192.41
Section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
V (KN)	175.3	134.83	119.95	97.21	94.12	76.78	65.08	62.03
$= 1.4 V/e. d$	0.66	0.51	0.51	0.37	0.356	0.29	0.246	0.23
$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)/face	4.966	3	4.33	4.33	1.467	0.94	0.24	1.044
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7
$\sigma_1$ (Mpa)	7.86	4.6	3.78	2.79	1.88	1.4	1.07	1.357
$\sigma_2$ (Mpa)	-1.91	-1.22	-0.44	0.0058	-0.34	-0.39	-0.45	-0.34
$L_t$ (m)	0.37	0.398	0.198	0.0039	0.37	0.41	0.56	0.38
$L_c$ (m)	1.157	1.1	1.5	1.89	1.15	1.07	0.77	1.14
$A_{tendu}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	1.48	1.59	0.79	0.0157	1.49	1.65	2.25	1.52
$A_{courant}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	2.31	2.2	3	3.78	2.3	2.14	1.55	2.28
St (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25
$A_v^{adopté}$ /face (cm <sup>2</sup> /ml)	3HA14+1HA12=5.75	3HA14+1HA12=5.75	3HA14+1HA12=5.75	3HA14+1HA12=5.75	3HA14+1HA12=5.75	3HA14+1HA12=5.75	3HA14+1HA12=5.75	3HA14+1HA12=5.75
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	0.74	0.57	0.504	0.41	0.39	0.32	0.27	0.26
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adpt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01

Tableau IV. 21.Récapitulation du ferrailage du voile Vy1.

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> étage	8 <sup>ème</sup> étage
L (cm)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
e (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20

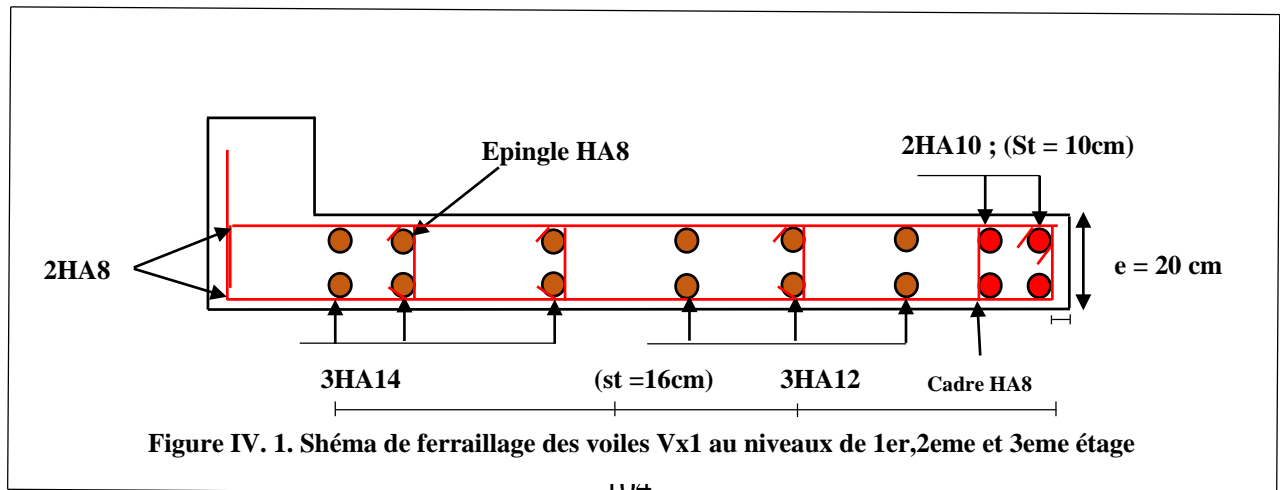
M (KN.m)	364.76	221.13	158.09	138.21	105.68	103.76	74.21	69.71	39.67
N (KN)	811.96	951.19	890.8	797.58	685.1	569.09	433.93	279.76	170.29
Section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
V (KN)	157.44	130.31	100.83	102.51	80.24	89.45	69.13	70.72	43.81
$= 1.4 V/e.d$	0.71	0.59	0.45	0.46	0.36	0.4	0.31	0.32	0.197
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)/face	3.62	7.82	8.26	7.52	6.76	5.39	4.25	2.41	1.53
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8
$\sigma_1$ (Mpa)	5.167	4.367	3.658	3.247	2.68	2.36	1.76	1.315	0.78
$\sigma_2$ (Mpa)	-0.89	0.69	1.03	0.95	0.92	0.63	0.52	0.156	0.12
$L_t$ (m)	0.235	0.22	0.35	0.36	0.41	0.34	0.36	0.17	0.21
$L_c$ (m)	1.13	1.16	0.896	0.87	0.78	0.92	0.87	1.26	1.17
$A_{tendu}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.94	0.87	1.4	1.45	1.63	1.34	1.46	0.68	0.85
$A_{courant}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	2.26	2.326	1.79	1.75	1.56	1.85	1.74	2.52	2.34
St (cm)	20	16	16	16	20	20	20	20	20
$A_v^{adopté}$ /face (cm <sup>2</sup> /ml)	5HA12=5.65	3HA12+3HA14=8.01	2HA12+4HA14=8.42	3HA12+3HA14=8.01	2HA12+3HA14=6.88	5HA12=5.65	5HA12=5.65	5HA12=5.65	5HA12=5.65
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	0.79	0.65	0.5	0.51	0.4	0.45	0.35	0.35	0.22
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adpt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	2HA8=1.01	2HA8= 1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01

Tableau IV. 3.Récapitulation du ferrailage du voile Vy2.

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> étage	8 <sup>ème</sup> étage
L (cm)	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
e (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20
M (KN.m)	502.94	409.34	277.57	219.26	152.19	141.07	101.59	110.5	119.46

N (KN)	985.31	896.18	820.1	691.88	723.42	638.15	343.75	378.64	174.59
V (KN)	212.91	232.94	168.63	152.05	107.13	112.02	74.69	78.47	58.3
$\tau = 1.4 V/e. d$	0.85	0.54	0.67	0.61	0.43	0.45	0.29	0.31	0.23
$\tau = 0.2 f_{c28}(\text{MPa})$	5	5	5	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal} (\text{cm}^2/\text{ml})/\text{face}$	4.19	2.69	5.92	5.32	6.73	5.87	2.87	3.17	0.49
$A_{min}(\text{cm}^2)$	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4
$\sigma_1(\text{Mpa})$	7.39	6.28	4.85	3.95	3.42	3.08	1.89	2.07	1.59
$\sigma_2(\text{Mpa})$	-1.92	-1.3	-0.29	-0.11	0.6	0.47	0.014	0.03	-0.62
$L_t(\text{m})$	0.37	0.31	0.1	0.05	0.27	0.24	0.013	0.02	0.5
$L_c(\text{m})$	1.06	1.18	1.59	1.7	1.26	1.32	1.77	1.75	0.79
$A_{tendu}^{min} (\text{cm}^2)$	1.48	1.23	0.41	0.19	1.07	0.95	0.053	0.1	2.02
$A_{courant}^{min} (\text{cm}^2)$	2.11	2.36	3.19	3.4	2.52	2.65	3.55	3.49	1.58
St (cm)	20	20	20	20	20	25	20	20	20
$A_v^{adopté}/\text{face} (\text{cm}^2/\text{ml})$	5HA12= 5.65	5HA12= 5.65	5HA12= 5.65	5HA12= 5.65	2HA12 +3HA14= 6.88	4HA14= 616	5HA12= 5.65	5HA12= 5.65	5HA12= 5.65
$A_h^{cal} (\text{cm}^2/\text{ml})$	0.946	0.59	0.75	0.67	0.48	0.49	0.33	0.35	0.26
$A_h^{min} (\text{cm}^2/\text{ml})$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adpt} (\text{cm}^2/\text{ml})$	2HA8= 1.01	2HA8= 1.01	2HA8= 1.01	2HA8= 1.01	2HA8= 1.01	2HA8= 1.01	2HA8= 1.01	2HA8= 1.01	2HA8= 1.01

Exemple de schéma de ferrailage :



## Introduction

Les fondations sont les éléments de l'infrastructure qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol.

