

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie civil et d'Hydraulique  
Référence : ...../2020



جامعة محمد خيضر بسكرة  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية و الري  
المرجع ...../2020

## Mémoire de Master

**Filière : Génie civil**

**Spécialité : structure**

**Thème**

**Etude d'un bâtiment à usage d'habitation  
(R+12) contreventement mixte**

**Nom et Prénom de l'étudiant :**  
**Zeraib oussama**

**Encadreur : Mr Abdeslam issam**

**Année universitaire : 2019 - 2020**

# *Remerciements*

A titre personnel ,je remercie dieu tout puissant .

Et tous ceux qui nous tendus leurs bras d'aide pour réaliser ce modeste  
travail

abdesslam issam qui nous a offert l'aide et le soutien moral

Tous les enseignants de l'institut de génie civil qui ont contribué à notre  
formation

je remercie tous ceux qui n'ont pas hésité à nous aider

***Oussama***

# *Dédicace*

Je dédie ce modeste travail à :

A ma mère qui a sacrifié sa vie pour notre bonheur et notre réussite .

A Mon père, qui m'a soutenu dans ma carrière universitaire

Mes frères et sœurs

Bibliothèque Numidia Biskra

A mes amis à qui je porte les plus belle souvenirs

A tous la promotion septembre 2020

**Oussama**

# Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction général .....01

## **Chapitre I : Présentation de projet :**

Introduction

I.1. Description de l'ouvrage .....02

I.2. Caractéristique géométrique du bâtiment ..... 02

I.3. Conception de la structure du bâtiment.....03

I.4. Les hypothèses de calcul .....04

I.5. Règle et normes de calcul .....04

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux ..... 04

I.6 .1.Béton .....05

I.6.2.Acier.....11

I.7. Choix des matériaux dans l'élaborations du projet .....13

I.8. Actions et sollicitations .....14

I.8.1.Les actions .....14

I.8.2.Les sollicitation ..... 15

## **Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges :**

### **II.1.Prédimensionnement des éléments de l'ouvrage**

II.1.1. Introduction.....16

II.1.2 .Les plancher.....16

II.1.3.Les poutres .....17

II.1.4.Les poteaux.....19

II.1.5.Les voiles.....20

## **II.2.Evaluation et descente de charge**

II.2.1.Introduction .....	21
II.2.2.rôle de descente de charge .....	21
II.2.3.Evaluation des charges appliquées.....	21
II.2.3.1.Evaluation des charges .....	21
• Plancher terrasse .....	21
• Plancher étage courant .....	22
• murs extérieurs .....	22
• Balcon .....	22
II.2.4.Loi de dégression .....	23
II.2.5. Descente des charges.....	24
II.2.6.Conclusion .....	29

## **Chapitre III: Calcul des éléments secondaires :**

Intoduction

### **III .1.Les planchers à corps creux**

III.1.1. Introduction.....	30
III.1.2. Calcul des charges revenant aux poutrelles .....	31
III.1.3.Méthode de calcul.....	32
III.1.4.détermination des sollicitations.....	34
III.1.5.Calcul du ferrailage .....	47

### **III.2.L'acrotère**

Introduction.....	54
III.2.1.Mode de travail.....	54
III.2.2.Evaluation des charges .....	54
III.2.3.Calcul de ferrailage .....	56

III.2.4.présentation du ferrailage .....	59
--	----

### **III.3.Les escaliers :**

III.3.1.définition .....	60
--------------------------	----

III.3.2dimensionnement .....	60
------------------------------	----

III.3.3 Evaluation des charges .....	61
--------------------------------------	----

III.3.4.Méthode de calcul.....	62
--------------------------------	----

III.3.5 combinaison d'actions .....	62
-------------------------------------	----

III.3.6 Détermination des sollicitations .....	63
--	----

III.3.7.calcul de ferrailage .....	64
------------------------------------	----

III.3.8.Calcul la flèche .....	68
--------------------------------	----

III.3.9.Calcul de la poutre palière .....	72
---	----

III.2.Type (b) : Escalier RDC .....	83
-------------------------------------	----

### **III.4.Balcon**

III.4.1. Introduction .....	97
-----------------------------	----

III.4.2.Hypothèse de calcul .....	97
-----------------------------------	----

III.4.3.Caractéristique de balcon.....	97
--	----

III.4.4.évaluation des charges.....	98
-------------------------------------	----

III.4.5.calcul des sollicitations.....	99
--	----

III.4.6.calcul de ferrailage.....	100
-----------------------------------	-----

## **Chapitre IV : Etude dynamique :**

### ***IV.Etude sismique***

IV.1.Introduction .....	104
-------------------------	-----

IV.2.présentation déférentes méthode des forces sismique.....	104
---	-----

IV.3.calcul des actions sismiques.....	106
--	-----

IV.4.distribution des forces sismiques.....	114
---	-----

IV.5.calcul des actions sismique (Méthode statique équivalente).....	117
IV.6.vérification des déplacements.....	124
IV.7.vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	126
IV.8. Vérification au Renversemen .....	128
IV.9.caractéristique et massiques de la structure.....	130
IV.10.conclusion.....	133

### **Chapitre V: Etude des éléments structuraux :**

Introduction.....	134
V.1.ferraillage des poutres.....	134
V.2.ferraillage des poteaux .....	141
V.3.ferraillage des voiles .....	147
V.4. Conclusion .....	151

### **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

V.I.1.Introduction.....	152
VI.2. Différents types de fondations .....	152
VI. 3. Caractéristique de sol .....	152
VI.4. Choix du type de fondation .....	152
VI.5. Etude des fondations .....	153
VI.6.Radiers .....	154
Conclusion général.....	173
Bibliographie.....	174
Résumé.....	175

# Liste des figures

## Chapitre I : présentation de projet :

<b>Figure.I.1.</b> évolution de la résistance de béton $f_{cj}$ en fonction de l'âge de béton.....	7
<b>Figure.I.2.</b> Diagramme de déformation-contrainte du béton (BAEL).....	9
<b>Figure.I.3.</b> Diagramme Contrainte – déformation d'acier. ....	11
<b>Figure. I.4.</b> Diagramme Déformation - Contrainte d'acier.....	12

## Chapitre II : pré dimensionnement :

<b>Figure II.1.</b> les nervures.....	17
<b>Figure.II.2.</b> Poutre principale (30×40).....	18
<b>Figure.II.3.</b> Poutre secondaire (30x35).....	18
<b>Figure.II.4.</b> Les poteaux.....	19
<b>Figure II.5.</b> Coupe de voile en élévation.....	20
<b>Figure.II.6.</b> poteau B 2 .....	24

## Chapitre III : Calcul des éléments :

<b>Figure.III.1.</b> Plancher à corps creux.....	30
<b>Figure.III.2.</b> corps creux.....	31
<b>Figure.III.3.</b> Schéma de 1 <sup>ère</sup> type de poutrelle.....	31
<b>Figure.III.4.</b> Schéma de 2 <sup>ème</sup> type de poutrelle.....	31
<b>Figure.III.5.</b> Schéma de 3 <sup>ème</sup> type de poutrelle.....	32
<b>Figure.III.6.</b> Schéma de 4 <sup>ème</sup> type de poutrelle.....	32
<b>Figure.III.7.</b> Diagramme (M . T) à ELU de plancher étage (type 1) .....	38
<b>Figure.III.8.</b> Diagramme (M . T) à ELS de plancher étage (type 1).....	39
<b>Figure.III.9.</b> Diagramme (M . T) à ELU de plancher étage (type 2).....	40

<b>Figure.III.10.</b> Diagramme (M . T) à ELS de plancher étage (type 2).....	40
<b>Figure.III.11.</b> Diagramme (M . T) à ELU de plancher étage (type 3).....	41
<b>Figure.III.12.</b> Diagramme (M . T) à ELS de plancher étage (type 3).....	42
<b>Figure.III.13.</b> Diagramme (M . T) à ELU de plancher étage (type 4).....	42
<b>Figure.III.14.</b> Diagramme (M . T) à ELS de plancher étage (type 4).....	42
<b>Figure.III.15.</b> Schéma de 1 <sup>ère</sup> type de poutrelle.....	43
<b>Figure.III.16.</b> Schéma de 2 <sup>ème</sup> type de poutrelle.....	43
<b>Figure.III.17.</b> Diagramme (M . T) à ELU de pl : terrasse (type 1).....	44
<b>Figure.III.18.</b> Diagramme (M . T) à ELS de pl : terrasse (type 1).....	45
<b>Figure.III.19.</b> Diagramme (M . T) à ELU de pl : terrasse (type 2).....	45
<b>Figure.III.20.</b> Diagramme (M . T) à ELS de pl : terrasse (type 2).....	46
<b>Figure III.21 :</b> ferrailage de la dalle de compression.....	53
<b>Figure III.22 :</b> ferrailage de poutrelle.....	53
<b>Figure.III.23.</b> schéma statique de l'acrotère.....	54
<b>Figure.III.24.</b> schéma statique de M,N,T.....	55
<b>Figure.III.25.</b> coupe horizontal de l'acrotère.....	56
<b>Figure.III.26.</b> schéma de ferrailage de l'acrotère.....	59
<b>Figure.III.27.</b> les charges sur l'escalier.....	63
<b>Figure III.28.</b> Ferrailage d'escalier.....	71
<b>Figure. III.29.</b> Schéma de poutre de palière.....	72
<b>Figure. III.30.</b> Schéma de moment de poutre palière.....	74
<b>Figure.III. 31.</b> Schéma de poutre à la torsion.....	78
<b>Figure.III.32.</b> Ferrailage de poutre palière.....	82
<b>Figure.III.33.</b> les charge sur l'escalier.....	86

<b>Figure. III.34.</b> Ferrailage d'escalier.....	94
<b>Figure.III.35.</b> Ferrailage de poutre palière.....	96
<b>Figure.III.36:</b> schéma statique du balcon.....	97
<b>Figure. III.37.</b> Ferrailage de balcon.....	103

**Chapitre IV : Etude dynamique :**

<b>Figure. IV.1.</b> Simulation de la force sismique.....	107
<b>Figure. IV.2.</b> Spectre de Réponse.....	108
<b>Figure.IV.3.</b> variante des voiles.....	110
<b>Figure.IV.4.</b> Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan .....	112
<b>Figure. IV.5.</b> Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.....	113
<b>Figure. IV.6.</b> Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.....	113

**Chapitre V : Etude des éléments structuraux :**

<b>Figure V.1.</b> Schéma de la zone nodale.....	139
<b>Figure.V.2.</b> Coupe de ferrailage de section de poteau.....	140
<b>Figure.V.3.</b> Schéma de ferrailage de poutre principale.....	145
<b>Figure V.4.</b> Schéma de ferrailage de poutre secondaire.....	146
<b>Figure V.5.</b> Schéma de ferrailage des voiles.....	150

**Chapitre VI : Etude de l'infrastructure :**

<b>Figure VI.1.</b> Dimension de semelle isolée.....	153
<b>Figure.VI.2.</b> ferrailage global de radier.....	171
<b>Figure .VI.3.</b> Ferrailage de nervure.....	172

# Liste des tableaux

## Chapitre II : Pré dimensionnement :

<b>Tableau II.1. Charge permanente : d'après le DTR BC 2.2.....</b>	<b>21</b>
<b>Tableau II.2. Plancher étage courant .....</b>	<b>22</b>
<b>Tableau II.3. murs extérieurs.....</b>	<b>22</b>
<b>Tableau II.4. Balcon.....</b>	<b>22</b>
<b>Tableau II.5. Descente de charges pour poteau central B2.....</b>	<b>24</b>
<b>Tableau II.6. Conclusion.....</b>	<b>29</b>

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

<b>Tableau III.1. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courante (type 1) .....</b>	<b>38</b>
<b>Tableau III.2. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courante (type 1) .....</b>	<b>38</b>
<b>Tableau III.3 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courante (type 2).....</b>	<b>39</b>
<b>Tableau III.4 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courante (type 2).....</b>	<b>40</b>
<b>Tableau III.5. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courante (type3).....</b>	<b>41</b>
<b>Tableau III.6. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courante (type3).....</b>	<b>41</b>
<b>Tableau III.7. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courante (type4).....</b>	<b>42</b>
<b>Tableau III.8.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courante (type4).....</b>	<b>42</b>
<b>Tableau III.9. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 1).....</b>	<b>43</b>
<b>Tableau III.10. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 1).....</b>	<b>44</b>
<b>Tableau III.11. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 2).....</b>	<b>45</b>
<b>Tableau III.12. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 2).....</b>	<b>46</b>
<b>Tableau III.13. Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.....</b>	<b>47</b>

<b>Tableau III.14.</b> Tableau Récapitulatif .....	50
<b>Tableau III.15.</b> Vérification de la poutrelle à E.L.S .....	50
<b>Tableau III.16.</b> Récapitulatif des résultants ( <b>escaliers</b> ).....	61
<b>Tableau III.17.</b> Charge permanente : (DTR B.C 2.2).....	61
<b>Tableau III.18.</b> Charge permanente : (DTR B.C 2.2).....	62
<b>Tableau III.19.</b> Résultats finals des sollicitations .....	64
<b>Tableau III.20.</b> Vérification d'escalier. à E.L.S .....	65
<b>Tableau III.21.</b> Récapitulatif des résultants de ferrailage ( <b>escaliers</b> ).....	66
<b>Tableau III.22.</b> Récapitulatif des résultants d'effort tranchant ( <b>escaliers</b> ).....	66
<b>Tableau III.23.</b> Tableau Récapitulatif ( <b>poutre pliere</b> ) .....	75
<b>Tableau III.24.</b> Récapitulatif des résultants de ferrailage ( <b>poutre pliere</b> ) .....	76
<b>Tableau III.25.</b> Vérification de la poutre palière. à E.L.S .....	76
<b>Tableau III.26.</b> Récapitulatif des résultants de ferrailage ( <b>poutre pliere</b> ).....	77
<b>Tableau III.27.</b> BALCON TERRASS .....	98
<b>Tableau III.28.</b> BALCON ETAGE .....	99
<b>Tableau III.29.</b> Récapitulatif des résultants de ferrailage ( <b>balcon</b> ) .....	101
 <b><u>Chapitre IV : Etude dynamique :</u></b>	
<b>Tableau IV.1. (Pq) :</b> Tableau 4.4 RPA99-v2003 .....	109
<b>Tableau IV.2.</b> Périodes et factures de participation massique modale .....	111
<b>Tableau.IV.3.</b> Distribution des forces sismiques (sens-x) au niveau de chaque étage.....	114
<b>Tableau.IV.4.</b> Distribution des forces sismiques (sens-y) au niveau de chaque étage.....	115
<b>Tableau. IV.5.</b> coefficient d'accélération de zone A.....	117
<b>Tableau .IV.6.</b> Valeurs de $\xi$ (%).....	118
<b>Tableau .IV.7.</b> Valeurs du coefficient de pondération $\beta$ .....	121

<b>Tableau.IV.8.</b> Le poids total de la structure .....	121
<b>Tableau.IV.9.</b> récapitulatif d'Effort sismique .....	122
<b>Tableau.IV.10.</b> Les forces sont distribuées $V_x$ .....	123
<b>Tableau.IV.11.</b> Les forces sont distribuées $V_y$ .....	124
<b>Tableau IV.12.</b> Déplacements absolus pour Sens Longitudinal .....	125
<b>Tableau IV.13.</b> Déplacements absolus pour Sens Transversal .....	126
<b>Tableau.IV.14.</b> Vérification a L'effet (P- $\Delta$ ) < Sens Longitudinal .....	127
<b>Tableau.IV.15.</b> Vérification a L'effet (P- $\Delta$ ) < Sens Transversal >.....	128
<b>Tableau. IV.16.</b> Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens XX ..	129
<b>Tableau. IV.17.</b> Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens YY ...	130
<b>Tableau. IV.18.</b> Caractéristiques Massique de la Structure .....	132
<b>Tableau.IV.19.</b> L'excentricité Accidentelle des Etages .....	133