Elle constitue un ensemble rigide capable de répondre aux fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- Transmettre la totalité des charges apportées par la super structure au sol d'assise.
- Limiter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux relatifs des fondations qui pourraient réduire la résistance et la rigidité du système structural.

### ❖ Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix de type des fondations, on vérifie dans l'ordre cité ci-dessous et on opte pour le choix qui convient à la structure :

1. Les semelles isolées,
2. Les semelles filantes Le radier générale

D'après le rapport de sol établi par le laboratoire la contrainte de sol est de **2.00 bar**.

D'après le **RPA99/V2003(Article10.1.4.1)**, les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \quad \begin{cases} \text{ELU} \\ \text{ELS} \end{cases}$$

### ❖ Eudes des fondations :

#### V.1. Vérification de la semelle isolée

Les poteaux étant de section carrés, donc on choisit des semelles carrés la vérification à faire

est :  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots(1)$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée

Avec :

N : L'effort normal a l'état limite de service (ELS) Obtenu par le logiciel Etabs.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol} = 2.0 \text{ bars}$  : Contrainte admissible du sol.

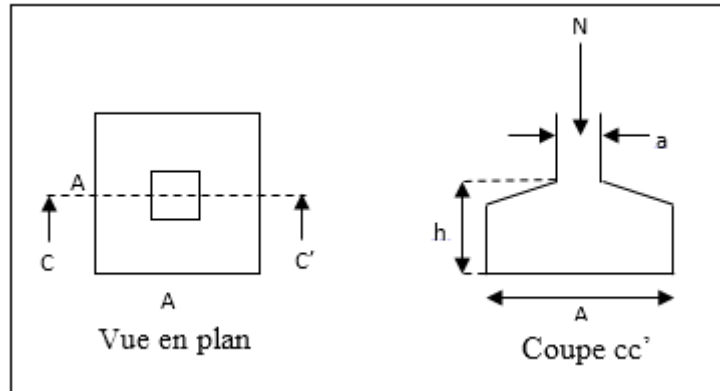


Figure V. 1. Schéma d'une semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité à une section carré ( $a \times b$ ), donc  $S = A \times B$

$$N_{ser} = 1563.53 + N_{svant\ pot} = 1563.53 + (2.35 \times 25 \times 0.5 \times 0.5) = 1578.21\text{KN.}$$

$$N = 1578.21\text{KN} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{sol} = 0.20\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} .$$

On a une semelle et un poteau homothétique :  $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B \dots\dots\dots(2).$

on remplace (2) dans (1) et on trouve la valeur de (A) :

$$A \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.5}{0.5} \times \frac{1578.21}{200}} = 2.81\text{m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles isolées, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 2m, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

**V.2. Vérification de la semelle filante**

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous la combinaison a L'ELS, en utilisant le logiciel ETABS, pour tirer les efforts normaux situés sous les fils des portiques

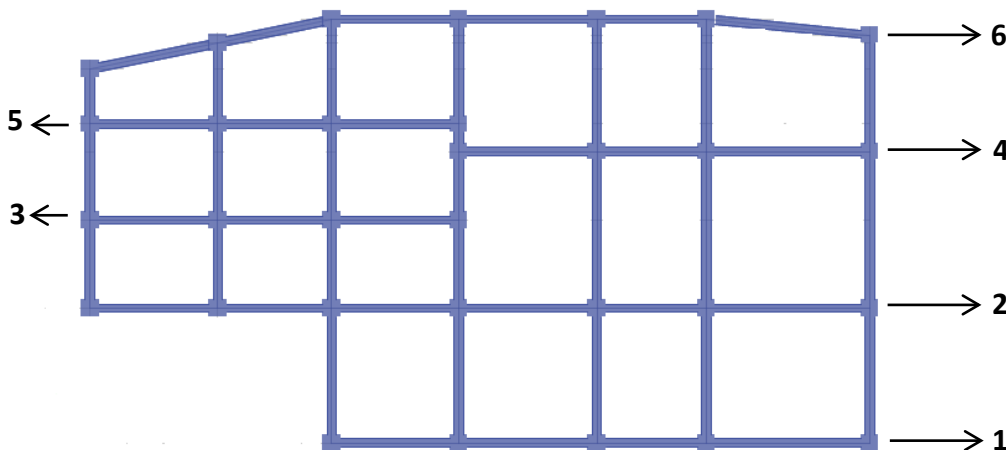


Figure V. 2. Les différentes files des semelles filantes.

D'après les résultats obtenu dans L'ETABS on constate que la file numéro 2 est la plus sollicitée.

$N_i$  : L'effort normal provenant du poteau « i ». (ELS)

$$N = \sum N_i = 7208.70KN .$$

$$L = \sum L_i + 2L_{\text{débordement}} \quad ; \quad L_{\text{débordement}} = 0.75m.$$

$$L = 30.25m$$

$$\Rightarrow \frac{N}{B \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{7208.70}{200 \times 30.25} = 1.19m.$$

**Remarque :** pas de chevauchement entre les semelles filantes, si on tient compte de l'axe minimale des portées de 2m, sauf que ces derniers sont très rapprochés (vide de 80cm uniquement). A cause de cette condition, on opte pour un radier général.

### V.3. Etude du radier général

Le radier travaille comme un plancher renversé, assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel

Il est choisi selon ces trois principales facteurs :

- Mauvais sol.
- Charges transmises au sol importantes.
- Poteaux rapprochés (petites trames)

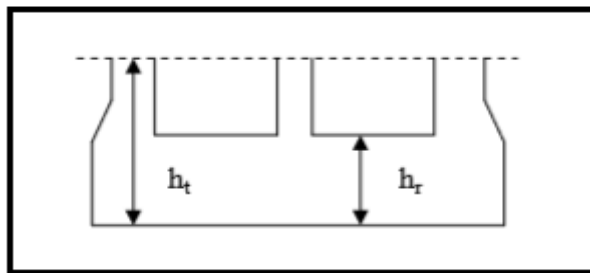


Figure V. 3. Dimensions du radier.

#### V.3.1. Pré dimensionnement

##### ➤ Condition de coffrage

$h_t$  : hauteur des nervures.

$h_r$  : hauteur de la dalle.

$L_{max}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $L_{max} = 5.95m$ )

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{(595 - 0.5)}{10} = 54.5cm \\ h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{545}{20} = 27.25cm \end{array} \right. \quad \text{(DTR BC 2.33.1)}$$



⇒ On prend  $h_t = 55 \text{ cm}$  ;  $h_r = 30 \text{ cm}$ .

➤ **La condition de raideur (rigidité)**

Pour un radier rigide, il faut que  $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}} \quad ; \quad l_e : \text{Longueur élastique.}$$

E : Module de Young.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases} \quad (\text{A.GREKOW et al ; A ; FUENTES 1983})$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc  $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$ .

$$E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN / m}^2.$$

b : Largeur de l'élément considéré par ml.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (5.45)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.21 \times 10^7}} = 0.815 \text{ m.}$$

Donc :  $h_t \geq 0.815 \text{ m.} \Rightarrow h_t = 0.85 \text{ m.}$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{3.21 \times 10^7 (0.85)^3}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3.58 \text{ m.}$$

$$L_{\max} = 5.45 \text{ m} \leq \frac{\pi \times 3.58}{2} = 5.62 \text{ m.} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **La surface du radier**

On a :

$$N_s = 40989.13 \text{ KN.}$$

$$\frac{N_s}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{40989.13}{200} = 204.95 \text{ m}^2.$$

Donc, on prend :  $S_{radier} = S_{bâtiment} = 355 \text{ m}^2$ .

Les dimensions du radier sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur de la nervure } h_t = 85 \text{ cm.} \\ \text{hauteur de la table du radier } h_r = 30 \text{ cm.} \\ \text{enrobage } d' = 5 \text{ cm.} \\ \text{la surface du radier } S_{radier} = 355 \text{ m}^2. \end{array} \right.$$

**V.3.2. Les vérifications**

**a) Vérification des contraintes dans le sol :**

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \bar{\sigma} = 0.20MPa$$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I}(x, y).$$

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 8750.2 \text{ m}^4 \quad X_G = 14.38 \text{ m}$$

$$I_y = 30496.7 \text{ m}^4 \quad Y_G = 7.70 \text{ m}$$

**➤ Sens xx**

$$N = 40989.13 \text{ KN} \quad M_x = 16700.36 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{40.99}{355} + \frac{16.70036}{8650.2} \times 7.70 = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{40.99}{355} - \frac{16.70036}{8650.2} \times 7.70 = 0.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.12 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 0.2 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte dans le sens X-X est vérifiée.