### **Chapitre V : Etude des éléments structuraux :**

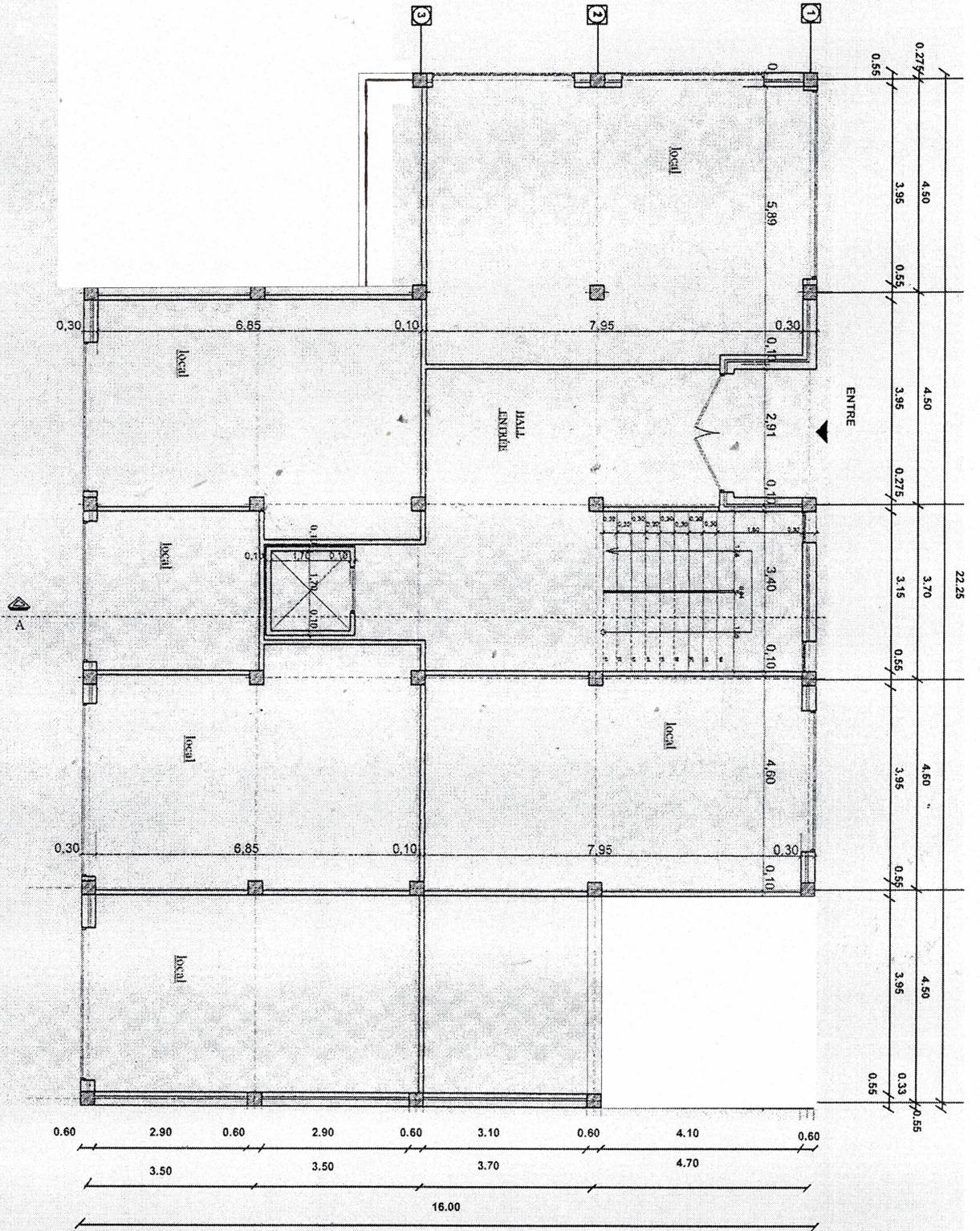
<b>Tableau.V.1.</b> Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	134
<b>Tableau.V.2.</b> Sollicitation des poteaux .....	136
<b>Tableau.V.3.</b> Vérification des contraintes de cisaillements des poteaux .....	138
<b>Tableau.V.4.</b> Choix des armatures et leur espacement des poteaux .....	139
<b>Tableau.V.5.</b> Sollicitation moment de flexion des poutres .....	141
<b>Tableau.V.6.</b> Résultats de ferrailage .....	143
<b>Tableau.V.7.</b> Vérification des contraintes de l'acier et de béton .....	143
<b>Tableau.V.8.</b> Vérification des contraintes de cisaillements des poutres .....	144
<b>Tableau.V.9.</b> Sections d'armatures transversales des poutres .....	144
<b>Tableau.V.10.</b> Vérification de la flèche des poutres .....	145

### **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure :**

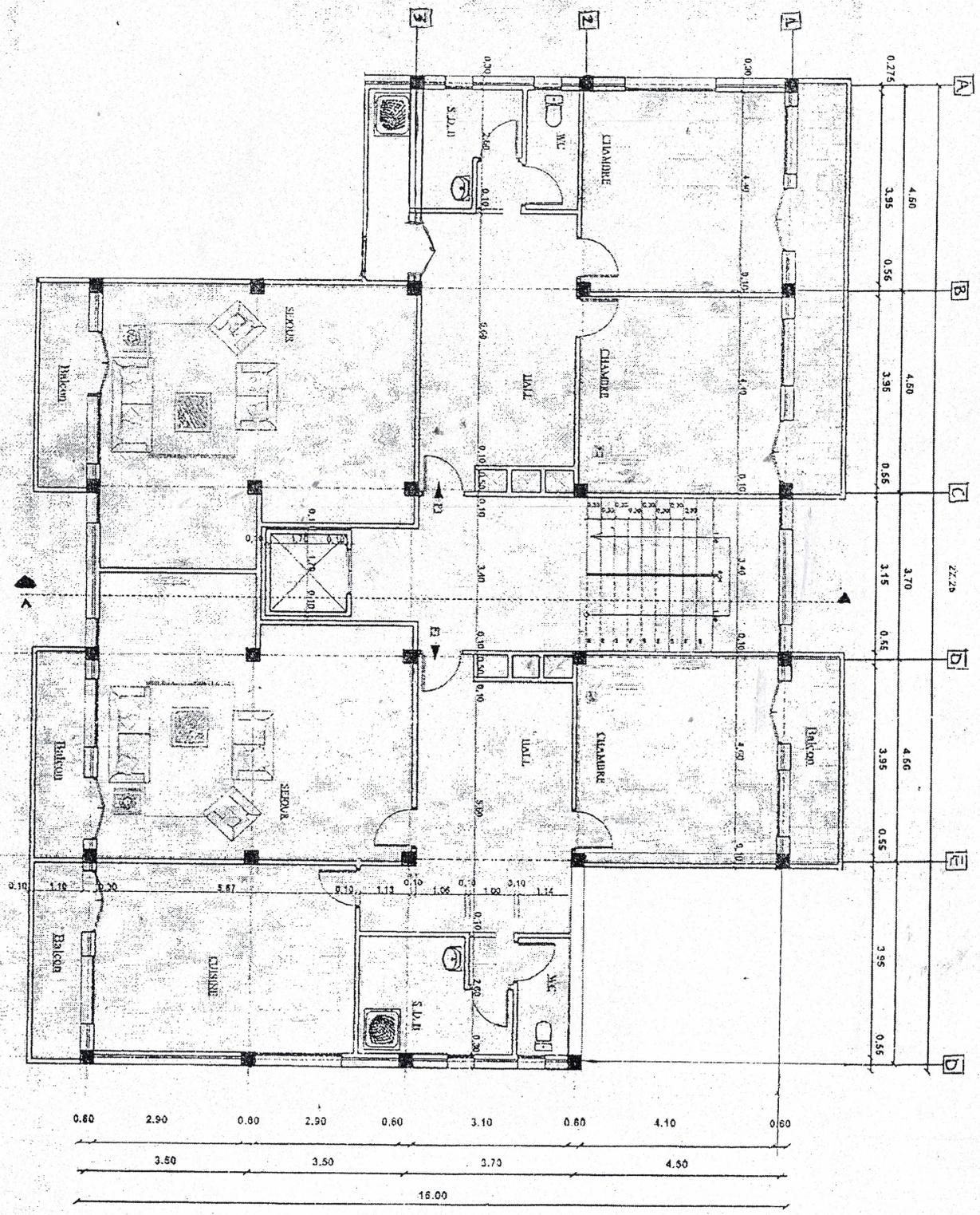
<b>Tableau.VI.1.</b> Vérification de la stabilité du radier .....	159
---	-----

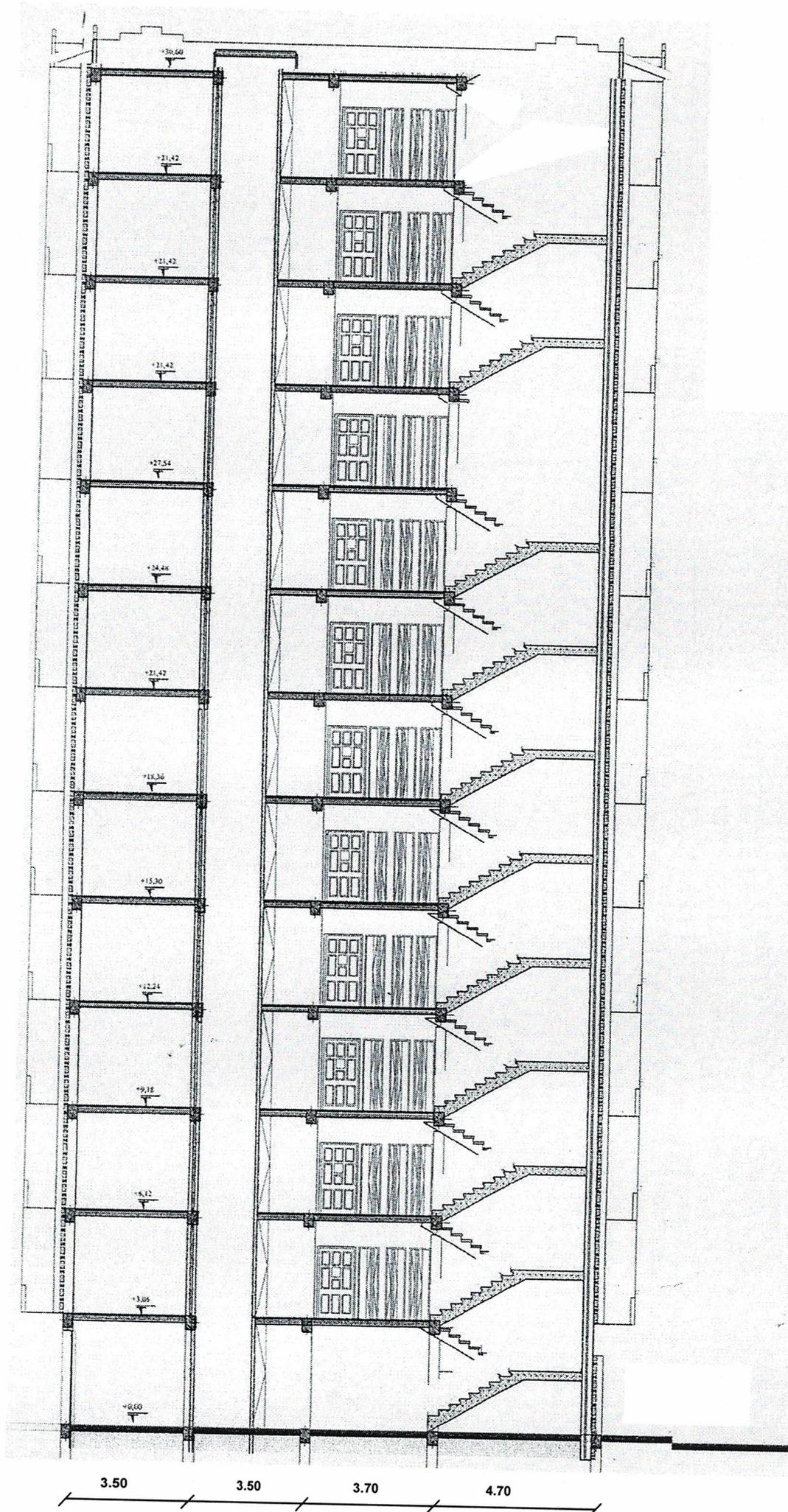
<b>Tableau.VI.2.</b> Le centre de gravité du radier .....	160
<b>Tableau.VI.3.</b> Vérification au non soulèvement des fondations .....	160
<b>Tableau.VI.4.</b> Récapitulatif des résultants a ELU de ferrailage ( <b>radier</b> ).....	164
<b>Tableau .VI.5.</b> Récapitulatif des résultants a ELS de ferrailage ( <b>radier</b> ) .....	166
<b>Tableau.VI.6.</b> Ferrailage de nervure a l'ELU.....	169
<b>Tableau.VI.7.</b> ferrailage de nervure à l'ELS.....	169
<b>Tableau.VI.8.</b> Vérifications de là l'effort tranchant .....	170