**➤ Sens yy**

$$N = 40989.13 \text{ KN} \quad M_y = 19.5609 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{40.99}{355} + \frac{19.5609}{30496.7} \times 14.38 = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{40.99}{355} - \frac{19.5609}{30496.7} \times 14.38 = 0.106 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.116 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 0.2 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte dans le sens Y-Y est vérifiée

**b) Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa.$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \times b = \frac{40989.13 \times 5.45}{2 \times 355} \times 1 = 314.63 \text{ KN}.$$

On considère une bande de largeur  $b = 1\text{m}$

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \tau_u} \rightarrow d \geq \frac{314.63}{1 \times 2.5} = 0.126\text{cm}$$

On prend :  $d = 25\text{ cm}$ .

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{314.63}{1 \times 0.25} = 1.26\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

### c) Vérification au poinçonnement :

Selon le BAEL99 (article A.5.2, 4.2), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_d$  : effort normal de calcul à l'ELU.

$h_t$  : hauteur de la nervure.

$U_c$  : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

Le poteau le plus sollicité est le poteau  $(50 \times 50)\text{ cm}^2$ , le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2(A + B)$

Tel que :

$$\left. \begin{array}{l} A = a + h_t = 0.5 + 0.85 = 1.35 \\ B = b + h_t = 0.5 + 0.85 = 1.35 \end{array} \right\} \Rightarrow U_c = 5.4\text{m}$$

$$\text{Nous avons : } N_d = 2.14876\text{MN} \leq 0.045 \times 5.4 \times 1 \times \frac{25}{1.5} = 4.05\text{MN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

### d) Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA 99. On doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$  (RPA99 : Art .10.1.5)

**Sens X-X :**

$$e = \frac{32.64}{48.03} = 0.68\text{m} \leq \frac{28.75}{4} = 7.19\text{m} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Sens Y-Y :**

$$e = \frac{119.88}{48.03} = 2.49\text{m} \leq \frac{15.40}{4} = 3.85\text{m} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

### V.3.3. Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge

favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

### Calcul des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \text{ avec : } N_u : \text{ est l'effort ultime.}$$

$$N_U = N_u^{cal} + 1.35 ( N_{rad} + N_{nerv} + N_{ter} )$$

#### ✓ Calcul du poids du radier :

$$N_{rad} = h_r \times \gamma_b \times S_{rad} = 0.3 \times 25 \times 355 = 2662.50 \text{ KN.}$$

#### ✓ Calcul du poids de la nervure :

$$N_{nerv} = b_{nerv} \times \gamma_b \times L_{nerv} \times h_t = 0.55 \times 25 \times 209.53 \times 0.85 = 2448.88 \text{ KN.}$$

#### ✓ Calcul du poids des terres:

$$N_{ter} = \gamma_h \times S_{rad} \times h_{anc} = 18 \times 355 \times 2.15 = 13738.5 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} N_u^{cal} = 38749.79 \text{ KN} \\ N_{rad} = 2662.50 \text{ KN} \\ N_{nerv} = 2448.88 \text{ KN} \\ N_{ter} = 13738.5 \text{ KN} \end{cases}$$

$$N_U = N_u^{cal} + 1.35 ( N_{rad} + N_{nerv} + N_{ter} ) = 58031.83 \text{ KN.}$$

$$Q_u = \frac{58031.83}{355} = 163.47 \text{ KN/m}^2$$

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, on calcule le panneau le plus sollicité.

$$\begin{cases} L_y = 5.70 - 0.5 = 5.20 \text{ m.} \\ L_x = 5.95 - 0.5 = 5.45 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.20}{5.45} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \text{ La dalle porte dans les deux sens}$$

#### • A L'ELU :

$$\rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.041 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$$

#### ✓ Calcul des moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 181.23 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 160.84 \text{ KNm} \end{cases}$$

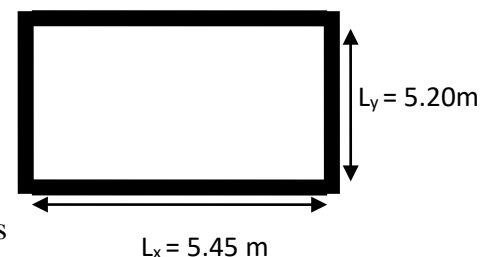


Figure V.4. Le panneau le plus sollicité du radier.

✓ **Calcul des moments corrigé :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75M_0^x = 135.92 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85M_0^y = 136.71 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0.3M_0^x = -54.37 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5M_0^x = -90.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

Pour une dalle d'épaisseur  $e \geq 12 \text{ cm}$  et  $\rho > 0.4$

La valeur minimale des armatures est :

$$\text{Pour : } h = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \rho > 0.4 \quad \begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) b \times h_r \\ A_y^{Min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \quad \text{avec} \quad \rho_0 = 0.0008$$

Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0.30) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V. 1. Tableau de ferrailage du radier.**

Localisation		M <sub>t</sub> (KN.m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	N <sup>br</sup> de barres	St (cm)
Travée	X-X	135.92	15.56	2.46	15.71	5HA20	20
	Y-Y	136.71	15.66	2.4	15.71	5HA20	20
Appuis	X-X	-54.37	5.96	2.46	6.79	6HA12	16
	Y-Y	-90.61	10.11	2.4	12.06	6HA16	16

• **A L'ELS :**

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} \quad \text{avec :} \quad \begin{cases} N_s^{cal} = 28209.12 \text{ KN} \\ N_{rad} = 2662.5 \text{ KN} \\ N_{nerv} = 2448.88 \text{ KN} \\ N_{ter} = 13738.5 \end{cases}$$

$$N_s = N_s^{cal} + N_{rad} + N_{nerv} + N_{ter} = 47491.16 \text{ KN.}$$

$$Q_s = \frac{47491.16}{355} = 133.78 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques :**

$$\begin{cases} M_0^x = 174.72 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 161.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Calcul des moments corrigé :

$$\begin{cases} M_t^x = 131.04 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 137.16 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -52.42 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -87.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes :

Tableau V. 2. Vérification des contraintes à L'ELS.

Localisation		$M_s$ (KN.m)	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{St} \leq \overline{\sigma_{St}}$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	131.04	0.0917	$1.01 \times 10^{-3}$	$11.89 < 15$	Vérifiée	$346.99 > 201.63$	Non vérifiée
	Y-Y	137.16	0.0917	$1.01 \times 10^{-3}$	$12.45 < 15$	Vérifiée	$363.20 > 201.63$	Non vérifiée
Appuis	X-X	-52.42	0.0647	$5.19 \times 10^{-4}$	$6.53 < 15$	Vérifiée	$311.03 > 201.63$	Non vérifiée
	Y-Y	-87.36	0.0824	$8.23 \times 10^{-4}$	$8.75 < 15$	Vérifiée	$298.70 > 201.63$	Non vérifiée

On remarque que la contrainte de la traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Tableau V. 3. Calcul des armatures a L'ELS.

Localisation		$M_s$ (KN.m)	B (10 <sup>-3</sup> )	$\alpha$	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	N <sup>br</sup> de barres	St (cm)	$\sigma_{St} \leq \overline{\sigma_{St}}$ (MPa)
Travée	X-X	131.04	8.91	0.485	28.71	29.45	6HA25	16	$192.85 < 201.63$
	Y-Y	137.16	9.33	0.494	30.16	34.36	7HA25	14	$174.29 < 201.63$
Appuis	X-X	-52.42	3.57	0.319	10.78	12.06	6HA16	16	$179.42 < 201.63$
	Y-Y	-87.36	5.94	0.398	17.71	18.85	6HA20	16	$195.36 < 201.63$

Vérification des espacements :

Selon X-X : St = 16 cm ≤ min (2.5h<sub>r</sub> ; 25 cm) = 25 cm

Selon Y-Y : St = 14 cm ≤ min (3h<sub>r</sub> ; 33 cm) = 33 cm

Schéma de ferrailage du radier

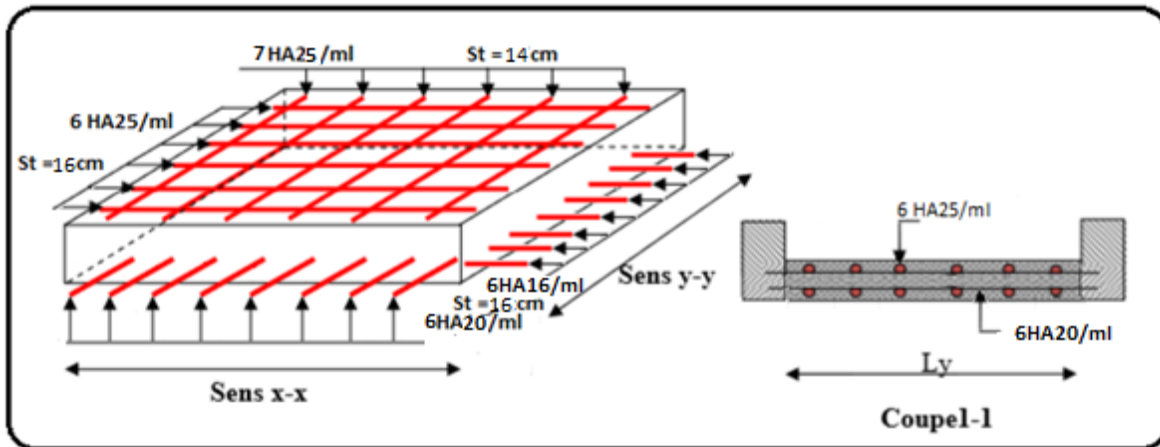


Figure V. 5. Schéma de ferrailage du radier.

V.4. Etude des nervures

Les nervures sont des sections en T inversé, servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure V.5.

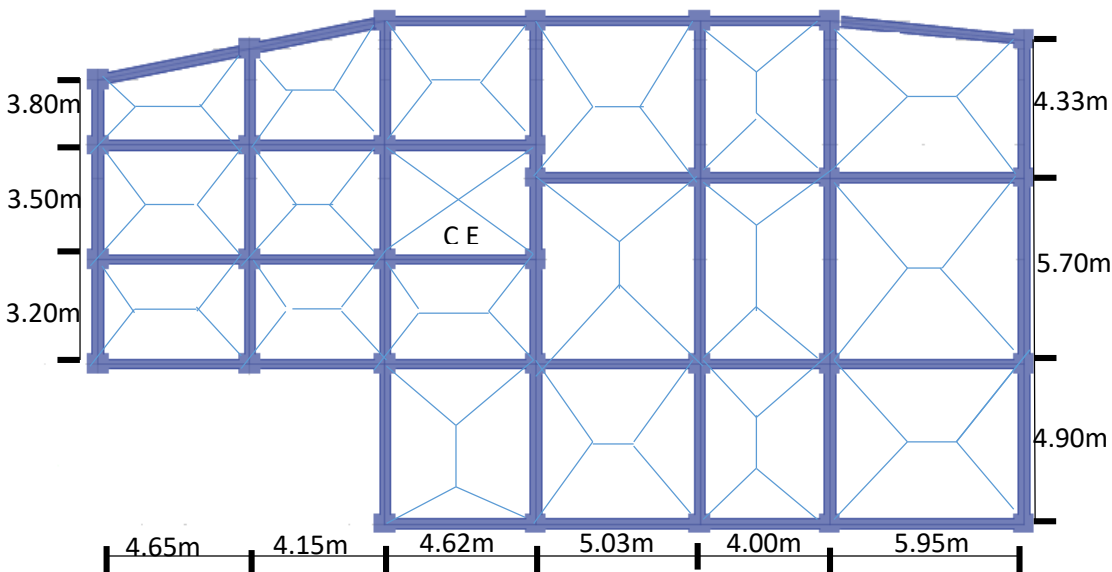


Figure V.6. Schémas des lignes de rupture de transfert des charges sur le radier.

V.4.1. Méthode de calcul

- Charges triangulaires

Cas de plusieurs charges triangulaires :  $q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée :  $\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaire des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

- **Charges trapézoïdales**

$$q_m = \frac{p}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \quad ; \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$$q_v = \frac{p}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \quad ; \quad \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

Avec :

$q_m$  : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

$q_v$  : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$P$  : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

#### V.4.2. Calcul des sollicitations :

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

- Sens X-X

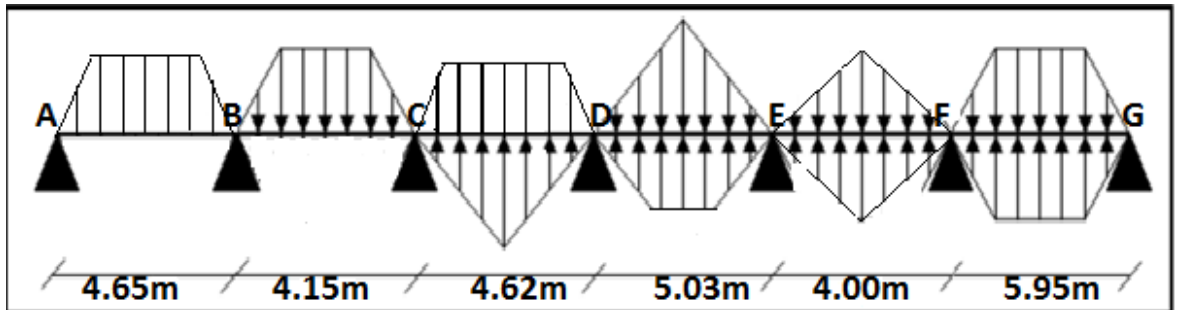


Figure V. 7. Répartitions des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X

- Sens Y-Y

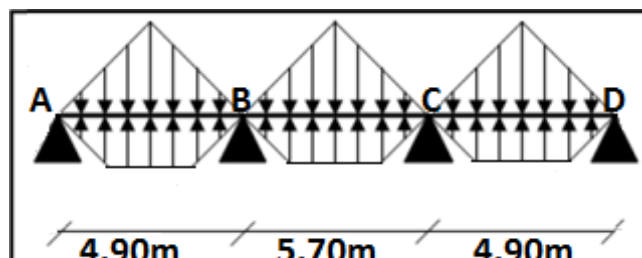


Figure V.8. Répartitions des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y



**Calcul de chargement**Détermination de  $P_u$  et  $P_s$  :

$$\begin{cases} N'_u = N_u - N_{nerv} = 58031.83 - (1.35 \times 2448.88) = 541725.84 \text{ KN.} \\ N'_s = N_s - N_{nerv} = 47491.16 - 2448.88 = 45042.28 \text{ KN.} \\ pu = 171.52 \text{ KN.} \\ ps = 125.63 \text{ KN.} \end{cases}$$

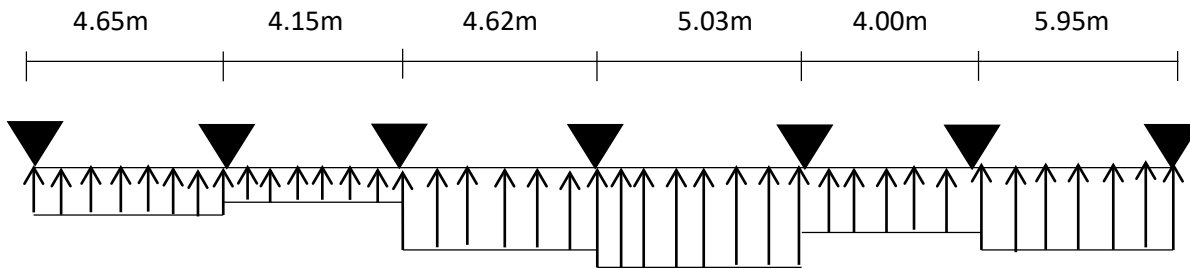
Sens X-X:

Figure V.9. Schéma statique de la nervure selon X-X.