# Plan rez de chaussée

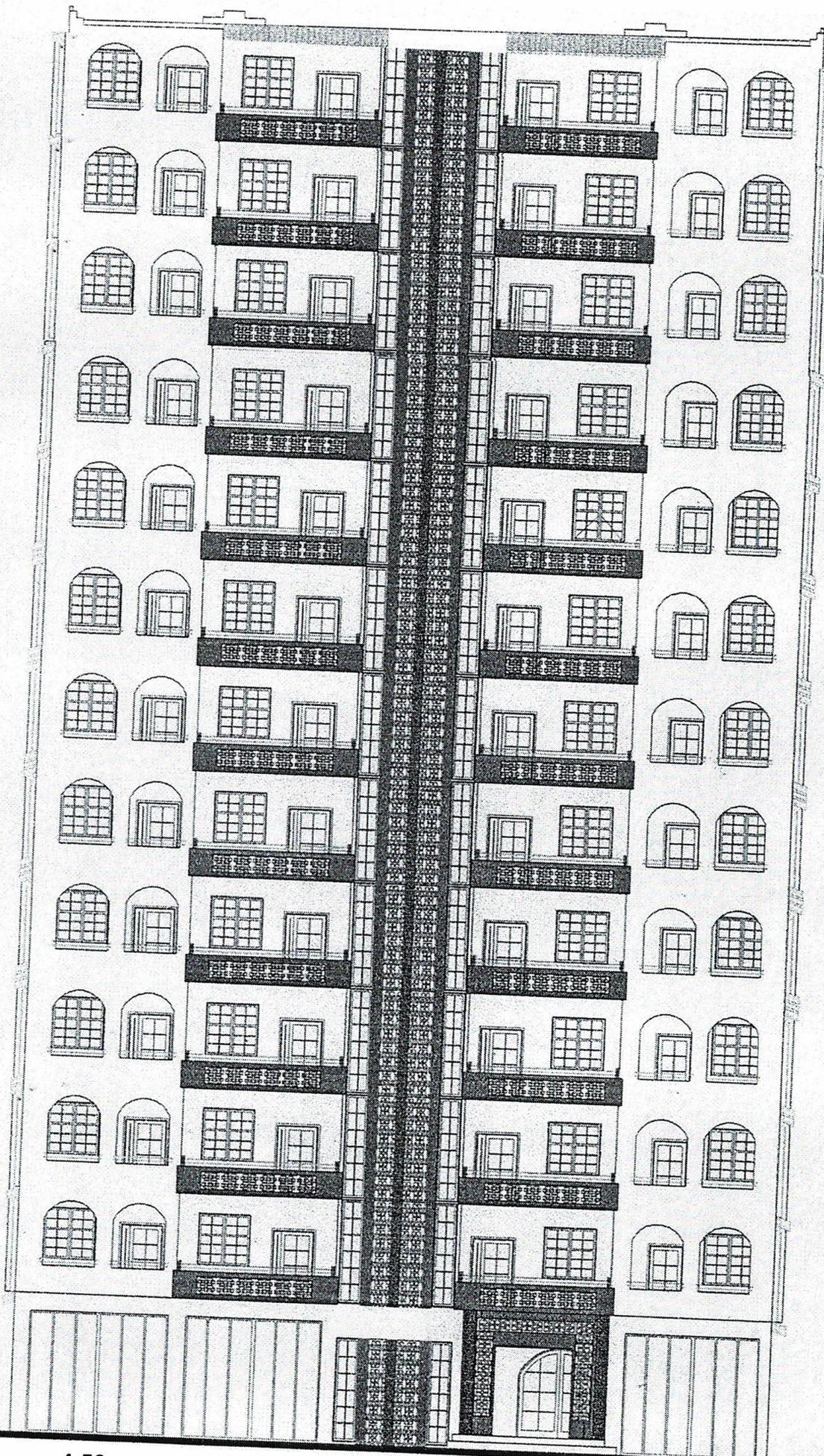


# Plan type 1-12 Etage





**Coupe A-A**



4.50

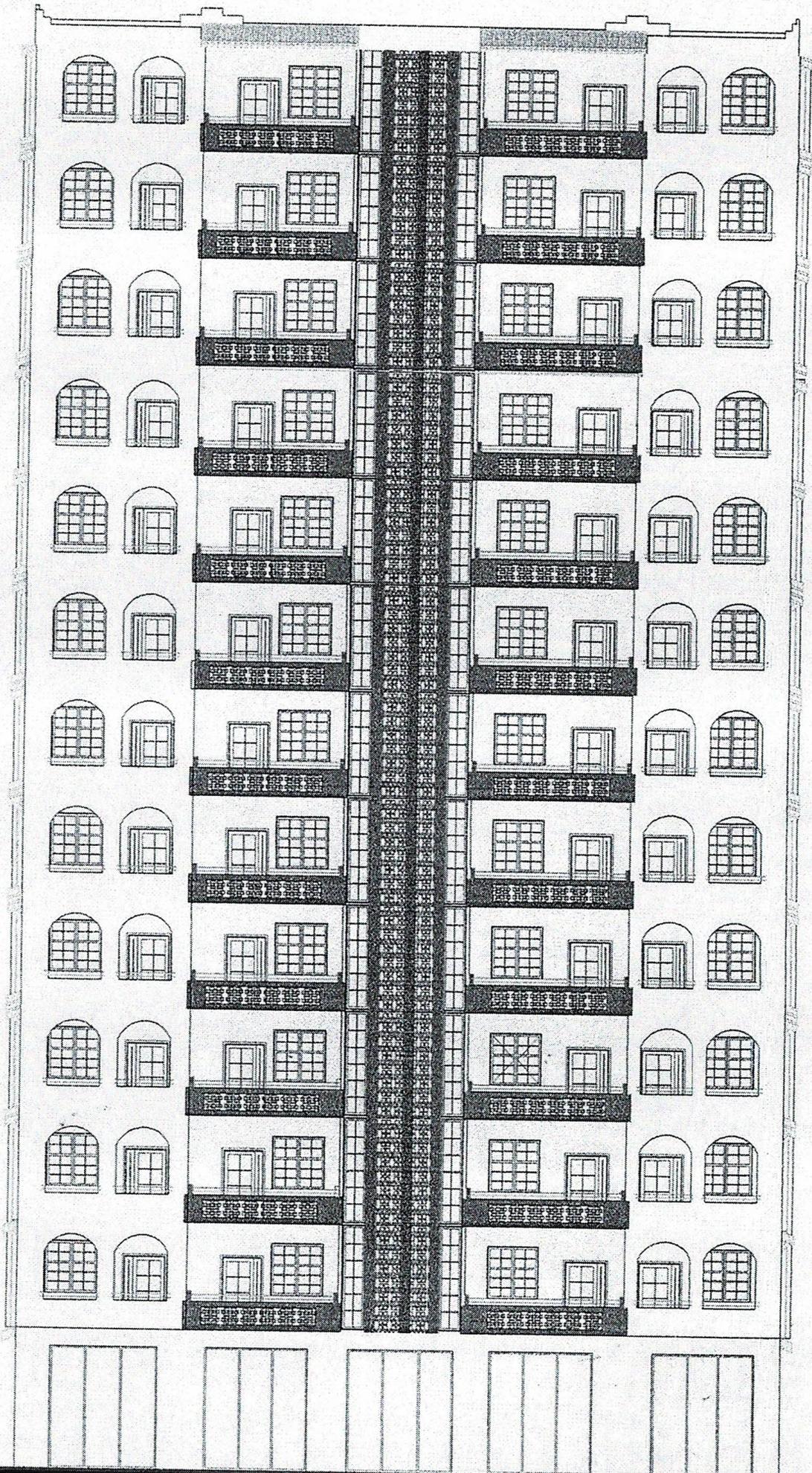
4.50

3.70

4.50

4.50

**Facade Principale**



4.50

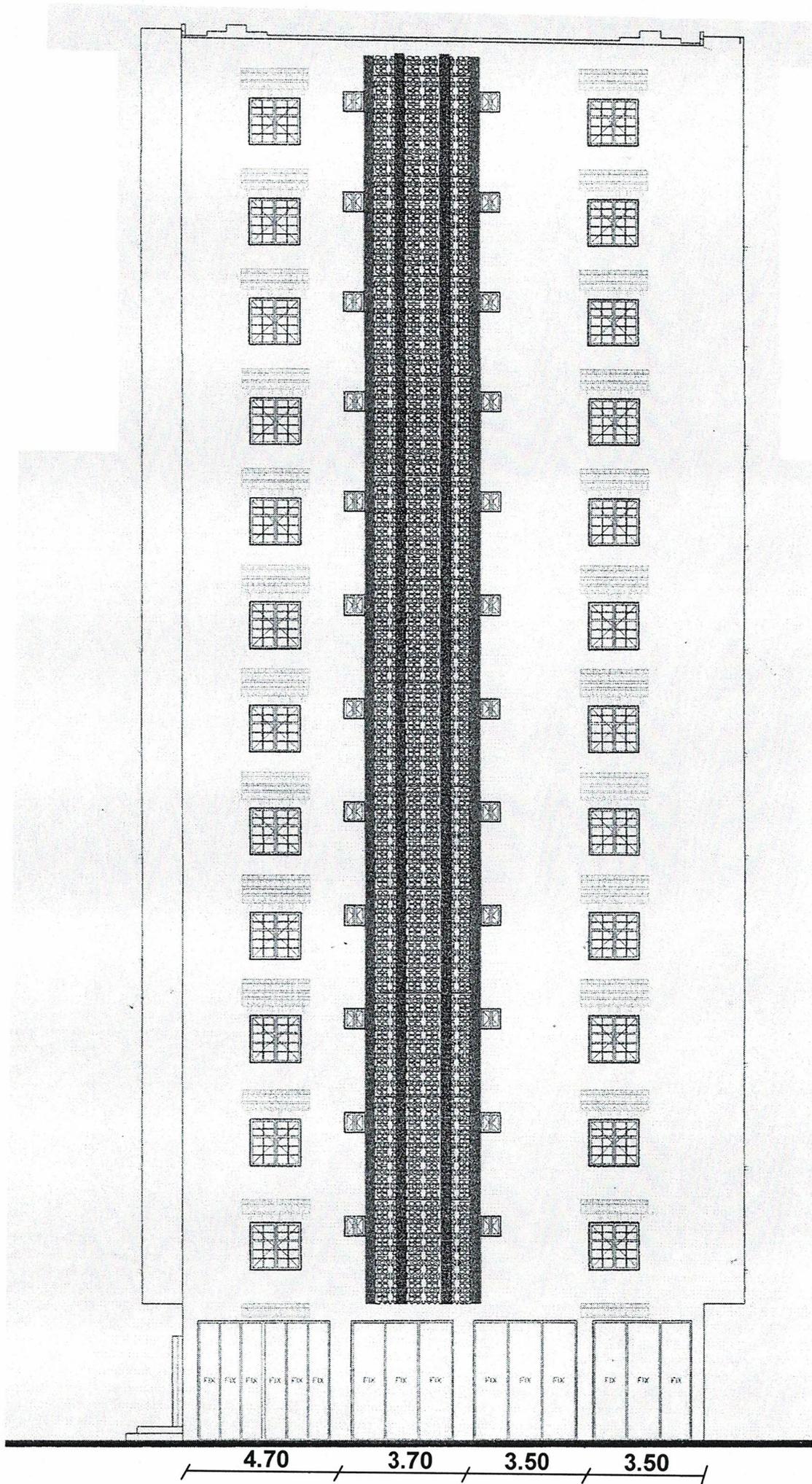
4.50

3.70

4.50

4.50

**Facade Posterieure**



**Facade Gauche**

# Chapitre I

## Présentation du l'ouvrage

**Introduction :**

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du types des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

**I-1- Description de l'ouvrage :**

Notre projet consiste à étudié est un bâtiment à usage d'habitation, elle compose d'un REZ-de chaussée et de 12 étages, le bâtiment est implanté à **Sétif**, elle classée selon l'RPA 99 version 2003 comme une zone de moyenne sismicité.

-groupe d'usage 2 Puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48 m .

-Le Site est considéré comme ferme ( $S_2$ ).

**I-2-caractéristiques géométrique :****-En élévation :**

- Hauteur du RDC.....4.05 m.
- Hauteur étage courant.....3.06 m.
- Hauteur acrotère.....0.60 m.
- Hauteur totale (avec acrotère).....41.77 m.

**-En plan :**

- Longueur en plan.....22.25 m
- Largeur en plan.....16.00 m

La circulation en élévation est assurée par un escalier et ascenseur.

Terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60 m de hauteur.

**I.3. Conception de la structure du bâtiment :****a-Plancher**

Nous avons optés pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Absence des charges concentrées importante sur le plancher.
- Ces dalles sont plus légère que la dalle pleine.
- Nécessite peu de coffrage.
- Bonne isolation thermique et phonique.

**b-Poutres**

- Les poutres transversales (principales).
- Les poutres longitudinales (secondaires).

**c-Poteaux**

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

**d-Escalier**

La cage d'escalier permet l'accès des niveaux RDC au 12 éme étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire

**e-Les murs**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques creux de 10 cm et 15 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

**f-Revêtement**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.

- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable
- évitant la pénétration des eaux pluviales.

#### **g- Les balcons**

- Les balcons sont réalisés en dalle plein,

#### **I.4. Les hypothèses de calcul:**

Dans cette étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ❖ La résistance à la compression du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .
- ❖ La résistance à la traction du béton :  $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$ .
- ❖ Module d'élasticité longitudinal différé :  $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$ .
- ❖ Module d'élasticité longitudinal instantané :  $E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$ .
- ❖ Limite élastique de l'acier :  $f_e = 400 \text{ MPa}$ .

#### **I-5. Règle et normes de calcul :**

Pour le calcul et la vérification on utilise :

- Les Règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).
- Charges permanentes et charges d'exploitation (D.T.R BC 2.2).
- Les Règles (BAEL 91).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).

#### **I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Les éléments porteurs du bâtiment sont construite en béton armé

#### **LE BETON ARME =BETON+ACIERS**

Le béton armé est un mélange bien proportionné de deux matériaux différents :

- Un matériau hétérogène qui est le béton.
- Un matériau homogène qui est l'acier

Les matériaux retenus doivent présenter une résistance à la traction et au cisaillement

suffisante ainsi qu'une ductilité, leur permettant de conserver leur caractéristique mécanique sous les déformations consécutives aux mouvements sismiques. Les assemblages sont conçus de manière à ne pas présenter de points faibles

### **I.6.1. Béton :**

Le béton est un mélange d'agrégat (gravillons, sable), de liants (ciment) et d'eau dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et un bon comportement après durcissement. Le dosage en ciment varie entre 300-400 Kg/m<sup>3</sup> de béton mis en œuvre. Au dessous de 300 Kg/m<sup>3</sup>, les règles **BAEL91** ne sont plus applicables.

#### **I.6.1.1. Composition du béton :**

Pour obtenir une résistance à 28 jours de 25 Mpa, on utilisera pour 1 m<sup>3</sup> de béton les composants suivants

- **Ciment**

Le ciment est un liant, une matière pulvérulente, formant avec l'eau ou avec une solution saline une pâte homogène et plastique, capable d'agglomérer, en durcissant, des substances variées appelées agrégat ou granulats.

Le ciment utilisé est un CPJ 42.5, le dosage pour les éléments de la superstructure est de 350 Kg/m<sup>3</sup>.

- **Sable**

Le sable est un matériau granulaire constitué de petites particules provenant de la désagrégation d'autres roches dont la dimension est comprise entre 0 et 5 mm.

Le dosage du Sable : 400 litre/m

- **Gravier**

Ils sont constitués par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise

entre 7 et 25 à 30 mm

Ils doivent être durs, propres et non gélives. Ils peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

Le dosage granulats 7/25: 800 litre/ m<sup>3</sup>.

Le dosage de l'Eau est de 175 l /m<sup>3</sup>.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2400 Kg/m<sup>3</sup>.et 2500 Kg/m<sup>3</sup>.

### I.6.1.2. Résistance du béton à la compression :

Elle est représentée par le symbole  $f_c$  et obtenue en écrasant des éprouvettes cylindriques ou cubiques. Le B.A.E.L opte pour des éprouvettes cylindriques droites de révolution de 200 cm<sup>2</sup> ( $\Phi = 16$ cm) de section et une hauteur double du diamètre (32cm).

La résistance à la compression varie dans le temps selon la loi suivante :

$$f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log (j+1)$$

-pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$  MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours.}$$

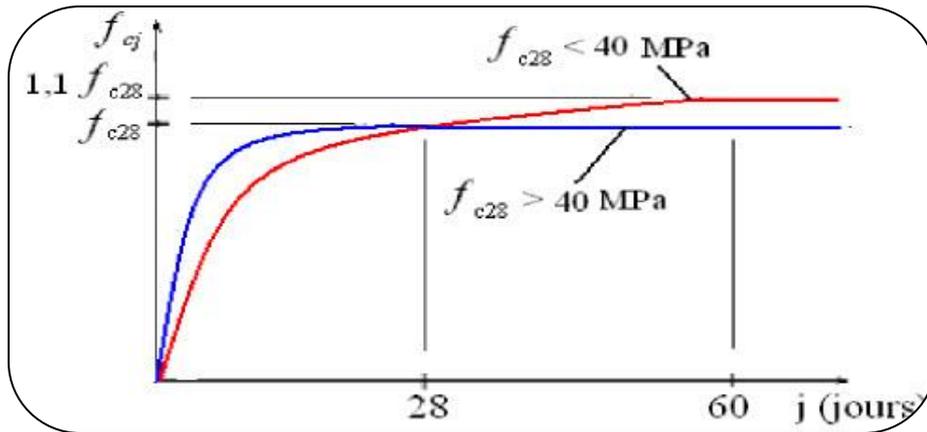
$$f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} \quad \text{si } j > 60 \text{ jours.}$$

-pour des résistances  $f_{c28} \geq 40$  MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

La résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28} = 25$  MPa.



**Figure I.1.** évolution de la résistance de béton  $f_{c,j}$  en fonction de l'âge de béton.

### I.6.1.3. Résistance à la traction :

Elle est représentée par le symbole  $f_{tj}$ , cette est une fraction de la résistance à la compression Elle est définie conventionnellement par la formule :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

### I.6.1.4. Modules de déformation longitudinal :

On distingue les modules de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées.

#### Module d'élasticité instantané (Art A – 2 .1. 21 BAEL91)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 1100 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Avec :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

$\Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$ .

- Le module de déformation longitudinale différé  $E_{vj}$  :

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation

longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donnée par

la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Avec :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

- Module d'élasticité  $E$

C'est le rapport entre les contraintes appliquées  $\sigma$  et la déformation relative  $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$

Ce module n'est définissable que dans la phase élastique (1 phase) où il y a

proportionnalité des contraintes et des déformations.

- **Module de déformation transversale :**

Sa valeur est donnée par la formule suivante:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

**I.6.1.5. Coefficient de Poisson :**

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le

coefficient de poisson  $\nu$  par définition est le rapport entre la déformation transversale et la

déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta d/d_0}{\Delta L/L_0} = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_d}$$

**AVEC :**

$\varepsilon_t$  : Déformation limite transversale.

$\varepsilon_L$  : Déformation limite longitudinale.

$V = 0.0$  dans le cas des **ELU**

$v = 0.2$  dans le cas des **ELS**

#### **I.6.1.6. Contraintes limites :**

Selon le **BAEL** on distingue deux états limites :

- Etat limite ultime **E.L.U**
- Etat limite de service **E.L.S**

Dans le domaine des constructions, un état limite est celui pour lequel une conduction requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cessera d'être en cas de modification défavorable d'une action et dans ce cas la structure ne répond plus à la fonction pour lesquelles elle est conçue, on distingue deux états limites.

- **Etat limite ultime E.L.U**

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà

La quelle il y 'a la ruine de l'ouvrage.

- Etat limite d'équilibre qui concerne la stabilité de l'ouvrage.
- Etat limite de résistance qui concerne le non rupture de l'ouvrage.
- Etat limite ultime de stabilité des formes (flambement) qui concerne les

pièces élancées soumises à l'effort de compression axiale.

L'état limite ultime correspond à l'équilibre entre les sollicitations résistantes calculées en supposant que le matériau atteigne les limites de rupture minorées.

La contrainte de béton à l'état limite ultime est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_b}$$

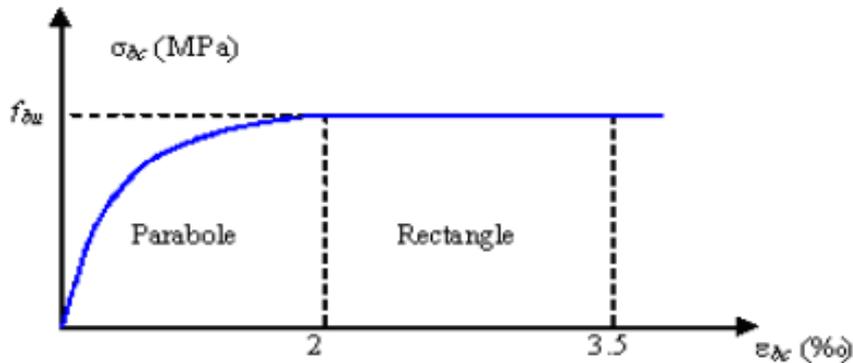
$\gamma_b = 1.15$ : cas des combinaisons accidentelles

$\gamma_b = 1.5$ : les autres cas

$f_{bu} = 14.2$  MPa: action courantes

$f_{bu} = 18.45$  MPa: action accidentelles

0.85 = coefficient réducteur



**Figure.I.2.** Diagramme de déformation-contraainte du béton (BAEL).

-Contrainte limite de cisaillement

Elle dépend du type de fissuration (armatures transversales

-Fissuration peu nuisible :  $\bar{t} = \min(0.13f_{cj}, 4\text{Mpa})$

-Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  $\bar{t} = \min(0.1f_{cj}, 3\text{Mpa})$

- Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de  $45^\circ$  alors

$\bar{t} = \min(0.18f_{cj}, 5.5\text{Mpa})$

- Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre  $45^\circ$  et  $90^\circ$ , la valeur maximale peut

être déterminée par interpolation linéaire.

- Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit

vérifier la condition suivante

$$t_u = \frac{Vu}{b_0 \times d} \leq \bar{t}$$

**Avec**

**Vu** = effort tranchant ultime de calcul

**b**<sub>0</sub> = largeur de la pièce

**d** = hauteur de la pièce

▪ **Etat limite de service E.L.S :**

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28M}$$

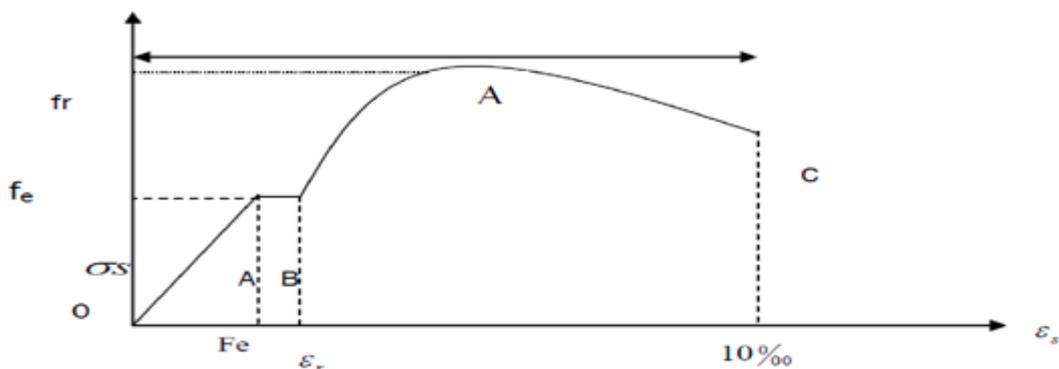
**Pour :**  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

**I.6.2. Acier :**

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface, on trouve les ronds lisses et les barres à haute adhérence.