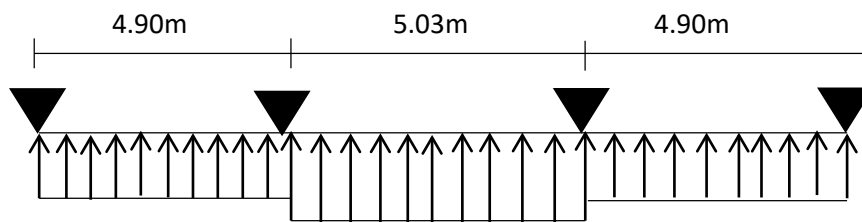
Sens Y-Y:

Figure V.10. Schéma statique de la nervure selon Y-Y.

**Exemple de calcul :**

Sens X-X:

**Travée 1:**

On a un chargement trapézoïdal, donc le calcul se fait comme suit :

$$\begin{cases} q_u^m = \frac{171.52}{2} \left[ \left( 1 - \frac{(0.82)^2}{3} \right) \times 4.4 + \left( 1 - \frac{(0.96)^2}{3} \right) \times 5.20 \right] \\ q_s^m = \frac{125.63}{2} \left[ \left( 1 - \frac{(0.82)^2}{3} \right) \times 4.4 + \left( 1 - \frac{(0.96)^2}{3} \right) \times 5.20 \right] \\ q_v = \frac{171.52}{2} \left[ \left( 1 - \frac{0.82}{2} \right) \times 4.4 + \left( 1 - \frac{0.96}{2} \right) \times 5.20 \right] \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_u^m = 601.72 \text{ KN/m.} \\ q_s^m = 440.73 \text{ KN/m.} \\ q_v = 454.53 \text{ KN/m.} \end{cases}$$

Le reste des résultats sont résumées dans les tableaux (V.7 et V.8)

Sens X-X :

**Tableau V. 4. Les chargements sur les travées sens X-X.**

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5	Travée 6
$q_u^m$ (KN/m)	601.72	400.21	776.20	670.04	189.30	198.88
$q_s^m$ (KN/m)	440.73	293.13	569.10	490.77	138.66	145.67
$q_v$ (KN/m)	454.53	300.16	482.82	509.63	145.87	156.29

**Sens Y-Y :****Tableau V. 5. Les chargements sur les travées sens Y-Y.**

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3
$q_u^m$ (KN/m)	739.97	849.43	739.97
$q_s^m$ (KN/m)	541.99	621.78	541.99
$q_v$ (KN/m)	558.11	645.09	558.11

**Calcul des sollicitations**

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

Donc :

$$P_{ner}^u = 1.35 \times b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 1.35 \times 0.5 \times 0.85 \times 25 = 14.34 \text{ KN/m.}$$

$$P_{ner}^s = b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 0.5 \times 0.85 \times 25 = 10.62 \text{ KN/m.}$$

**Sens X-X :****A l'ELU**

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

**Tableau V.6. Sollicitation a l'ELU dans les deux sens .**

sens	travées	L (m)	$q_m$ (KN/m)	$q_v$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$X_0$ (m)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_{max}$ (KN)
<b>X-X</b>	AB	5.95	601.72	454.53	0	-1843.18	3.48	2726.25	1076.59	-1580.38
	BC	4.00	400.21	300.16	-1843.18	-1060.1	3.75	829.1	1108.8	
	CD	5.03	776.2	482.82	-1060.1	-1308.99	3.11	2500.17	1212.79	
	DE	4.62	670.04	509.63	-1308.99	-701.23	2.94	1825.96	921.16	
	EF	4.15	189.3	145.87	-701.23	-307.96	3.30	438.4	387.81	
	FG	4.65	198.88	156.29	-307.96	0	2.63	576.29	132.64	
<b>Y-Y</b>	AB	4.90	739.97	558.11	0	-1735.78	2.93	2220.83	1036.75	1884.52
	BC	5.70	849.43	645.09	-1735.78	-1735.78	3.07	3449.75	1734.36	
	CD	4.90	739.97	558.11	-1735.78	0	2.93	2220.83	1036.75	

**A l'ELS**

**Tableau V. 7. Sollicitation a L'ELS dans les deux sens.**

Sens	travées	L (m)	q <sub>m</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
<b>X-X</b>	AB	5.95	440.73	0	-1350.4	3.48	1997.36	788.37
	BC	4.00	293.13	-1350.4	-777.26	3.75	607.5	813.31
	CD	5.03	569.10	-777.26	-961.42	3.11	1833.43	846.37
	DE	4.62	490.77	-961.42	-516.09	2.94	1337.73	798.41
	EF	4.15	138.66	-516.09	-312.74	3.30	321.37	437.76
	FG	4.65	145.77	-312.74	0	2.63	422.69	175.74
<b>Y-Y</b>	AB	4.90	541.99	0	-1270.86	2.93	1626.65	758.74
	BC	5.70	621.78	-1270.86	-1270.86	3.07	2525.20	1269.44
	CD	4.90	541.99	-1270.86	0	2.93	1626.65	758.74

**V.4.3. Ferrailage des nervures**

Le ferrailage des nervures se fera pour une section (b×h) à la flexion simple.

- Détermination de la largeur b selon les deux sens

Données :

$$\begin{cases} h = 0.85 \text{ m} ; h_0 = 0.3 \text{ m} \\ b_0 = 0.55 \text{ m} ; d = 0.80 \text{ m} \end{cases}$$

**Sens X-X :**

On a :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \dots CBA(Art 4.1.3)$$

$$\frac{b-0.55}{2} \leq \min\left(\frac{5.4}{2}; \frac{4.35}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-0.55}{2} \leq \min(2.7 ; 0.43) = 0.43 \text{ m.}$$

Donc : b = 1.4 m = 140 cm.

**Sens Y-Y :**

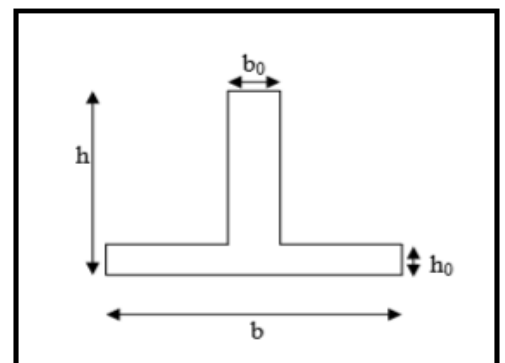
$$\frac{b-0.55}{2} \leq \min\left(\frac{5.15}{2}; \frac{3.45}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-0.55}{2} \leq \min(2.57 ; 0.34) = 0.34 \text{ m.}$$

Donc : b = 1.25 m = 125 cm.

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après :

**Tableau V. 8. Résultats de ferrailage des nervures.**

localisation	M <sub>s</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix des barres
--------------	-----------------------	--	--	---	------------------



**Figure V.11. Section a Ferrailer.**

X-X	travée	1212.79	44.06	14.03	47.12	15HA20
	appui	-1843.18	67.05		69.89	6HA32+4HA25
Y-Y	travée	1734.36	65.09	12.52	69.89	6HA32+4HA25
	appui	-1735.78	65.14		69.89	6HA32+4HA25

#### V.4.3.1. Vérification nécessaires

##### A. Vérification des efforts tranchants à l'ELU

###### ➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \dots (\text{F.N.})$$

Tableau V.9. Vérification de l'effort tranchant.

Sens	V <sub>u</sub> (KN.m)	$\tau_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens X-X	1580.38	1.41	Vérifiée
Sens Y-Y	1884.52	1.88	Vérifiée

###### ➤ Vérification de la jonction de table nervure

$$\tau_u = \frac{v_u \left( \frac{b-b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Sens X-X} \Rightarrow \tau_u = \frac{1580.38 \left( \frac{1.4-0.55}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.8 \times 1.4 \times 0.3} = 2.22 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Sens Y-Y} \Rightarrow \tau_u = \frac{1884.52 \left( \frac{1.25-0.55}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.8 \times 0.3 \times 1.25} = 2.44 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

##### B. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.10. Vérifications des contraintes à l'ELS.

localisation	M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{St}$ (MPa)	Obs	
X-X	travée	846.31	0.24	0.029	7 < 15	Vérifiée	245.08 > 201.63	Non vérifiée
	appui	-1350.40	0.28	0.038	9.95 < 15	Vérifiée	277.19 > 201.63	Non vérifiée
Y-Y	travée	1269.44	0.29	0.037	9.95 < 15	Vérifiée	283.14 > 201.63	Non vérifiée
	appui	-1270.86	0.29	0.037	9.96 < 15	Vérifiée	262.75 > 201.63	Non vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Tableau V.11. Calcul des armatures des nervures a l'ELS.

localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	β(10 <sup>-3</sup> )	α	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix des barres	σ <sub>St</sub> ≤ σ̄ <sub>St</sub> (MPa)
X-X	travée	846.31	3.34	0.30	58.29	59.15	10HA25+5HA16	200.75 < 201.63
	appui	-1350.40	5.34	0.31	93.36	95.8	10HA32+5HA25	197.67 < 201.63
Y-Y	travée	1269.44	6.29	0.42	91.51	34.36	6HA32+9HA25	180.15 < 201.63
	appui	-1270.86	6.30	0.41	91.25	50.07	6HA32+9HA25	187.04 < 201.63

**Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t^{\max}\right) \leq 24.28mm \text{ soit } \phi_t = 10mm.$$

$$A_t = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

- $$\left\{ \begin{array}{l} 1. St \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 40 \text{ cm.} \\ 2. St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 71.45 \text{ cm.} \\ 3. St \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \leq 17.50 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales St = 15 cm.