Pour les ronds lisses, il existe deux nuances (Fe E215 ; Fe E235) correspondant à des limites d'élasticité de 215MPa et 235MPa. Pour les barres à haute adhérence les nuances sont (Fe E400 ; Fe E500) correspondant à des limites d'élasticité de 400MPa et 500Mpa.



**Figure.I.3.**Diagramme Contrainte – déformation d'acier.

La droite OA est le domaine élastique avec :  $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$

**E:** Le module de Young = 200 000MPa

**$\varepsilon$ :** la Déformation.

La droite AB est le palier de ductilité, dans ce domaine l'effort de traction égal à  $F_e$ .

### I.6.2.1. Diagramme déformation-contrainte: (BAEL91 A 2.2.2) :

Dans les calculs de béton armé aux états limites on remplace le diagramme réel par un diagramme conventionnel et on introduit un  $\gamma_s$

suivantes :

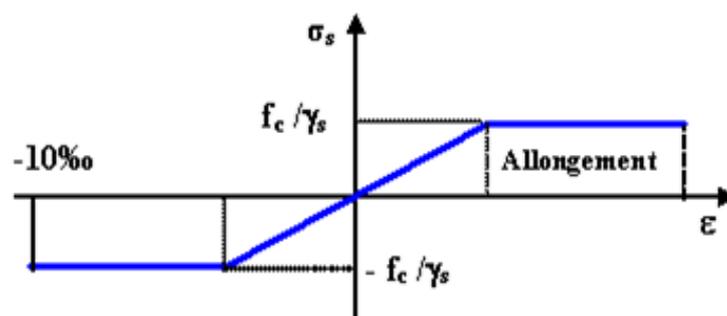
$\gamma_s = 1,15$  (cas courants)

$\gamma_s = 1$  (combinaisons accidentelles)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{Mpa} \quad \text{si } \gamma_s = 1,15$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{Mpa} \quad \text{si } \gamma_s = 1$$

On adopte le diagramme linéaire suivant **E.LS** : (BAEL91 A.4.5, 33)



**Figure. I.4.** Diagramme Déformation - Contrainte d'acier.

### I.6.2.2. Vérification des armatures à l'état limite de service :

- En fissuration préjudiciable pas de vérification
- En fissuration préjudiciable : il faut que

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPA}$$

- En fissuration très préjudiciable : il faut que

$$\bar{\sigma}_s = \min (0.5 f_e ; 90 \sqrt{n \times f_{t28}}) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 164.973 \text{ MPA}$$

Avec : -  $\eta$  : coefficient de fissuration

$\eta = 1$  pour les ronds lisses

$\eta = 1,6$  pour les barres à haute adhérence

### I.7. Choix des matériaux dans l'élaboration du projet :

#### A) Béton :

- ✚ Ciment CPJ dosé à 350 kg / m<sup>3</sup>
- ✚  $F_{C28} = 25 \text{ Mpa}$
- ✚  $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$
- ✚  $F_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$
- ✚  $E_{ij} = 32164.195 \text{ Mpa}$
- ✚  $E_{vj} = 10818.78 \text{ Mpa}$
- ✚  $\gamma_b = 1.5$

#### B) Acier :

- ✚ Des barres (HA) : Fe E400
- ✚  $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$
- ✚  $\gamma_s = 1.15$
- ✚  $\eta = 1.6$
- ✚  $E_s = 2.105 \text{ Mpa}$

**I.9. Action et sollicitation :****9.1-les actions :**

Les actions sont en générale toute cause produisant un état de contraintes dans la construction .elles sont l'ensemble des charges (forces , couples ,etc ,...,permanentes, Climatique et d'exploitation ) appliquée à la structure ,ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état ( retrait, variation de température , tassement d'appuis, etc.) qui entraînent des déformations à la structure .

**9.1. 1-les actions permanentes :**

Elles sont appliquées pratiquement avec la même intensité pondant toute la durée de vie de l'ouvrage ,et comportent :

- Poids propre de la structure ,
- Poids des superstructures,
- Poussé des remblais , et des liquides ,dont le niveau varie peu,
- Poids des équipements fixes,
- 

**9.1. 2-les actions variables :**

Ce sont des actions dont l'intensité est plus ou moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps relativement court par rapport aux actions permanentes, on distingue : Charges d'exploitation,

- Charges appliquées en cours d'exécution,
- Action de la température,
- Actions climatiques : vent ,neige ,etc.

**9.1. 3-les actions accidentelles :**

Ce sont des actions rares , qui peuvent avoir lieux un foie pondant toute la durée de vie de l'ouvrage ,et ont un caractère aléatoire, on distingue :

- Séisme,
- Chocs de véhicules routiers ou de bateaux sur appuis des ponts,
- Explosion, etc.

**9. 2-les sollicitations :**

Les sollicitations sont définies comme des forces et des moments produites par les actions dans l'élément de la structure, et qui sont les suivantes :

- Effort normal  $N$ ,
- Effort tranchant  $V$
- Moment fléchissant  $M$ ,
- Couple de torsion  $T$

# Chapitre II

## Pré dimensionnement

## Chapitre II : pré-dimensionnement et descente des charges

### II.1. Prédimensionnement des éléments de l'ouvrage :

#### II.1.1.Introduction :

Le pré dimensionnement a pour objet de déterminer des sections des différents éléments de la structure selon les conditions des règlements.

#### II.1.2.Prédimensionnement des éléments de l'ouvrage

##### II.1.2.1. Les planchers :

Les planchers sont des éléments résistants de faible épaisseur qui ont pour rôle la limitation des étages du bâtiment et pour supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. On distingue deux types :

- Plancher en corps creux.
- Dalle pleine.

##### II.1.2.2. Plancher en corps creux :

- **Condition de flèche : B.A.E.L (art 6.8.424).**

$L_{\max}$  : est la plus grande portée parallèle à la poutrelle  $L=450$  cm.

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \qquad ht \geq \frac{L}{22.5} = \frac{450}{22.5} = 20 \text{ cm.}$$

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

- **les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

Soit  $b_0 = 10\text{cm}$

L'hourdis choisi est normalisé de hauteur 20cm et de longueur 55cm.

-la section en travée à considérer est une section T

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} L_n = \frac{55}{2} = 27.5\text{cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{450}{10} = 45\text{cm} \end{array} \right. \longrightarrow b_1 = 27.5\text{cm.}$$

## Chapitre II : pré-dimensionnement et descente des charges

$L_n$  : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

$L$  : la longueur de la nervure.

Donc on prend  $b_1=27.5$  cm

$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65$  cm.

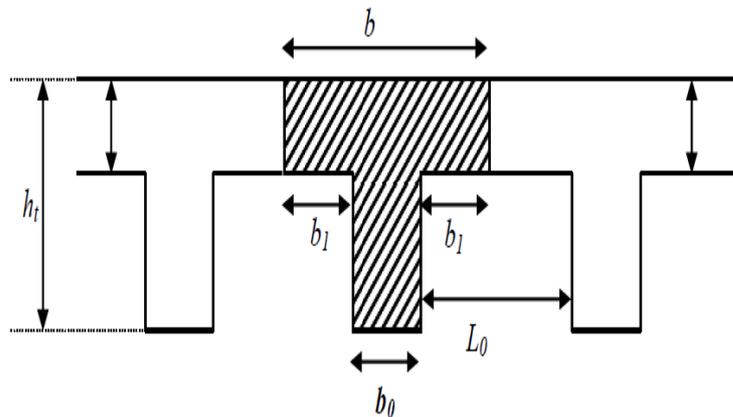


Figure.II.1. les nervure.

### II.1.3. Les poutres :

Sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99 version 2003.

- **Selon BAEL91 :**

$$L/15 \leq h \leq L/10.$$

$$0.3h \leq b \leq 0.6h.$$

- **Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

$$b \geq 20 \text{ cm.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm.}$$

$$h/b \leq 4.$$

$L$  : la portée de la poutre.

$h$  : la hauteur de la poutre.

$b$  : la largeur de la poutre.

### a- Les poutres principales :

$L_{x \max} = 470$  cm (entre axe).

$L_{x \max} = 410$  cm (entre nœuds).

On à :  $410/15 \leq h \leq 410/10 \Rightarrow 27.33 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm}$ .

**On adopte :  $h = 40$  cm**

$0.3 * 40 \leq b \leq 0.6 * 40 \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm}$ .

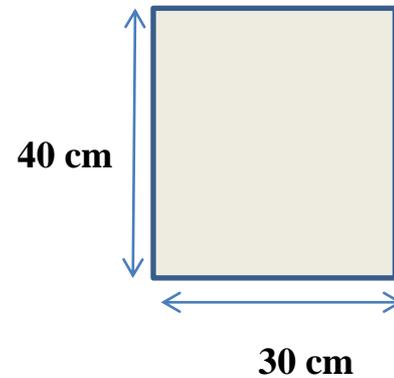
**On adopte  $b = 30$  cm**

Condition de **RPA 99** :

$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm}$  (cv).

$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm}$  (cv)

$h/b \leq 4 \Rightarrow 1.33 \leq 4$  (cv).



**Figure.II.2.** Poutre principale.

Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre égale à  $(30 * 40) \text{ cm}^2$ .

### b- Les poutres secondaires :

$L_{y \max} = 450$  cm (entre axe).

$L_{x \max} = 395$  cm (entre nœuds).

On à :  $395/15 \leq h \leq 395/10 \Rightarrow 26.33 \text{ cm} \leq h \leq 39.5 \text{ cm}$ .

**On adopte :  $h = 35$  cm**

$0.3 * 35 \leq b \leq 0.6 * 35 \Rightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$ .

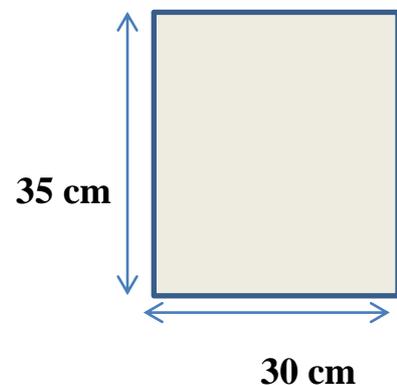
**On adopte  $b = 30$  cm.**

Condition de **RPA 99** :

$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm}$  (c.v).

$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm}$  (c.v).

$h/b \leq 4 \Rightarrow 1.16 \leq 4$  (c.v).



**Fig.II.3.** Poutre secondaire.

Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre égale à  $(30 * 35) \text{ cm}^2$ .

### II.1.4. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharges et charges ramené par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations on dimensionne du poteau comme suit :

On propose un poteau de section (55x60)

✓ selon les règles (RPA99 version 2003) : art 7-4-1 page 42.

- $\text{Min}(b_i, h_i) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_i, h_i) \geq \frac{h_e}{20}$  en zone IIa
- $\frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4$

$\text{Min}(b_i, h_i) \geq 25 \text{ cm}$       **→**  $b_i=55 \text{ cm}$     CV

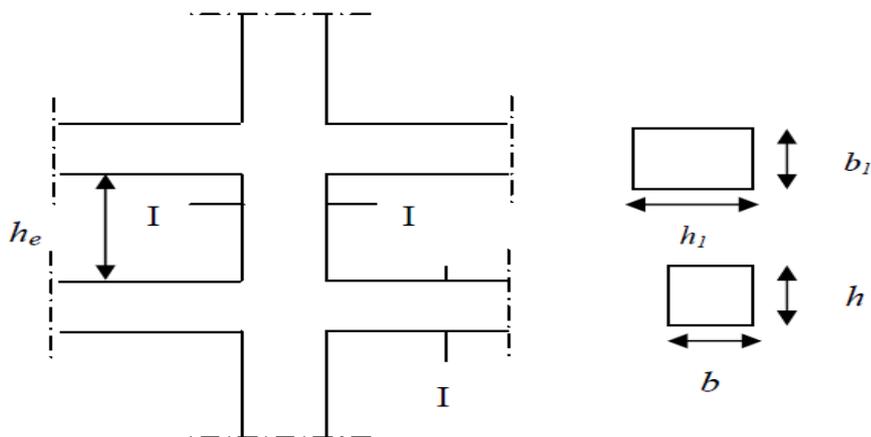
$h_e = 405 - 40 = 365 \text{ cm}$

$\text{Min}(b_i, h_i) \geq \frac{365}{20} = 18.25 \text{ cm}$

$\text{Min}(55, 60) \geq 15$     CV

$\frac{1}{4} < 55/60 < 4$       ;       $\frac{1}{4} < 0.916 < 4$       CV

Donc on prend une section de (55\*60) cm<sup>2</sup>.



**Figure.II.4.** Les poteaux.

## Chapitre II : pré-dimensionnement et descente des charges

### II.1.5. Les voiles :

Les voiles sont des éléments porteurs en béton armé ayant deux fonctions principales :

- ✚ Prendre et transmettre une partie des charges verticales.
- ✚ Transmettre les efforts horizontaux dues au séisme et au vent c'est-à-dire participer au contreventement de la structure.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de hauteur libre d'étage  $h_e$  et conditions de rigidité de extrémités comme indiqué la figure.

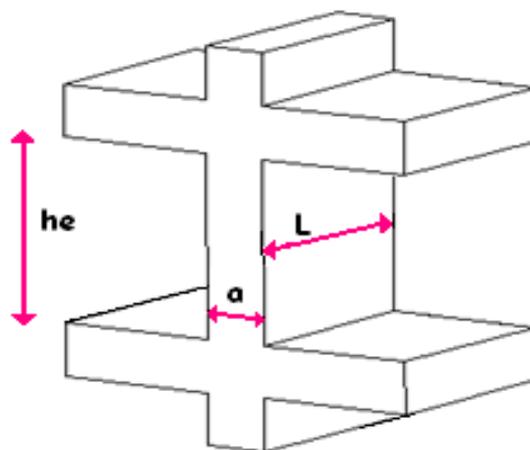


Figure.II.5. Coupe de voile en élévation.

D'après RPA 2003, l'épaisseur minimale  $\langle a \rangle$  est de 15 cm ; il doit vérifier les conditions suivantes :

$$a \geq h_e/20 \quad , \quad h_e = 365 \text{ cm.}$$

$$a \geq h_e/20 = 365/20 = 18.25 \text{ cm}$$

$$a \geq 18.25 \text{ cm}$$

Avec  $h_e$  la hauteur libre d'étage donc on adopte :  **$a = 20 \text{ cm}$**  pour tous les voiles.

## Chapitre II : pré-dimensionnement et descente des charges

### II.2.Evaluation et descente de charge :

#### II.2.1.Introduction :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitations.

#### II.2.2.rôle de descente de charge :

- ✚ Evaluation des charges (G+Q) revenant aux fondations.
- ✚ Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux +voiles).

#### II.2.3.Evaluation des charges appliquées :

Evaluation des charges se fait comme suite :

Charge et surcharge ==>> planchers ==>> poutres ==>> poteaux ==>> Fondations  
==>> Sol

#### II.2.3.1.Evaluation des charges :

- ❖ **Plancher terrasse** : la terrasse est inaccessible et réalisée en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection avec une pente pour faciliter l'évaluation des pluviiales.

**Tableau II.1. Charge permanente** : d'après le DTR BC 2.2

Les différentes couches	e (cm)	Y(KN/m <sup>3</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.04	20	0.8
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.08	22	1.76
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Plancher en corps creux	16+4	-	2.85
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			5.89

$$G=5.89 \text{ KN/m}^2.$$

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

## Chapitre II : pré-dimensionnement et descente des charges

**Tableau II.2.** Plancher étage courant

Les différentes couches	e (cm)	Y(KN/m <sup>3</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement de charge	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.02	18	0.36
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Plancher corps creux	16+4	-	2.85
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Cloison intérieur	0.1	-	1

$$G=5.21 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=1.5 \text{ KN/m}^2.$$

**Tableau II.3.** murs extérieurs :

Matériaux	e(m)	Y (KN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Brique creux	0.15	-	1.3
Ame d'air	0.05	-	-
Brique creux	0.10	-	0.9
Enduit en plâtre	0.015	12	0.18

$$G=2.78 \text{ KN/m}^2.$$

**Tableau II.4.**Balcon :

✓ **Balcon Terrasse :**

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon protection	0.04	17	0.68
2	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.04	4	0.16

## Chapitre II : pré-dimensionnement et descente des charges

4	Béton de pente	0.05	22	1.1
5	Plancher dalle pleine	0.15	25	3.75
6	Enduit de plâtre	0.01	10	0.1

$$G=5.91 \text{ KN/m}^2.$$

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

✓ **Balcon étage :**

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20	0.4
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
5	Plancher dalle pleine	0.15	25	3.75
6	Enduit de plâtre	0.01	10	0.1

$$G=4.65 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=3.5 \text{ KN/m}^2.$$

### II.2.4.Loi de dégression :

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. C'est le cas de bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement :

On adoptera pour le calcul : Sous terrasse  $Q_0$ .

- Sous dernier étage  $Q_0 + Q_1$ .

- Sous étage immédiatement inférieur  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$ .

- Sous troisième étage  $Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .

- Sous le quatrième étage  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .

- Sous le cinquième étage et les suivants  $Q_0 + (3+n)/2n + (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ .

## Chapitre II : pré-dimensionnement et descente des charges

### II.2.5. Descente des charges :

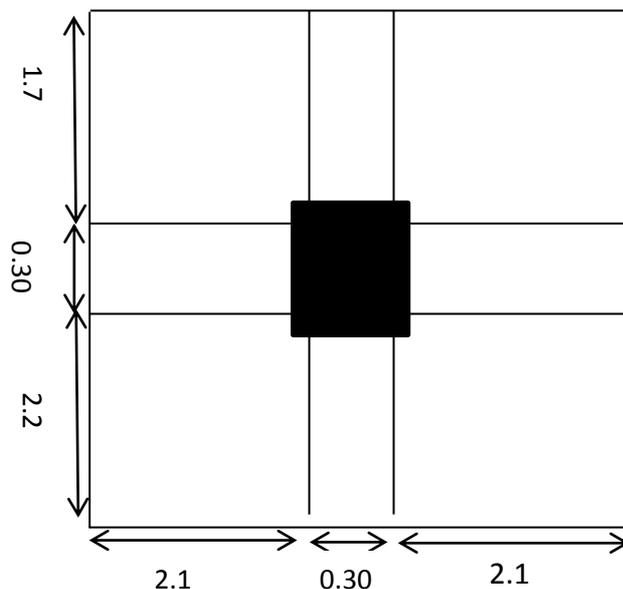
#### ❖ Poteau intermédiaire (B2) :

Surface afférente =  $s_1 + s_2$

$$S_G = (2.1 + 2.1) \times (1.7 + 2.2) = \mathbf{16.38 \text{ m}^2}$$

$$S_Q = (2.1 + 2.1 + 0.30) \times (1.7 + 2.2 + 0.30) = \mathbf{18.90 \text{ m}^2}$$

$$S_Q = 18.90 - (0.55 \times 0.60) = \mathbf{18.57 \text{ m}^2}$$



**Tableau II.5.** Descente de charges pour poteau central B2

**Figure.II.6.** poteau B 2

niveau	Elément	G (kN)	Q(KN)
<b>1-1</b>	$G_{\text{Plancher terrasse}} : G \times S_G = 5.89 \times 16.38$	96.48	18.90
	$G_{\text{poutre.p}} : 0.3 \times 0.4 \times (1.7 + 2.2) \times 25$	11.70	
	$G_{\text{poutre.s}} : 0.3 \times 0.35 \times (2.1 + 2.1) \times 25$	11.025	
	$Q_{\text{terrasse}} : 1 \times 18.90$		
<b>2-2</b>	Venant N1	<b>119.205</b>	<b>18.90</b>
	Poteau : $0.60 \times 0.55 \times 3.06 \times 25$	25.245	
<b>3-3</b>	Venant N2	<b>144.45</b>	<b>18.90</b>
	$G_{\text{Plancher etage}} : G \times S_G = 5.21 \times 16.38$	85.34	
	$G_{\text{poutre.p}} : 0.3 \times 0.4 \times (1.7 + 2.2) \times 25$	11.70	
	$G_{\text{poutre.s}} : 0.3 \times 0.35 \times (2.1 + 2.1) \times 25$	11.025	
	$Q_{\text{etage}} : 1.5 \times 18.57$		27.86

## Chapitre II : pré-dimensionnement et descente des charges

<b>4-4</b>	Venant N3 Poteau : $0.60 \times 0.55 \times 3.06 \times 25$	<b>252.52</b> 25.245	<b>46.76</b>
<b>5-5</b>	Venant N4 $G_{\text{Plancher etage}} : G \times S_G = 5.21 \times 16.38$ $G_{\text{poutre.p}} : 0.3 \times 0.4 \times (1.7+2.2) \times 25$ $G_{\text{poutre.s}} : 0.3 \times 0.35 \times (2.1+2.1) \times 25$ $Q_{\text{etage}} : 1.5 \times 0.9 \times 18.57$	<b>277.77</b> 85.34 11.70 11.025	<b>46.76</b>   25.07
<b>6-6</b>	Venant N5 Poteau : $0.60 \times 0.55 \times 3.06 \times 25$	<b>385.84</b> 25.245	<b>71.83</b>
<b>7-7</b>	Venant N6 $G_{\text{Plancher etage}} : G \times S_G = 5.21 \times 16.38$ $G_{\text{poutre.p}} : 0.3 \times 0.4 \times (1.7+2.2) \times 25$ $G_{\text{poutre.s}} : 0.3 \times 0.35 \times (2.1+2.1) \times 25$ $Q_{\text{etage}} : 1.5 \times 0.8 \times 18.57$	<b>411.08</b> 85.34 11.70 11.025	<b>71.83</b>   22.29
<b>8-8</b>	Venant N7 Poteau : $0.60 \times 0.55 \times 3.06 \times 25$	<b>519.15</b> 25.245	<b>94.12</b>
<b>9-9</b>	Venant N8 $G_{\text{Plancher etage}} : G \times S_G = 5.21 \times 16.38$ $G_{\text{poutre.p}} : 0.3 \times 0.4 \times (1.7+2.2) \times 25$ $G_{\text{poutre.s}} : 0.3 \times 0.35 \times (2.1+2.1) \times 25$ $Q_{\text{etage}} : 1.5 \times 0.7 \times 18.57$	<b>544.4</b> 85.34 11.70 11.025	<b>94.12</b>   19.5
<b>10-10</b>	Venant N9 Poteau : $0.60 \times 0.55 \times 3.06 \times 25$	<b>652.47</b> 25.245	<b>113.62</b>

## Chapitre II : pré-dimensionnement et descente des charges

<b>11-11</b>	Venant N10 $G_{\text{Plancher etage}} : G \times S_G = 5.21 \times 16.38$ $G_{\text{poutre.p}} : 0.3 \times 0.4 \times (1.7+2.2) \times 25$ $G_{\text{poutre.s}} : 0.3 \times 0.35 \times (2.1+2.1) \times 25$ $Q_{\text{etage}} : 1.5 \times 0.6 \times 18.57$	<b>677.71</b> 85.34 11.70 11.025	<b>113.62</b>   16.72
<b>12-12</b>	Venant N11 Poteau : $0.60 \times 0.55 \times 3.06 \times 25$	<b>785.78</b> 25.245	<b>130.34</b>
<b>13-13</b>	Venant N12 $G_{\text{Plancher etage}} : G \times S_G = 5.21 \times 16.38$ $G_{\text{poutre.p}} : 0.3 \times 0.4 \times (1.7+2.2) \times 25$ $G_{\text{poutre.s}} : 0.3 \times 0.35 \times (2.1+2.1) \times 25$ $Q_{\text{etage}} : 1.5 \times 0.5 \times 18.57$	<b>811.03</b> 85.34 11.70 11.025	<b>130.34</b>   13.93
<b>14-14</b>	Venant N13 Poteau : $0.60 \times 0.55 \times 3.06 \times 25$	<b>919.1</b> 25.245	<b>144.27</b>
<b>15-15</b>	Venant N14 $G_{\text{Plancher etage}} : G \times S_G = 5.21 \times 16.38$ $G_{\text{poutre.p}} : 0.3 \times 0.4 \times (1.7+2.2) \times 25$ $G_{\text{poutre.s}} : 0.3 \times 0.35 \times (2.1+2.1) \times 25$ $Q_{\text{etage}} : 1.5 \times 0.5 \times 16.695$	<b>944.34</b> 85.34 11.70 11.025	<b>144.27</b>   13.93
<b>16-16</b>	Venant N15 Poteau : $0.60 \times 0.55 \times 3.06 \times 25$	<b>1052.41</b> 25.245	<b>158.2</b>
<b>17-17</b>	Venant N16 $G_{\text{Plancher etage}} : G \times S_G = 5.21 \times 16.38$ $G_{\text{poutre.p}} : 0.3 \times 0.4 \times (1.7+2.2) \times 25$	<b>1077.66</b> 85.34 11.70	<b>158.2</b>

## Chapitre II : pré-dimensionnement et descente des charges

	$G_{\text{poutre.s}} : 0.3 \times 0.35 \times (2.1 + 2.1) \times 25$ $Q_{\text{etage}} : 1.5 \times 0.5 \times 16.695$	11.025	13.93
<b>18-18</b>	Venant N17 Poteau : $0.60 \times 0.55 \times 3.06 \times 25$	<b>1185.73</b> 25.245	<b>172.13</b>
<b>19-19</b>	Venant N18 $G_{\text{Plancher etage}} : G \times S_G = 5.21 \times 16.38$ $G_{\text{poutre.p}} : 0.3 \times 0.4 \times (1.7 + 2.2) \times 25$ $G_{\text{poutre.s}} : 0.3 \times 0.35 \times (2.1 + 2.1) \times 25$ $Q_{\text{etage}} : 1.5 \times 0.5 \times 16.695$	85.34 11.70 11.025	13.93
<b>20-20</b>	Venant N19 Poteau : $0.60 \times 0.55 \times 3.06 \times 25$	<b>1319.04</b> 25.245	<b>186.06</b>
<b>21-21</b>	Venant N20 $G_{\text{Plancher etage}} : G \times S_G = 5.21 \times 16.38$ $G_{\text{poutre.p}} : 0.3 \times 0.4 \times (1.7 + 2.2) \times 25$ $G_{\text{poutre.s}} : 0.3 \times 0.35 \times (2.1 + 2.1) \times 25$ $Q_{\text{etage}} : 1.5 \times 0.5 \times 16.695$	85.34 11.70 11.025	13.93
<b>22-22</b>	Venant N21 Poteau : $0.60 \times 0.55 \times 3.06 \times 25$	<b>1452.36</b> 25.245	<b>199.99</b>
<b>23-23</b>	Venant N22 $G_{\text{Plancher etage}} : G \times S_G = 5.21 \times 16.38$ $G_{\text{poutre.p}} : 0.3 \times 0.4 \times (1.7 + 2.2) \times 25$ $G_{\text{poutre.s}} : 0.3 \times 0.35 \times (2.1 + 2.1) \times 25$ $Q_{\text{etage}} : 1.5 \times 0.5 \times 16.695$	85.34 11.70 11.025	13.93

## Chapitre II : pré-dimensionnement et descente des charges

<b>24-24</b>	Venant N23 Poteau : 0.60×0.55×3.06×25	<b>1585.67</b> 25.245	<b>213.92</b>
<b>25-25</b>	Venant N24 G <sub>Plancher etage</sub> : G×S <sub>G</sub> = 5.21×16.38 G <sub>poutre.p</sub> : 0.3×0.4×(1.7+2.2)× 25 G <sub>poutre.s</sub> : 0.3×0.35×(2.1+2.1)× 25 Q <sub>etage</sub> : 1.5 × 0.5 × 16.695	<b>1610.92</b> 85.34 11.70 11.025	<b>213.92</b>   13.93
<b>26-26</b>	Venant N25 Poteau : 0.6×0.55×4.05×25	<b>1718.99</b> 33.42	<b>227.85</b>
		<b>G<sub>totale</sub> = 1752.5</b>	<b>Q<sub>totale</sub> = 227.85</b>

**G=1752.5 KN.    Q=227.85 KN.**

**Vérification :**

Selon **BAEL** :

$$N_u \leq \overline{Nu}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(1752.5) + 1.5(227.85)$$

$$N_u = \mathbf{2707.65 \text{ KN.}}$$

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$I = \frac{0.55 \times 0.60^3}{12} = 9.9 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{9.9 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.60}} = 0.174$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 \times 4.05}{0.174} = 16.30 \leq 50$$

Calcul  $\alpha$  :

## Chapitre II : pré-dimensionnement et descente des charges

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{16.30}{35} \right)^2} = 0.825.$$

$$B_r = (550 - 20) \times (600 - 20) = \mathbf{307400 \text{ mm}^2}.$$

$$A_{\min(\text{RPA})} = 0.8\%B = (0.8/100) \times 550 \times 600 = 2640 \text{ mm}^2.$$

$$A_{\min(\text{BAEL})} \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \frac{b \times h}{100} = 660 \text{ mm}^2. \\ 8 \frac{b+h}{100} = 92 \text{ mm}^2. \end{array} \right\}$$

$$A = \max (A_{\min(\text{BAEL})}, A_{\min(\text{RPA})}) = A_{\min(\text{RPA})}.$$

$$\max (2640 \text{ mm}^2, 92 \text{ mm}^2) = \mathbf{2640 \text{ mm}^2}$$

$$\overline{Nu} = 0.85 \left[ \frac{307400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 2640 \times \frac{400}{1.15} \right] = 5619225/5 \text{ N} > \mathbf{2401370 \text{ N}}.$$

Condition RPA :

$$Nd = G + Q = 1752.5 + 227.85 = \mathbf{1980.35 \text{ KN}}.$$

$$\frac{Nd}{f_c 28 \times B} \leq \mathbf{0.3} \Rightarrow \frac{1980350}{25 \times 550 \times 600} = 0.25 \leq 0.3 \quad (\text{cv})$$

**Tableau II.6. Conclusion :**

éléments	Sections
Poteaux	(55x60) cm
Poutre principale	(35x40) cm
Poutre secondaire	(30x35) cm
Voile	20 cm
Plancher Plancher	(16+4) cm

# Chapitre III

## Calcul des éléments Secondaires

### III. Calcul des éléments :

#### Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans se chapitre nous avons calculons et étudier les éléments secondaires (Plancher, Acrotère, Balcon et escalier...).

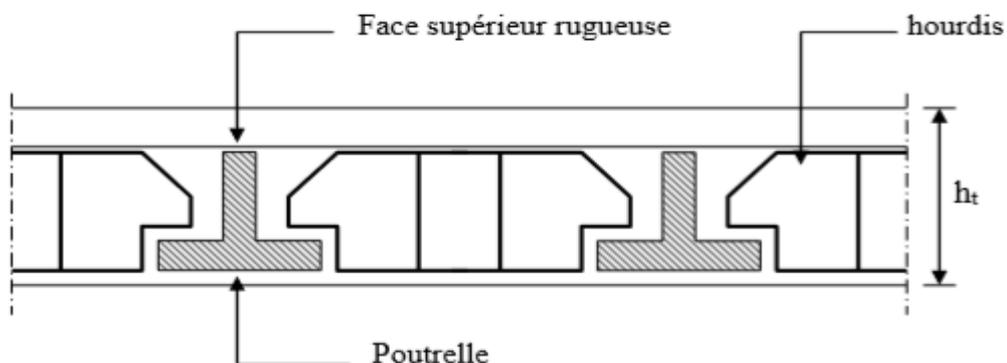
Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99/2003**.

#### III.1. Les planchers à corps creux :

##### III.1.1. Introduction :

Un plancher est une aire plane, destinée à limiter les étages et dont les fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance ; il doit supporter les charges qui lui sont appliquées (poids propre ; charge d'exploitation).
- Un rôle d'isolation thermique et phonique.
- Un rôle de transmission des charges.
- Plancher = Poutrelle + Corps-ceux + Dalle de compression.



**Figure.III.1.** Plancher à corps creux.

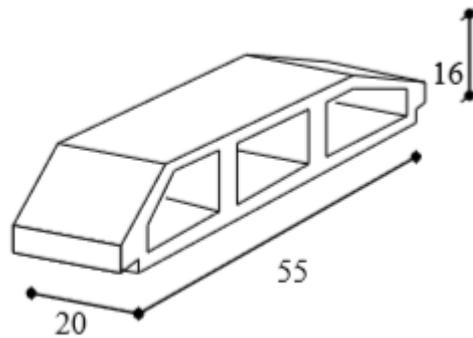


Figure.III.2. corps creux.

III.1.2. Calcul des charges revenant aux poutrelles :

- Plancher étage courant :  $G = 5.21 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ .

$$q_u = (1.35 \times 5.21 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = \mathbf{6.0343 \text{ KN/ml.}}$$

$$q_s = (5.21 + 1.5) \times 0.65 = \mathbf{4.362 \text{ KN/ml.}}$$

- Plancher terrasse inaccessible :  $G = 5.89 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ .

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b = (1.35 \times 5.89 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = \mathbf{6.143 \text{ KN/ml.}}$$

$$q_s = (G + Q) \times b = (5.89 + 1) \times 0.65 = \mathbf{4.4789 \text{ KN/ml.}}$$

➤ Différents types de poutrelles

- Plancher étage courante :

Dans le cas de notre projet on a 4 types de poutrelles :

- Type 1 : plancher sur 6 Appuis :

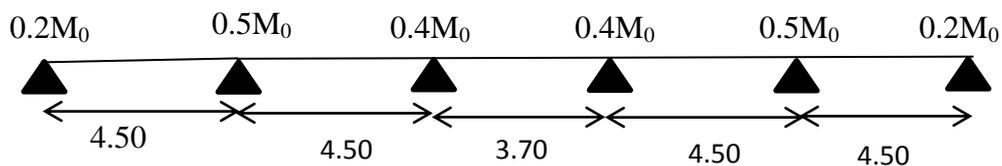


Figure.III.3. Schéma de 1<sup>ère</sup> type de poutrelle.

- Type 2 : plancher sur 5 Appuis

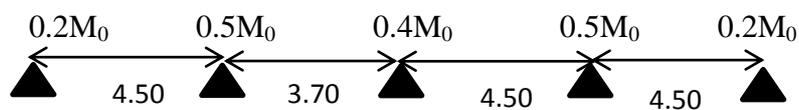


Figure.III.4. Schéma de 2<sup>ème</sup> type de poutrelle.