✓ **Les armatures de peau**

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

$$A_p = 0.2\% (b_0 \times h) = 0.002 \times 55 \times 85 = 9.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4HA14 + 2HA16 = 10.18 \text{ cm}^2$$

**Schémas de ferrailage de La nervure**

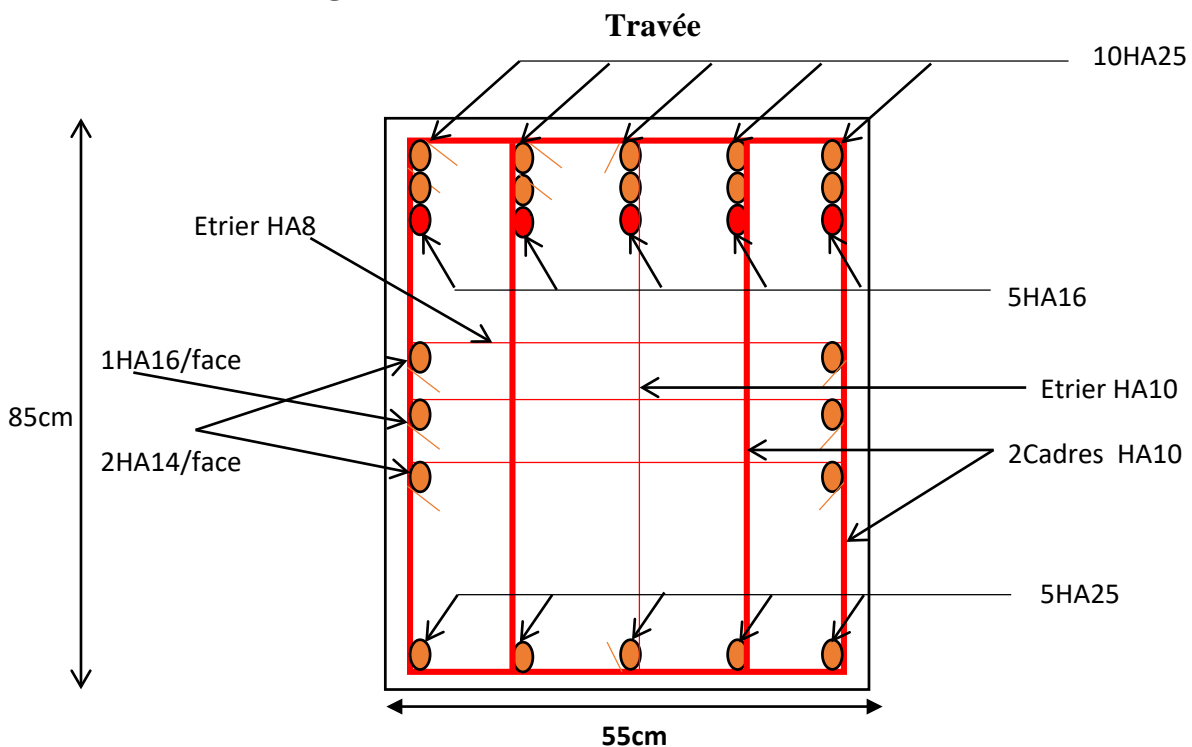


Figure V.12. Schema de ferrailage des nervures sens X-X (Travée) .

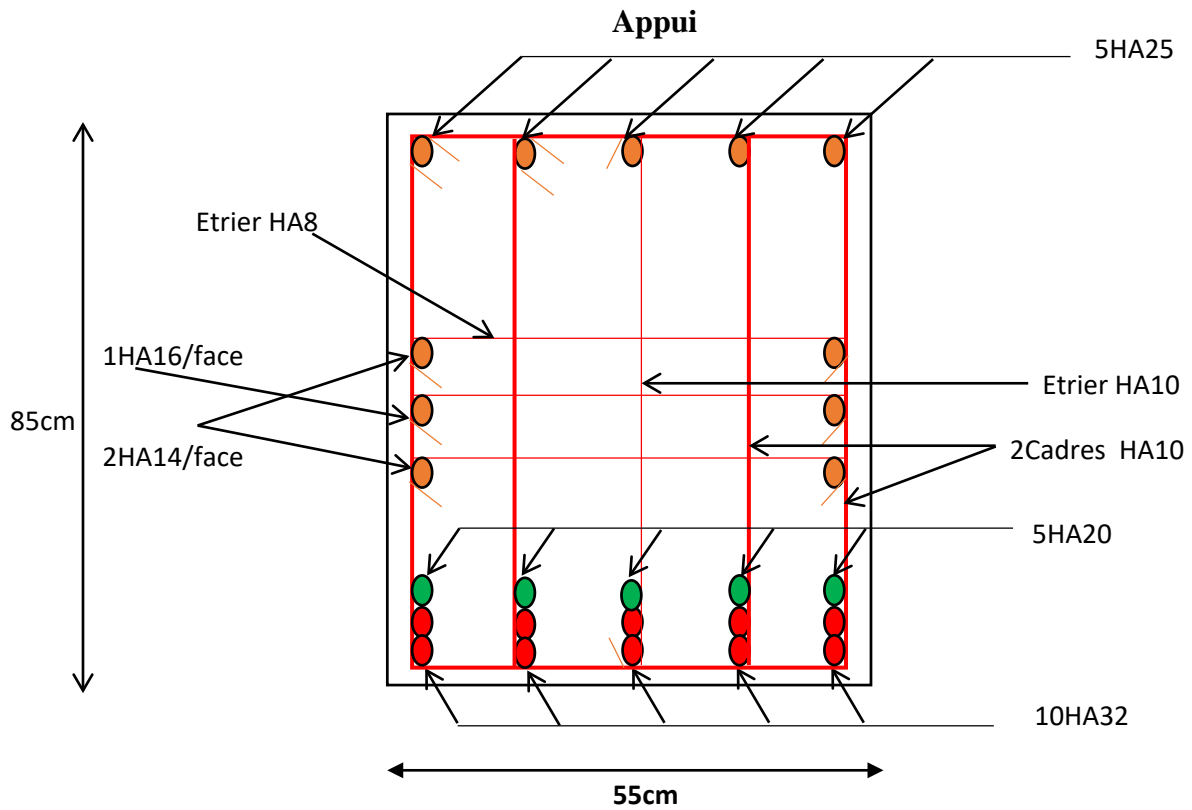


Figure V.13 . Schema de ferrailage des nervures sens X-X (Appui) .

**Sens Y-Y**

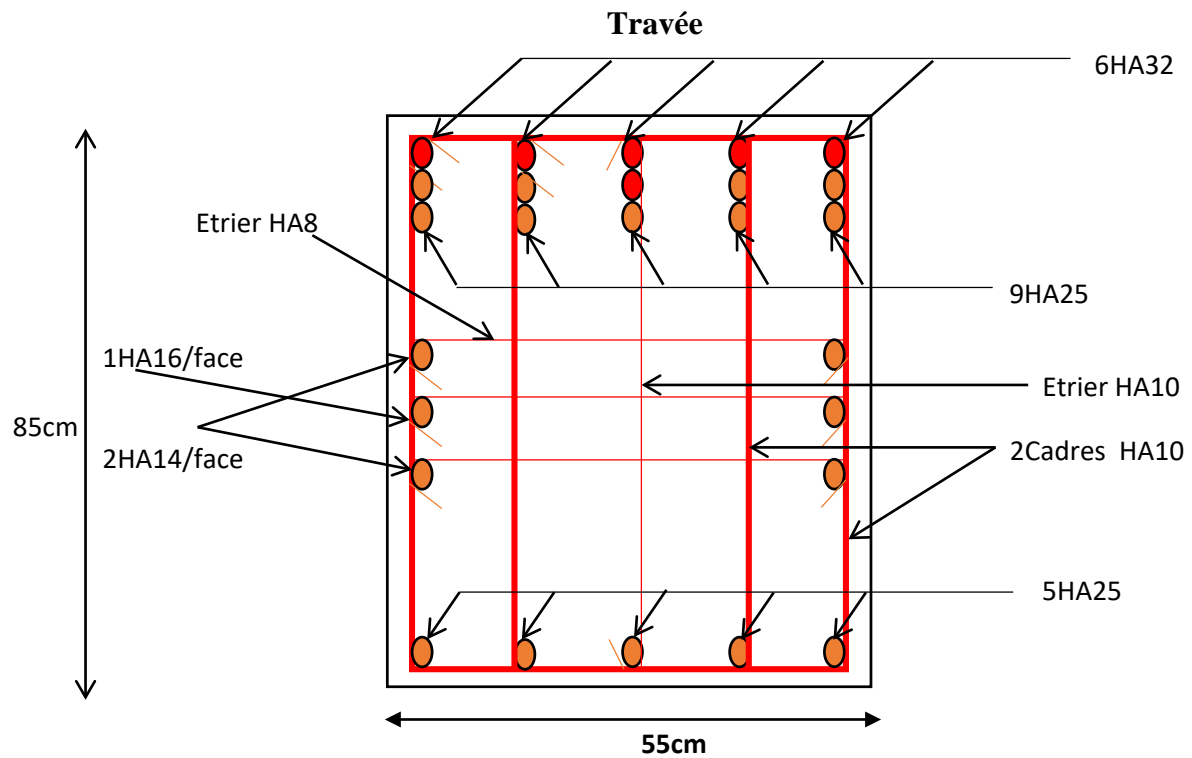


Figure V.14. Schema de ferrailage des nervures sens Y-Y (Travée) .

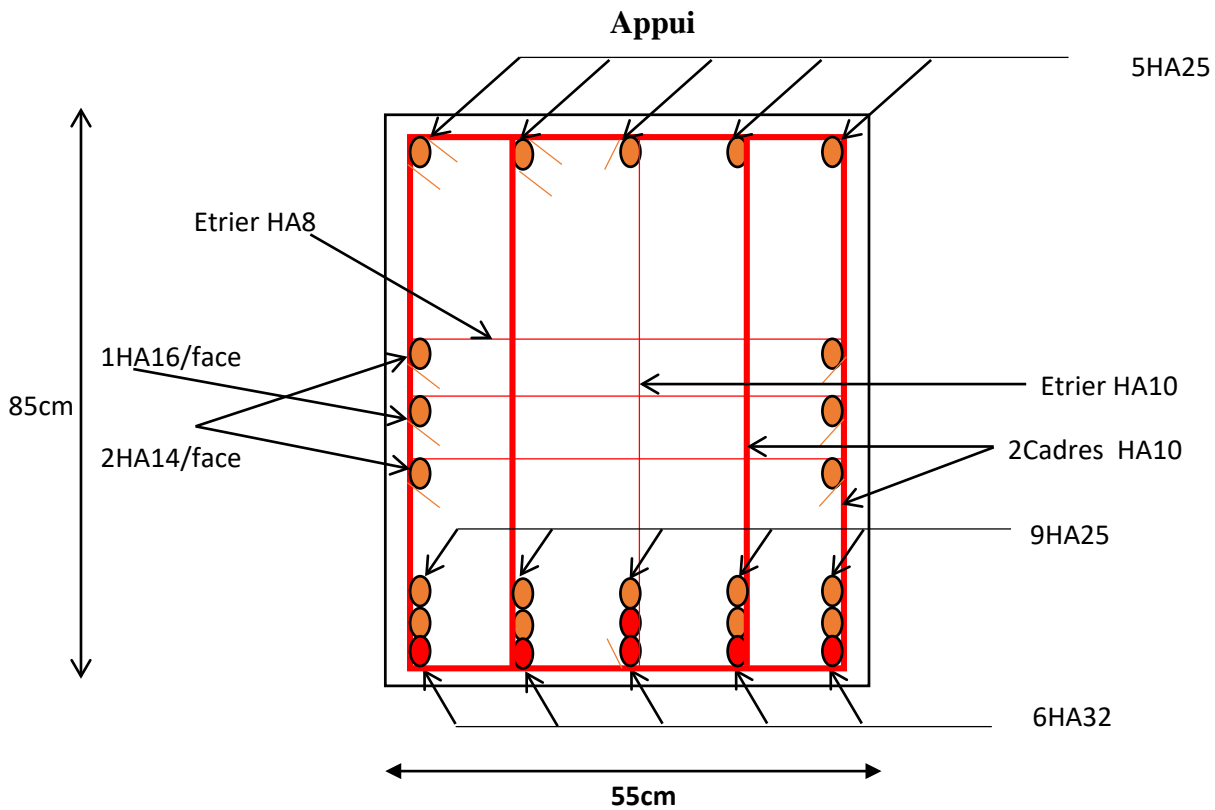


Figure V.15 Schema de ferrailage des nervures sens Y-Y (Appui) .

### Conclusion

On constate d'après l'étude réalisée dans ce chapitre que pour calculer une fondation, il faudra connaître les caractéristiques géométriques et les charges de la superstructure, ainsi que les caractéristiques mécaniques du sol.

Dans notre cas nous avons opté pour un radier, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle, qui minimise la force de pression apporté par la structure.
- ✓ La réduction du tassement différentielle.
- ✓ La facilité d'exécution.

### V.5. Etude du voile périphérique

Selon le **RPA99/Version 2003 (Art 10.1.2)** les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15 cm ;

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et verticale) ;
- ✓ Les ouvertures de ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

**a) Dimensionnement du voile :**

On se contentera de prendre le panneau le plus défavorable.

$$\begin{cases} h = 2.15 \text{ m} \\ L = 5.45 \text{ m} \\ e = 20 \text{ cm} \geq e_{\min} = 15 \text{ cm ( article 10.1.2 du RPA99 V 2003)} \end{cases}$$

**b) Caractéristique du sol :**

$$\begin{cases} \text{poids spécifique : } \gamma = 19,2 \text{ KN/m}^3 \\ \text{Angle de frottement : } \varphi = 27^\circ \\ \text{Cohésion du sol : } c = 0.41 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

L'essai de cisaillement montre que la cohésion varie d'une profondeur à l'autre pour ce la négligé vas dans le sens de sécurité ( $C = 0$ ).

**c) Evaluation des charges et surcharges :** Le voile périphérique est soumis à :

- Poussée des terres : ( $C = 0$ )

$$G = \gamma \times h \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 2.15 \times 19.2 \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{27}{2} \right) = 15.50 \text{ KN/m}^2$$

- Surcharges:

Vue que notre projet contient des locaux de commerce, donc présence de stationnement des véhicules ; Alors on prend :  $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$: Q = q \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

**V.5.1. Ferrailage du voile périphérique :**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.



A l'ELU :

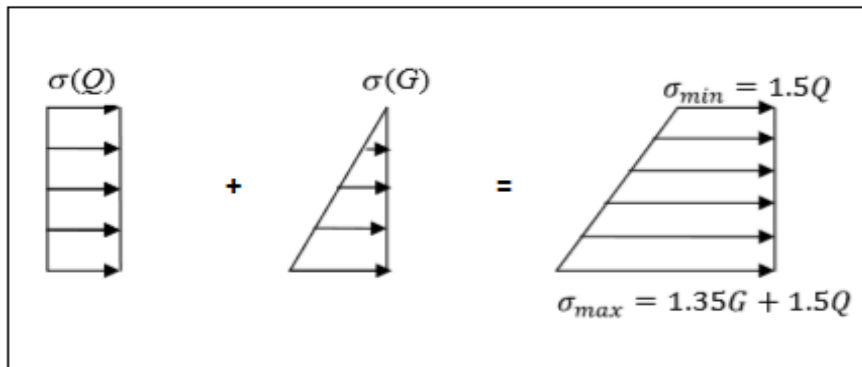


Figure V.16. Réartitions des contraintes sur le voile.

$$\begin{cases} \sigma_{min} = 1.5 \times Q = 5.63 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max} = (1.35 \times G) + (1.5 \times Q) = 26.56 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 21.32 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} \times 1\text{m} = 21.32 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 5.45 \text{ m} \quad b = 1 \text{ ml}$$

$$L_y = 2.20 \text{ m} \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.20}{5.45} = 0,41 \geq 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille selon deux sens.}$$

Le calcul est similaire aux calculs effectués dans les planchers en dalle pleine

- **Les moments isostatiques**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1088 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 68.90 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 17.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul des moments corrigés**

$$M_t^x = 58.56 \text{ KN.m}; \quad M_t^y = 14.64 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^x = M_a^y = -34.45 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section ( $b \times h$ ) avec :  $b = 1\text{ml}$ .