- **Type 3: plancher sur 3 Appuis**

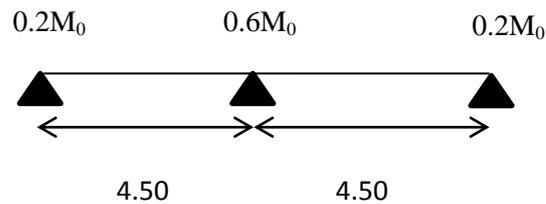


Figure.III.5. Schéma de 3<sup>ème</sup> type de poutrelle.

- **Type 4 : plancher sur 2 Appuis**

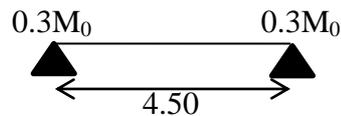


Figure.III.6. Schéma de 4<sup>ème</sup> type de poutrelle

### III.1.3.Méthode de calcul des poutrelles :

- **La méthode forfaitaire :**

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée.

- **Condition d'application :**

- Plancher à surcharge modérée :  $Q \leq \min(2 \times G; 5) \text{KN} / \text{m}^2$ .

➔ Plancher étage courant :  $G=5.21 \text{KN}/\text{m}^2$ .

$$Q=1.5 \text{KN}/\text{m}^2. \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.21 ; 5) \text{KN}/\text{m}^2. \quad \text{Vérfiée.}$$

➔ Plancher terrasse inaccessible :  $G=5.89 \text{KN}/\text{m}^2$ .

$$Q=1.00 \text{KN} / \text{m}^2. \Rightarrow 1 \leq \min(2 \times 5.89 ; 5) \text{KN}/\text{m}^2. \quad \text{Vérfiée.}$$

- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée. Vérfiée.

- Le rapport  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

$$\text{Type 1 : } 0.8 \leq \frac{4.50}{4.50}; \frac{4.50}{3.70}; \frac{3.70}{4.50}; \frac{4.50}{4.50} \leq 1.25. \quad \text{Vérfiée.}$$

$$\text{Type 2 : } 0.8 \leq \frac{4.50}{3.70}; \frac{3.70}{4.50}; \frac{4.50}{4.50} \leq 1.25. \quad \text{Vérfiée.}$$

$$\text{Type 3 : } 0.8 \leq \frac{4.50}{4.50} \leq 1.25.$$

Vérifiée.

- Fissuration peu nuisible.

▪ **Principe de la méthode forfaitaire CBA 93 (Chapitre B 6.2.2.1)**

**Les moments fléchissant :**

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  : Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges

d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

$M_0$  : Moment isostatique.

$M_d$  : Moment sur l'appui de droite.

$M_g$  : Moment sur l'appui de gauche.

$M_t$  : Moment en travée.

On vérifie alors les conditions suivantes :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $0.5 \times M_0$  : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$  : pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- $0.6 \times M_0$  : pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- $0.2 \times M_0$  pour les appuis de rive.

**Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de *la RDM*.

#### Méthode forfaitaire :

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  avec :

- 15 % pour une poutre à deux travées.
- 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

#### III.1.4.détermination des sollicitations :

a-plancher étage courante :

Pour le 1<sup>ère</sup> type :

- E.L.U

$$P_u = 6.034 \text{ KN/ml.}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \Rightarrow \frac{1.5}{1.5+5.21} = 0.22.$$

- Calcul les moments isostatiques :

$$M_{0AB} = \frac{p_u \times L^2}{8} = \frac{6.034 \times 4.5^2}{8} = 15.274 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{6.034 \times 4.5^2}{8} = 15.274 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{6.034 \times 3.7^2}{8} = 10.326 \text{ KN.m}$$

$$M_{0DE} = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{6.034 \times 4.5^2}{8} = 15.274 \text{ KN.m}$$

$$M_{0EF} = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{6.034 \times 4.5^2}{8} = 15.274 \text{ KN.m}$$

- **Calcul les moments sur appuis :**

$$M_A = 0.2 M_{0AB} = -3.0548 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 M_{0BC} = -7.637 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 M_{0BC} = -6.1096 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4 M_{0DE} = -6.1096 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.5 M_{0DE} = -7.637 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.2 M_{0EF} = -3.0548 \text{ KN.m}$$

**Calcul les moments sur travée :**

- **Travée AB :**

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

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq \max (1.05 ; 1.066) \times 15.274 - \frac{+3.0548+7.637}{2} = 10.937 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.22}{2} 15.274 = 9.669 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t \geq 10.937 \text{ KN.m}$$

- **Travée BC :**

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

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq \max (1.05 ; 1.066) \times 15.274 - \frac{7.637+6.1096}{2} = 9.409 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3 \times 0.22}{2} 15.274 = 8.142 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t \geq 9.409 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée CD :**

$$M_t \geq \max ( 1.05 ; 1+0.3\alpha ) M_0 - \frac{M_g+M_d}{2}.$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3 \alpha}{2} M_0.$$

$$M_t \geq \max ( 1.05 ; 1.066 ) \times 10.326 - \frac{6.1096+6.1096}{2} = 4.898 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3 \times 0.22}{2} 10.326 = 5.504 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t \geq 5.504 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée DE :**

$$M_t \geq \max ( 1.05 ; 1+0.3\alpha ) M_0 - \frac{M_g+M_d}{2}.$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3 \alpha}{2} M_0.$$

$$M_t \geq \max ( 1.05 ; 1.066 ) \times 15.274 - \frac{6.1096+7.637}{2} = 9.409 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3 \times 0.22}{2} 15.274 = 8.142 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t \geq 9.409 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée EF :**

$$M_t \geq \max ( 1.05 ; 1+0.3\alpha ) M_0 - \frac{M_g+M_d}{2}.$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \alpha}{2} M_0.$$

$$M_t \geq \max ( 1.05 ; 1.066 ) \times 15.274 - \frac{7.637+3.0548}{2} = 10.937 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.22}{2} 15.274 = 9.669 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t \geq 10.937 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant :

$$V_x = \pm \frac{P_u \times L}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}$$

➤ **Travée AB :**



$$V_A = \frac{6.034 \times 4.5}{2} + \frac{(-7.637) - (-3.0548)}{4.5} = \mathbf{12.559 \text{ KN}}$$

$$V_B = -\frac{6.034 \times 4.5}{2} + \frac{(-7.637) - (-3.0548)}{4.5} = \mathbf{-14.595 \text{ KN}}$$

➤ **Travée BC :**



$$V_B = \frac{6.034 \times 4.5}{2} + \frac{(-6.1096) - (-7.637)}{4.5} = \mathbf{13.916 \text{ KN}}$$

$$V_C = -\frac{6.034 \times 4.5}{2} + \frac{(-6.1096) - (-7.637)}{4.5} = \mathbf{-13.238 \text{ KN}}$$

➤ **Travée CD :**



$$V_C = \frac{6.034 \times 3.7}{2} + \frac{(-6.1096) - (-6.1096)}{3.7} = \mathbf{11.163 \text{ KN}}$$

$$V_D = -\frac{6.034 \times 4}{2} + \frac{(-6.1096) - (-6.1096)}{3.7} = \mathbf{-11.163 \text{ KN}}$$

➤ **Travée DE :**



$$V_D = \frac{6.034 \times 4.5}{2} + \frac{(-7.637) - (-6.1096)}{4.5} = \mathbf{13.238 \text{ KN}}$$

$$V_E = -\frac{6.034 \times 4.5}{2} + \frac{(-7.637) - (-6.1096)}{4.5} = \mathbf{-13.916 \text{ KN}}$$

➤ **Travée EF :**



$$V_A = \frac{6.034 \times 4.5}{2} + \frac{(-3.0548) - (-7.637)}{4.5} = \mathbf{14.595 \text{ KN}}$$

$$V_B = -\frac{6.034 \times 4.5}{2} + \frac{(-3.0548) - (-7.637)}{4.5} = \mathbf{-12.556 \text{ KN}}$$

Tableau III.1. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courante (type 1).

Travée	L(m)	$P_u$ (KN/ml)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
AB	4.50	6.034	15.274	3.0548	7.637	10.937	12.559	14.595
BC	4.50	6.034	15.274	7.637	6.1096	9.409	13.916	13.238
CD	3.70	6.034	10.362	6.1096	6.1096	5.523	11.163	11.163
DE	4.50	6.034	15.274	6.1096	7.637	9.409	13.238	13.916
EF	4.50	6.034	15.274	7.637	3.0548	10.937	14.595	12.556

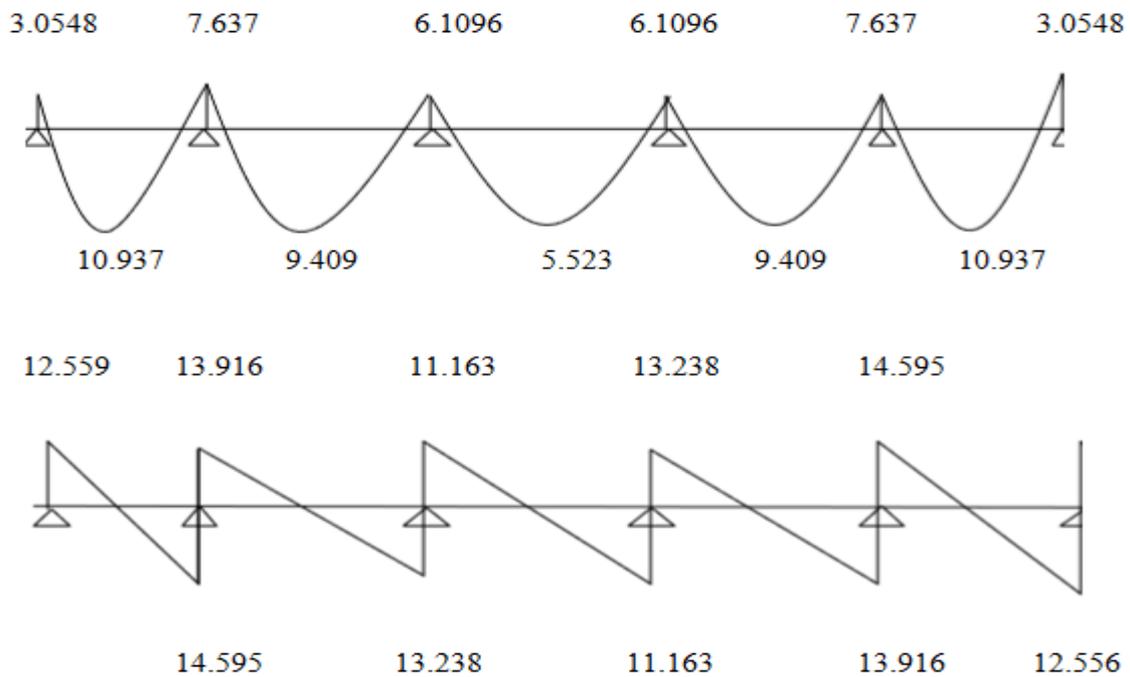


Fig.III.7. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU de plancher étage (type 1)

Tableau III.2. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courante (type 1).

Travée	L(m)	$P_s$ (KN/ml)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
AB	4.50	4.362	11.042	2.209	5.521	7.906	9.079	10.551
BC	4.50	4.362	11.042	5.521	4.417	6.802	10.060	9.570
CD	3.70	4.362	7.465	4.417	4.417	3.979	8.070	8.070
DE	4.50	4.362	11.042	4.417	5.521	6.802	9.570	10.060
EF	4.50	4.362	11.042	5.521	2.209	7.906	10.551	9.079

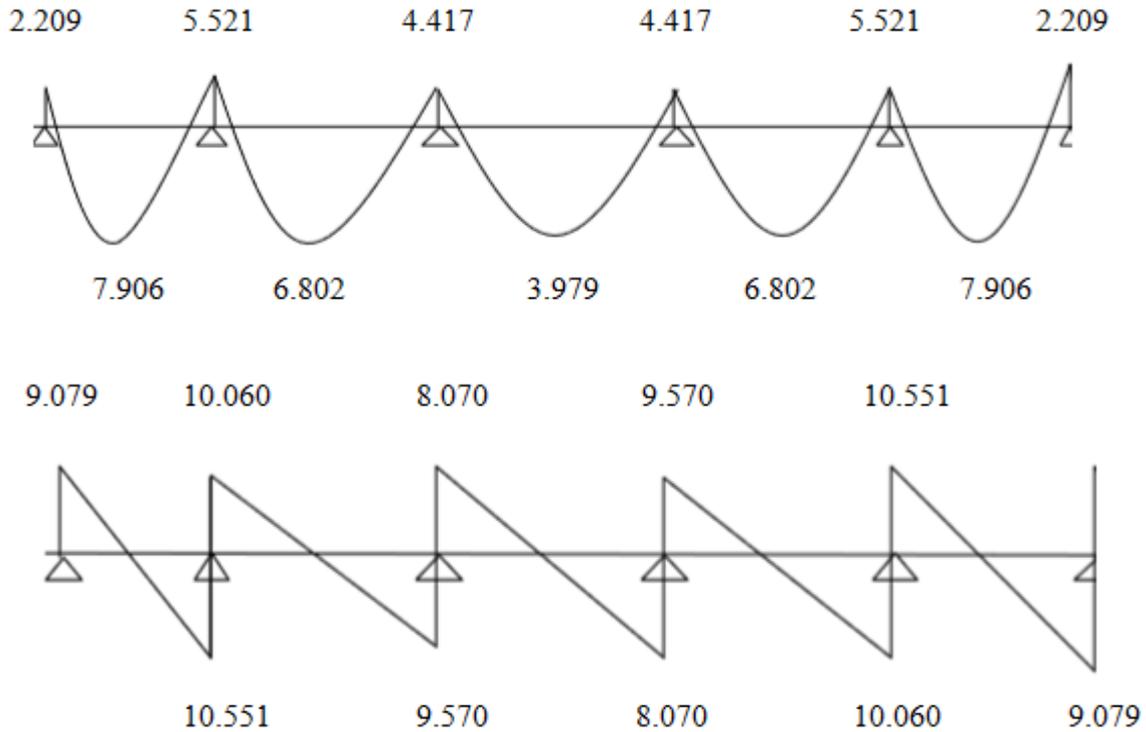
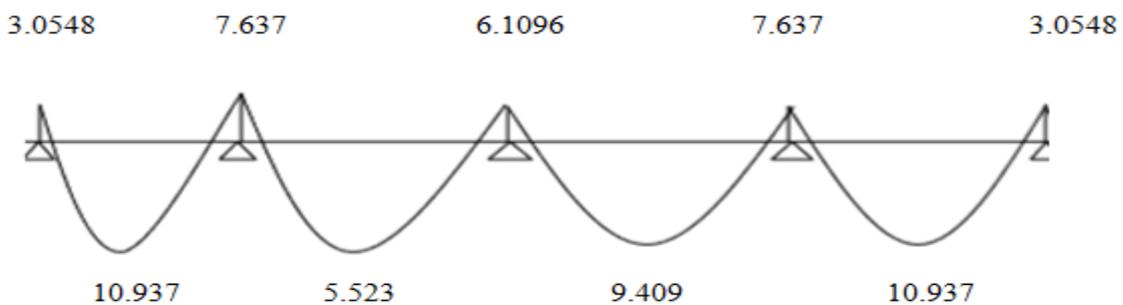


Figure.III.8. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS de plancher étage (type 1)

Pour le 2<sup>ème</sup> type :

Tableau III.3 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courante (type 2).

Travée	L(m)	P <sub>u</sub> (KN/ml)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
BC	4.50	6.034	15.274	3.0548	7.637	10.937	12.556	14.595
CD	3.70	6.034	10.362	7.637	6.1096	5.523	11.576	10.751
DE	4.50	6.034	15.274	6.1096	7.637	9.409	13.238	13.916
EF	4.50	6.034	15.274	7.637	3.0548	10.937	14.595	12.556



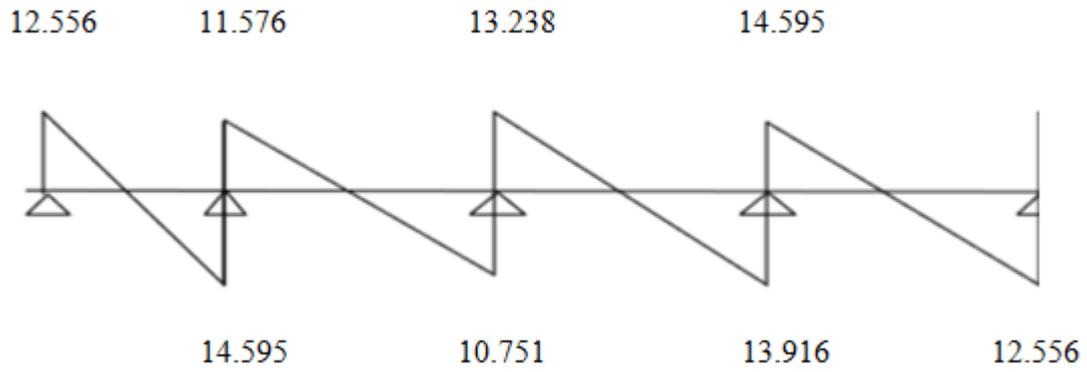


Figure.III.9. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU de plancher étage (type 2)

Tableau III.4 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courante (type 2).

Travée	L(m)	P <sub>s</sub> (KN/ml)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
BC	4.50	4.362	11.042	2.209	5.521	7.906	9.079	10.551
CD	3.70	4.362	7.465	5.521	4.417	3.979	8.369	7.772
DE	4.50	4.362	11.042	4.417	5.521	6.802	9.570	10.060
EF	4.50	4.362	11.042	5.521	2.209	7.906	10.551	9.079

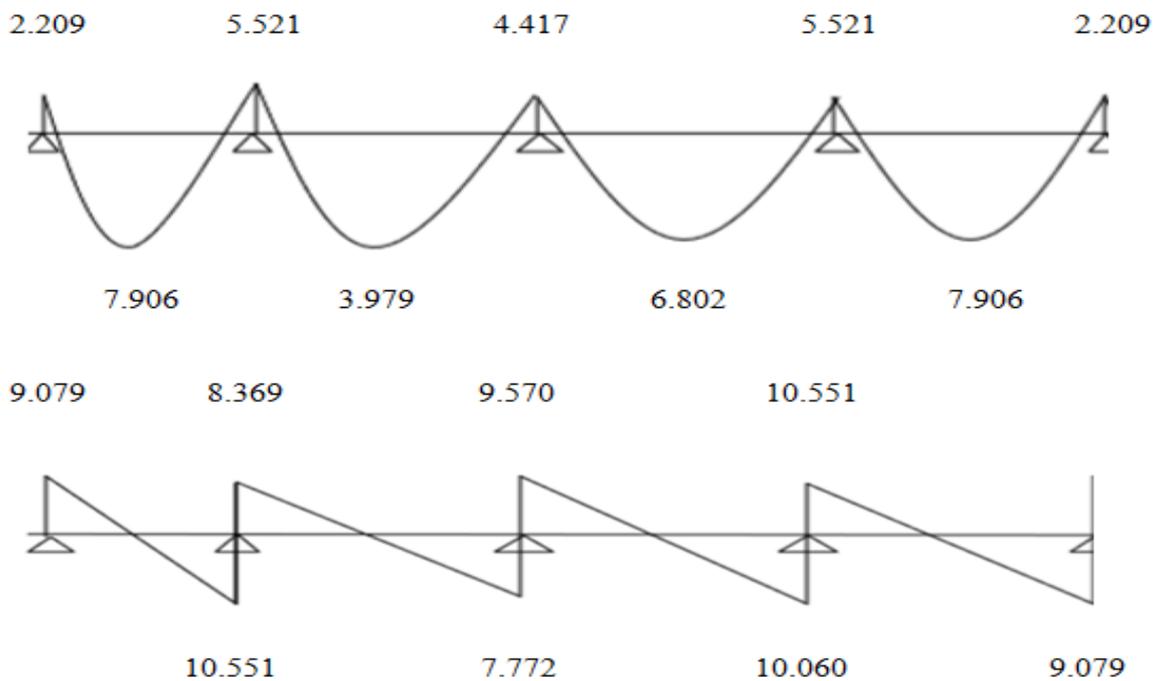
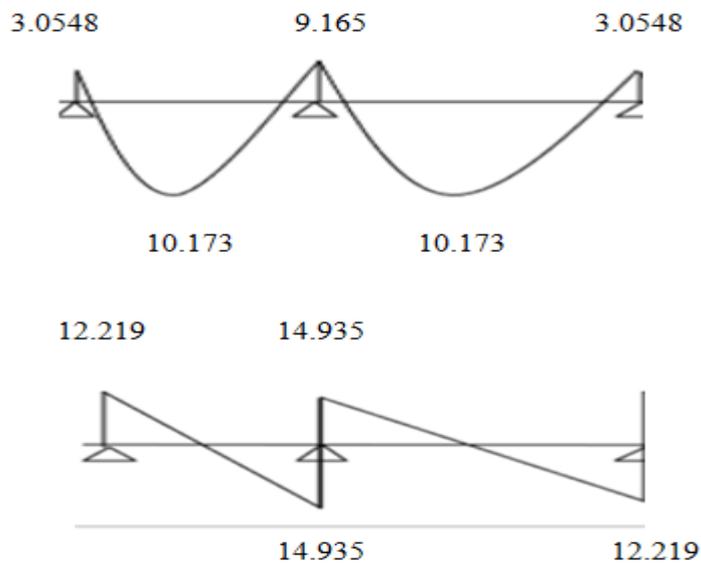


Figure.III.10. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS de plancher étage (type 2)

Pour le 3<sup>ème</sup> type :

**Tableau III.5.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courante (type3).

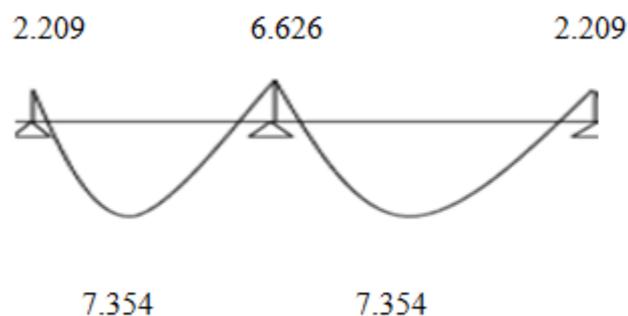
Travée	L(m)	P <sub>u</sub> (KN/ml)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
AB	4.50	6.034	15.274	3.0548	9.165	10.173	12.219	14.935
BC	4.50	6.034	15.274	9.165	3.0548	10.173	14.935	12.219



**Figure.III.11.** Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU de plancher étage (type 3)

**Tableau III.6.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courante (type3).

Travée	L(m)	P <sub>s</sub> (KN/ml)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
AB	4.50	4.362	11.042	2.209	6.626	7.354	8.833	10.797
BC	4.50	4.362	11.042	6.626	2.209	7.354	10.797	8.833



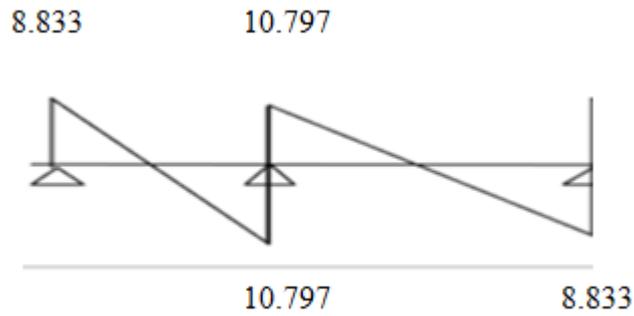


Figure.III.12. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS de plancher étage (type 3)

Pour le 4<sup>ème</sup> type :

Tableau III.7. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courante (type4).

Travée	L(m)	P <sub>u</sub> (KN/ml)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
DE	4.50	6.034	15.274	4.583	4.583	12.220	13.577	13.577

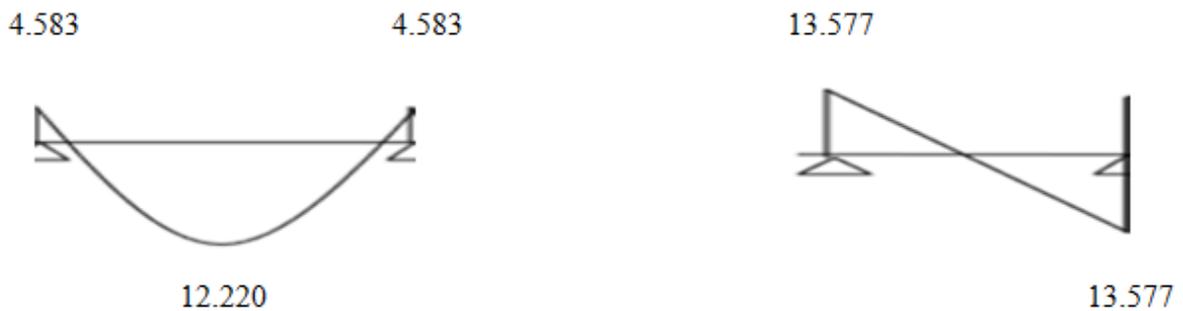


Figure.III.13. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU de plancher étage (type 4)

Tableau III.8. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courante (type4).

Travée	L(m)	P <sub>s</sub> (KN/ml)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
DE	4.50	4.362	11.042	3.313	3.313	8.834	9.815	9.815



III.14. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS de plancher étage (type 4)

**b-plancher terrasse inaccessible**

**III.1.2. Calcul des charges revenant aux poutrelles :**

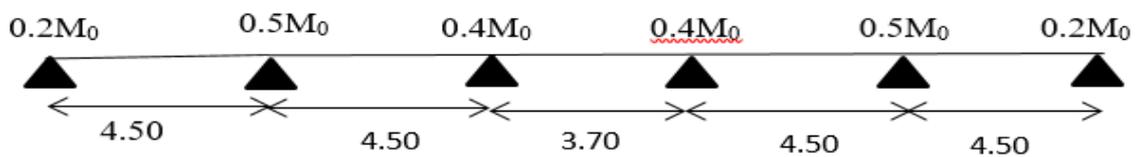
$$P_u = (5.89 \times 1.35 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.143 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (5.89 + 1) \times 0.65 = 4.479 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5.89} = 0.145.$$

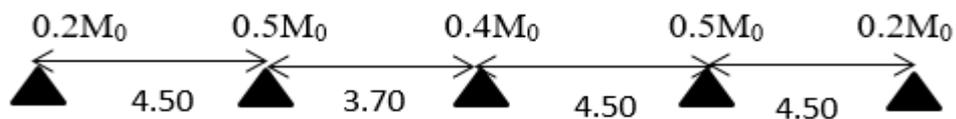
Dans le cas de notre projet on a 3 types de poutrelles :

- **Type 1 : plancher sur 6 Appuis :**



**Figure.III.15.** Schéma de 1<sup>ère</sup> type de poutrelle.

- **Type 1 : plancher sur 5 Appuis :**



**Figure.III.16.** Schéma de 2<sup>ème</sup> type de poutrelle.

**Tableau III.9.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 1).

Travée	L(m)	P <sub>u</sub> (KN/ml)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
AB	4.50	6.143	15.550	3.11	7.775	10.885	12.786	14.859
BC	4.50	6.143	15.550	7.775	6.22	9.33	14.168	13.477
CD	3.70	6.143	10.513	6.22	6.22	5.486	11.365	11.365
DE	4.50	6.143	15.550	6.22	7.775	9.33	13.477	14.168
EF	4.50	6.143	15.550	7.775	3.11	10.885	14.859	12.786

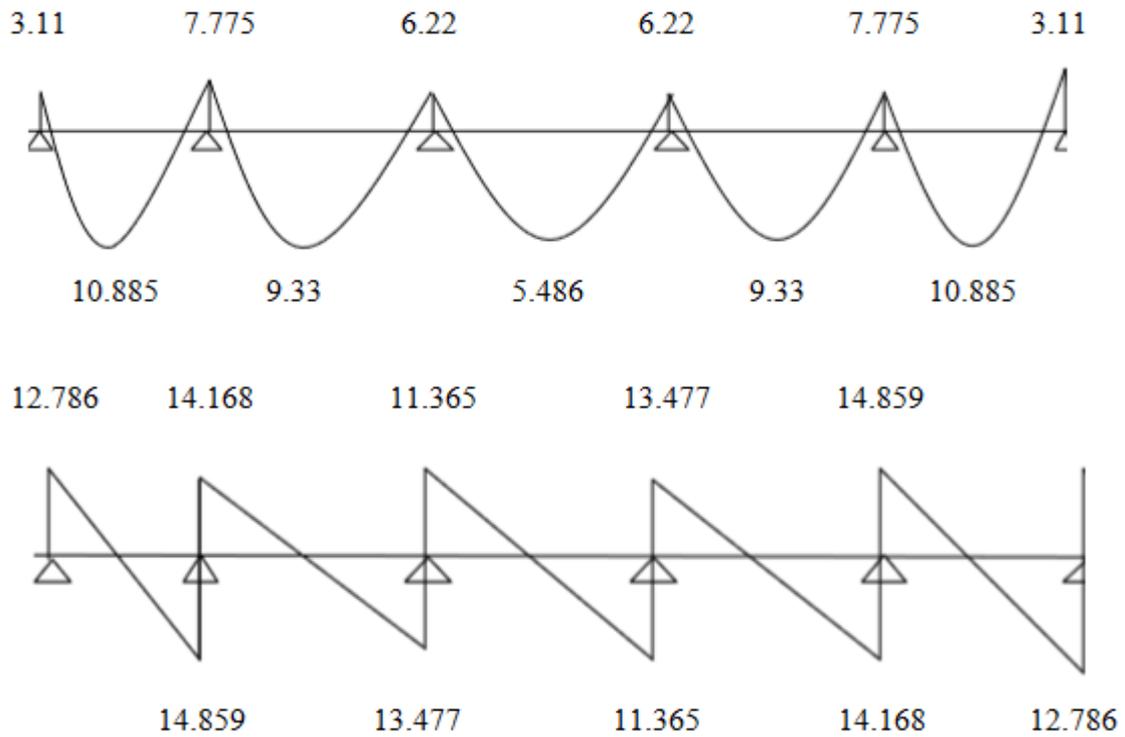
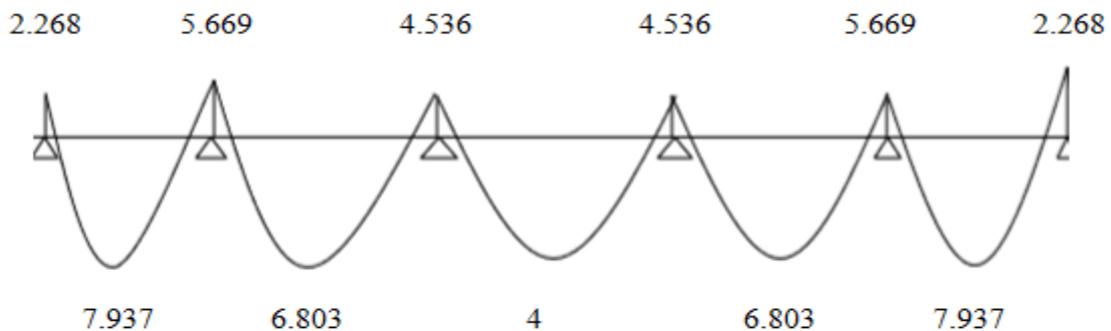


Figure.III.17. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU de pl : terrasse (type 1)

Tableau III.10. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 1).

Travée	L(m)	$P_s$ (KN/ml)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
AB	4.50	4.479	11.338	2.268	5.669	7.937	9.322	10.834
BC	4.50	4.479	11.338	5.669	4.536	6.803	10.330	9.826
CD	3.70	4.479	7.665	4.536	4.536	4	8.287	8.287
DE	4.50	4.479	11.338	4.536	5.669	6.803	9.826	10.330
EF	4.50	4.479	11.338	5.669	2.268	7.937	10.834	9.322



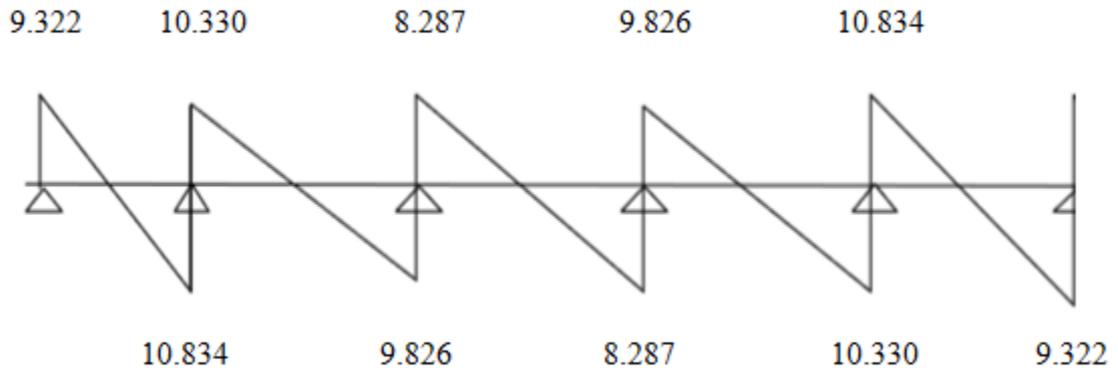


Figure.III.18. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS de pl : terrasse (type 1)

Pour le 2<sup>ème</sup> type :

Tableau III.11. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 2).

Travée	L(m)	P <sub>u</sub> (KN/ml)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
BC	4.50	6.143	15.550	3.11	7.775	10.885	12.786	14.859
CD	3.70	6.143	10.513	7.775	6.22	5.486	11.785	10.945
DE	4.50	6.143	15.550	6.22	7.775	9.33	13.477	14.168
EF	4.50	6.143	15.550	7.775	3.11	10.885	14.859	12.786

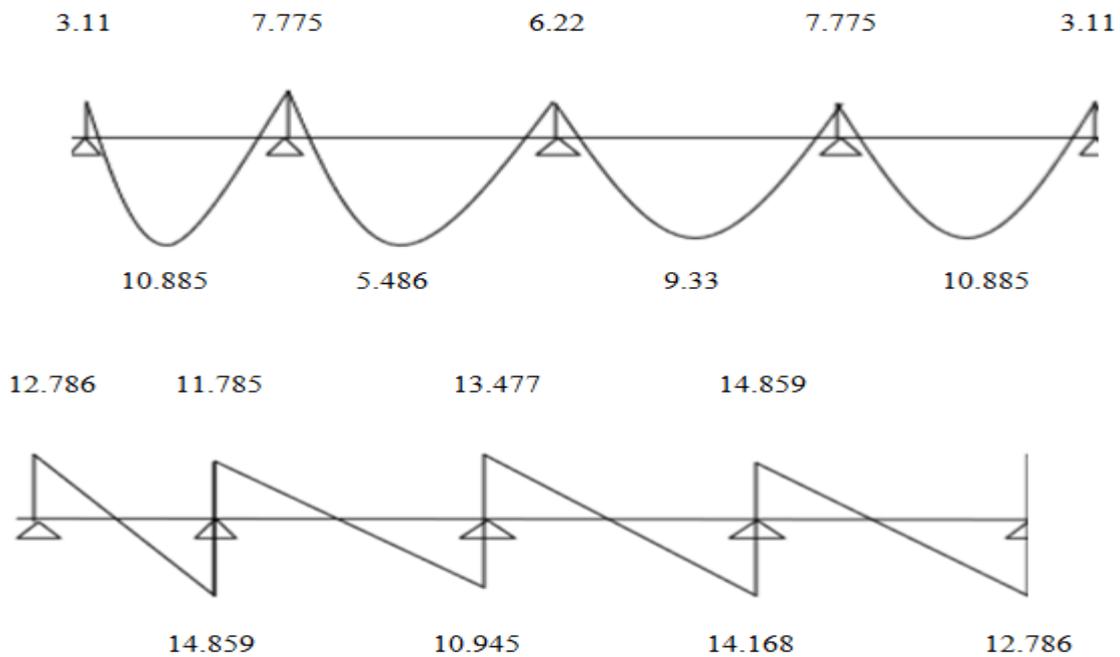


Figure.III.19. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU de pl : terrasse (type 2)

Tableau III.12. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 2).