Le pourcentage minimum des armatures exigé par le RPA est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical) :  $A_{min} = 0,1\% \times b \times h$

$$A_{min} = 0,1\% \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferrailage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.12. ferrailage des voiles périphérique à l'ELU.

Localisation	Sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	X-X	58.56	0.143	0.194	0,157	10.72	2	7HA14=10.78
	Y-Y	14.64	0,035	0,044	0.167	2.52	2	4HA12=4.52
Appui		-34.45	0,084	0,11	0.162	6.11	2	6HA12=6.79

- **Espacements**

$$\begin{cases} \text{Sens } X - X : St \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow St = 15 \text{ cm} \\ \text{Sens } Y - Y : St \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow St = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

### V.5.2. Vérifications à l'ELU

- **Condition de non fragilité :**

$$\text{On a : } \begin{cases} \rho = 0.41 > 0.4 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

Avec :  $\rho_0 = 0.0008$

$$\begin{cases} A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.41) \times 100 \times 20 = 2.07 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Calcul des efforts tranchants :**

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} \\ V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4} \end{cases} \quad \begin{cases} V_u^x = 22.84 \text{ KN} \\ V_u^y = 1.50 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

### V.5.3. Vérifications a l'ELS

$$\begin{cases} \sigma_{min} = Q = 3.75 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max} = G + Q = 19.25 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 15.37 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ m} = 15.37 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 5.45 \text{ m} \quad b = 1 \text{ ml}$$

$$L_y = 2.20 \text{ m} \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.2}{5.45} = 0,41 \geq 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille selon deux sens.}$$

Le calcul est similaire aux calculs effectués dans les planchers en dalle pleine

- **Les moments isostatiques**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1110 \\ \mu_y = 0.2924 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 50.67 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 14.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul des moments corrigés**

$$M_t^x = 43.07 \text{ KN.m}; \quad M_t^y = 12.59 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^x = M_a^y = -25.33 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{nf_{t28}}\right) \end{cases}$$

**Tableau V.13. Vérifications des contraintes à l'ELS.**

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	43.07	0.059	0.00026	9.77 < 15	Vérifiée	275.81 > 201.63	Non vérifiée
	Y-Y	12.59	0.042	0.00013	4.07 < 15	Vérifiée	185.94 > 201.63	vérifiée
Appui		-25.33	0.046	0.00019	6.13 < 15	Vérifiée	247.97 > 201.63	Non vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

**Tableau V. 14. Calcul des armatures des voiles périphériques a l'ELS.**

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	$\beta(10^{-3})$	$\alpha$	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	St(cm)
Travée	X-X	43.07	2.95	0.31	11.07	8HA14=12.32	199.6 < 201.63	13
	Y-Y	12.59	/	/	/	4HA12=4.52	185.94 < 201.63	25
Appui		-25.33	1.78	0.26	7.72	7HA12=7.92	156.12 < 201.63	14

## Schéma du Ferrailage des voiles périphériques

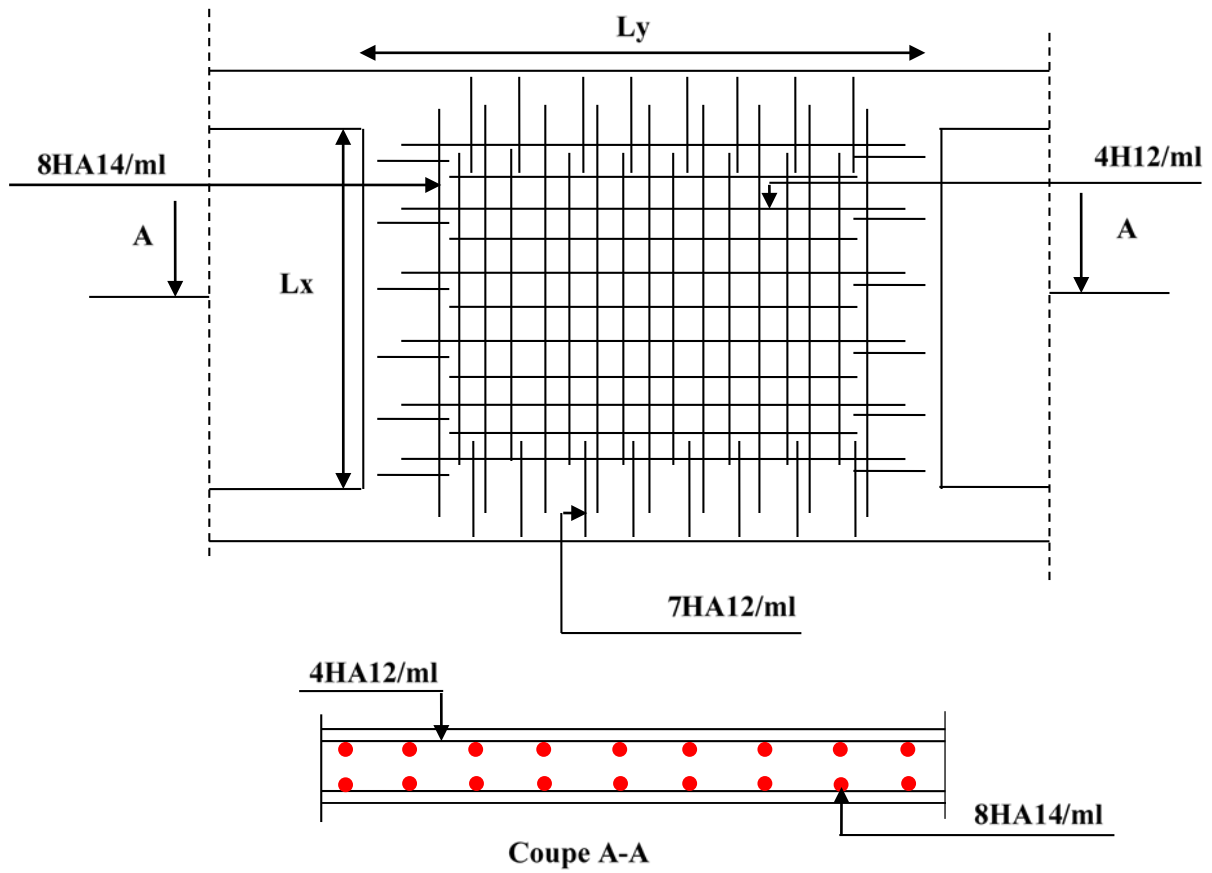


Figure V.17. Schéma de Ferrailage des voiles périphériques

## Conclusion générale

L'étude de cette structure nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. D'une autre part, cette étude nous a permis d'aboutir à certaines conclusions qui sont :

- ❖ Pour la réalisation de cet ouvrage, un contrôle de qualité des matériaux et d'exécution est nécessaire ;
- ❖ Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économique et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie qui sert à diminuer le coût du projet ;
- ❖ La modélisation doit autant que possible, englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement plus proche du réel ;
- ❖ Pour le contreventement, on constate que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que le nombre de voiles placés dans la structure et a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis -à -vis de l'effort sismique ;
- ❖ Le choix du type de fondation dépend essentiellement de la capacité portante du sol et de la forme de la structure.