Travée	L(m)	$P_s$ (KN/ml)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
BC	4.50	4.479	11.338	2.268	5.669	7.937	9.322	10.834
CD	3.70	4.479	7.665	5.669	4.536	4	9.132	7.980
DE	4.50	4.479	11.338	4.536	5.669	6.803	9.826	10.330
EF	4.50	4.479	11.338	5.669	2.268	7.937	10.834	9.322

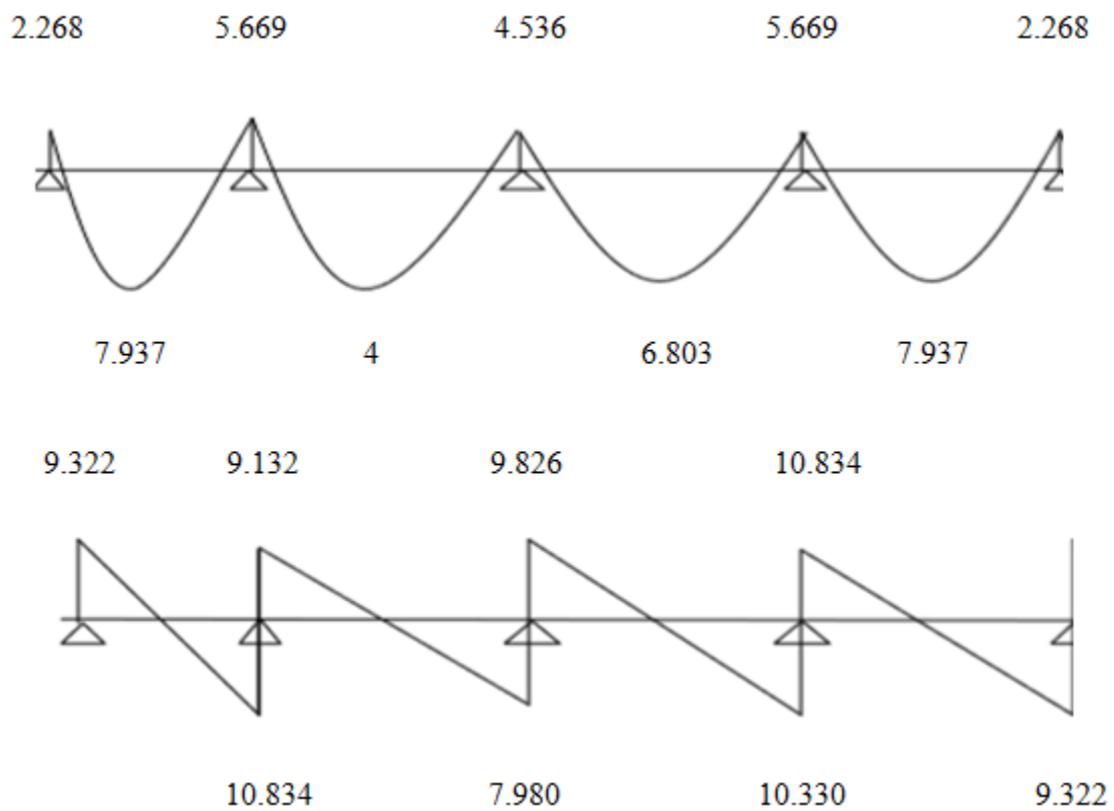


Figure.III.20. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS de pl : terrasse (type 2)

Tableau récapitulatif :

Tableau III.13. Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.

Types de planchers  Sollicitations	ELU			ELS		
	$M_{appui}^{\max}$ (KN.m)	$M_{trav}^{\max}$ (KN.m)	$V^{\max}$ (KN)	$M_{appui}^{\max}$ (KN.m)	$M_{trav}^{\max}$ (KN.m)	$V^{\max}$ (KN)
Plancher terrasse Inaccessible (type1)	7.775	10.885	14.859	5.669	7.937	10.834
Plancher étage (type1)	7.637	10.937	14.595	5.521	7.906	10.551
Plancher terrasse Inaccessible (type2)	7.775	10.885	14.859	5.669	7.937	10.834
Plancher étage (type2)	7.637	10.937	14.595	5.521	7.906	10.551
Plancher étage (type3)	9.165	10.173	14.935	6.626	7.354	10.797
Plancher étage (type4)	4.583	12.220	13.577	3.313	8.834	9.815

### III.1.5.Calcul du ferrailage :

#### ❖ Plancher étages courant :

Moment en travée :  $M_{trav}^{\max} = 12.220 \text{ KN m}$

Moment en appui :  $M_{appui}^{\max} = 9.165 \text{ KNm}$

L'effort tranchant :  $V^{\max} = 14.935 \text{ KN}$

Calcul de  $M_{tu}$ :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.17 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 = 55.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 55.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{trav}^{\max} = 12.22 \text{ KN.m} = 12220 \text{ N.m}$$

$M_{tu} > M_{trav}^{\max} \Rightarrow$  La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous amène à faire un calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

### Calcul des armatures :

#### -l'enrobage :

$$C \geq c_0 + \frac{\emptyset}{2}$$

$$\emptyset \geq h/10 = 20/10 = 2 \text{ cm}$$

$$C_0 = 1 \text{ cm} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{2}{2} = 2$$

Alors on adopte  $c = 3 \text{ cm}$ .

#### - En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{trav}^{\max}}{f_{bu} d^2 b}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{trav}^{\max}}{f_{bu} d^2 b} = \frac{12220}{14.2 \times 0.65 \times 0.17^2 \times 10^6} = 0.046$$

$$\text{Pivot A : } \varepsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

On a:

$$\mu_{bu} = 0.046 \leq \mu_l = 0.3916$$

Calcul de A:

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.059$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.976$$

$$A_T = \frac{M_{trav}^{\max}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12440}{348 \times 0.976 \times 17} = 2.16 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.17 \times 2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} < A_T$  .....C'est vérifié.

Soit  $A = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$

**- En appuis**

1) **Appuis** : La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire  $b_0 \times h$ .

$$M_{tu} = 55.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui}^{\max} = 9.165 \text{ KN.m.} = 9165 \text{ N.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{appui}^{\max}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{9165}{14.2 \times 0.10 \times 0.17^2 \times 10^6} = \mathbf{0.224.}$$

$$\text{Pivot A : } \varepsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.322$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = \mathbf{0.872}$$

$$A = \frac{M_{appui}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9165}{348 \times 0.872 \times 17} = \mathbf{1.78 \text{ cm}^2.}$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.17 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.21 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculé}}$$

On choisit  $A = 1HA16 = 2.01 \text{ cm}^2$ .

**Pourcentage minimale : B.A.E.L91 (art B.6.4) :**

$$A_{\min} \geq 0.001 \text{ b.h}$$

**-en travée :**

$$A_{\min} \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2.$$

**-en appuis :**

$$A_{\min} \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2.$$

**Tableau III.14.** Tableau Récapitulatif :

Eléments	$A_{cat} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{min}' (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2)$
Travée	2.16	1.3	1,33	2.16	<b>2HA12=2.26</b>
Appuis	1.78	0,2	0,21	1.78	<b>1HA16=2.01</b>

- **vérification de la poutrelle à E.L.S :**

- **Dapres le C.B.A.93 :**

La fissuration est peu nuisible donc il n'y a aucune vérification contrainte  $\sigma_s$ ,

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée

$$\alpha \leq \alpha_1 = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} / \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**Tableau III.15.** vérification de la poutrelle à E.L.S :

Elément	$\alpha$	Mu (N.m)	Ms (N.m)	$\gamma$	$F_{c28}$ (MPa)	$\alpha_1$	condition
Travée	0.059	12220	8834	1.38	25	0.44	<b>CV</b>
Appuis	0.322	9165	6626	1.38	25	0.44	<b>CV</b>

#### -Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

#### -Vérification de l'effort tranchante :

**La contrainte de Cisaillement : selon la C.B.A.93 (A.5.1.1) :**

$$V^{\max} = 14.935 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{d \times b_0} = \frac{14935}{170 \times 100} = 0.879 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.133 f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.879 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

C'est vérifié pas de risque de cisaillement

- **Choix des armatures transversales : B.A.E.L91(A.6.1.253) (page 52)**

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \phi_t = \leq \min(5.71; 10; 10)$$

Soit :  $\phi_t = 6$  mm.

On choisit un étrier  $\phi_6$ .

$$A_t = 2 T 6 = 0.57 \text{ cm}^2 \text{ nuance FeE 235.}$$

• **L'espacement :**

$$St_1 \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 15.3 \text{ cm.}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3f_{ij} K)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

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

$$St_2 \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{\gamma_s \times b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 0.57 \times 10^2 \frac{0.8 \times 400}{1.15 \times 0.100 \times (0.879 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$St \leq 63.7 \text{ cm}$$

$$St_3 \leq \frac{A_t \times Fe}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57 \text{ cm.}$$

$$St \leq \text{Min}(15.3; 68.84; 57).$$

Soit:  $St = 15\text{cm}$ .

**-Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : B.A.E.L 91(A.5.1.313)**

Sur appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on :

$$V_s \leq \frac{0.8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum  $a = 0.9d = 0.9 \times 17 = 15.3$  cm

$$V_s = 14.935 \text{ KN} \leq \frac{0.8 \times 10 \times 15.3 \times 100 \times 25}{1.5 \times 2} = 102 \text{ KN} \dots \dots \text{CV.}$$

Au droit d'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle

$$\text{que l'on ait : } A \geq \gamma_s \times \frac{V_s}{f_e}$$

$$A = 226 \text{ mm}^2 \geq 1.15 \times \frac{14935}{400} = 37.34 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{CV.}$$

**Condition de la flèche : B.A.E.L91 (B.6.8.424) page 94.**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{450} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow 0.0444 \geq 0.0444 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{15 M0} \Rightarrow 0.044 \geq 0.043 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 17} = 0.00204 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots\dots \text{CV.}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

- **La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 4.2.3)**

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm.

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE 235 →  $f_e = 500$  Mpa

Soit :

L : écartement entre nervures = 65 cm.

$f_e$  : 400 Mpa pour tous les diamètres.

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 400 = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adapte } \mathbf{5\text{Ø}5} = 0.98 \text{ cm}^2$$

\***Espacement** : n : nombres des barres.

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 20$  cm

\***Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.98 / 2 = 0.49$$

$$\text{On adopte } \mathbf{3\text{Ø}5} = 0.59 \text{ cm}^2$$

\***Espacement** :

$$S_t = 100/n = 100/3 = 33.33 \text{ cm}$$

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension (20×30) cm<sup>2</sup>.

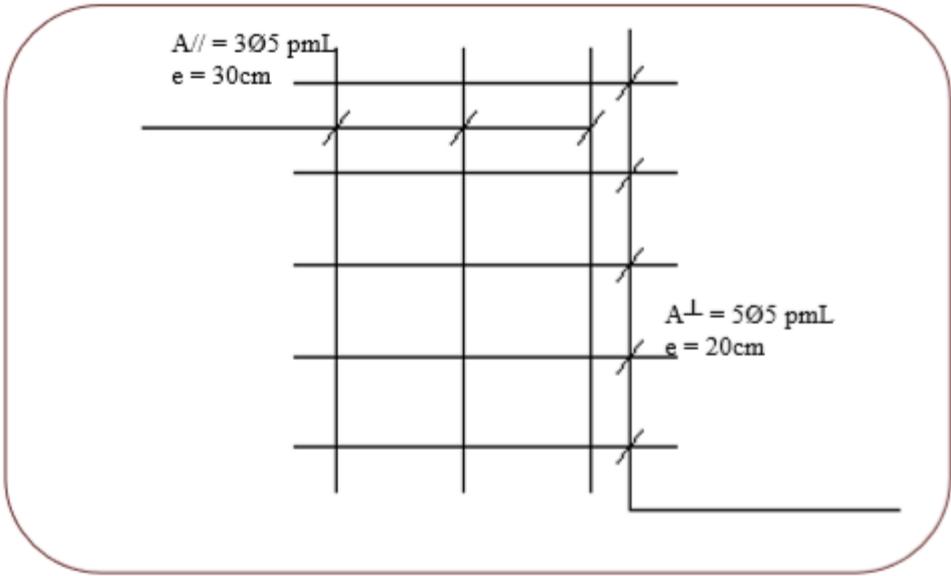


Figure III.21 : ferrailage de la dalle de compression.

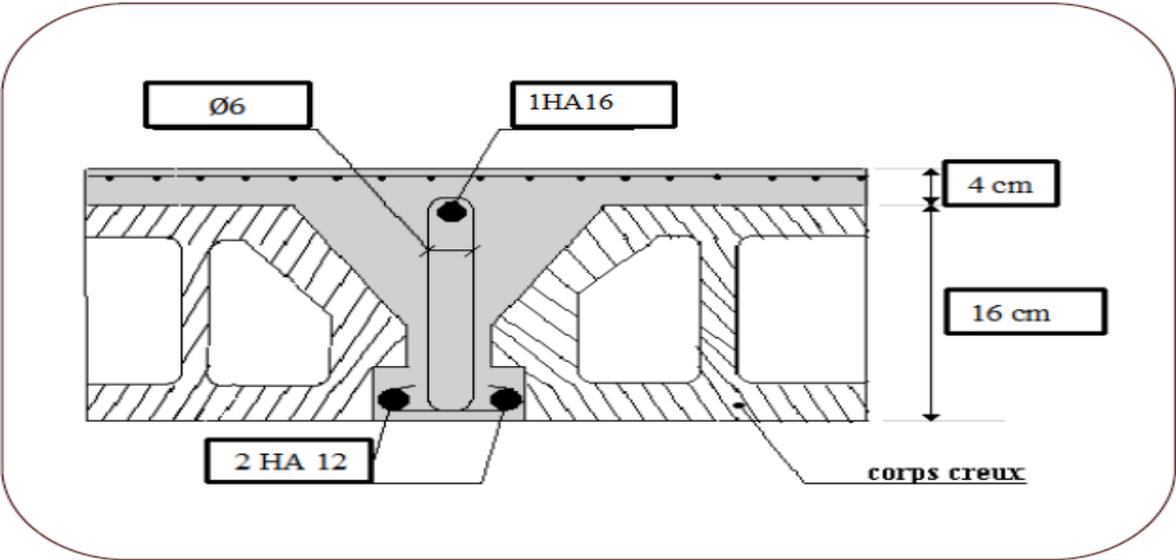


Figure III.22 : ferrailage de poutrelle

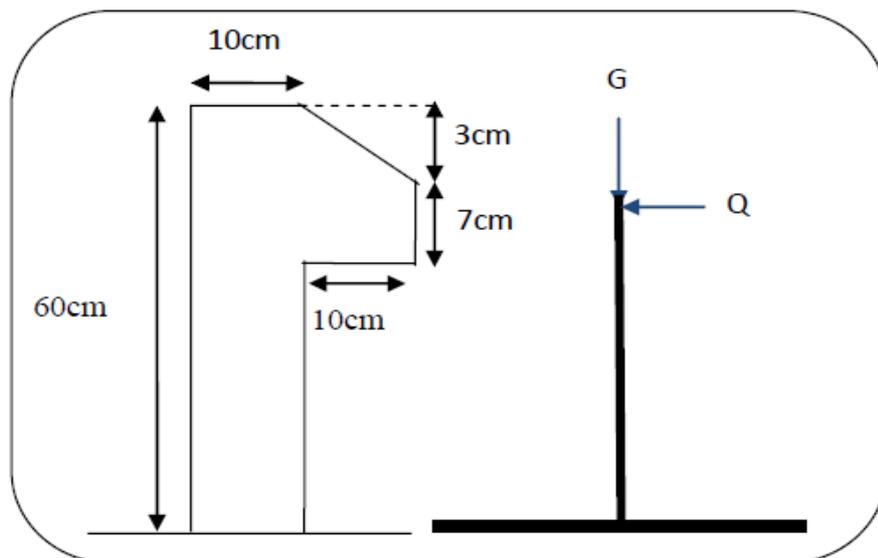
**III.2. Acrotère :****Introduction :**

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume. Il sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors de l'opération d'entretien de la terrasse.

**III.2.1. Mode de travail :**

L'acrotère se compte comme une console encadrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

1. L'effet normal dû à son poids propre G.
2. La surface horizontale due à la main courante.



**Figure.III.23.** schéma statique de l'acrotère.

**Calcul la surface :**

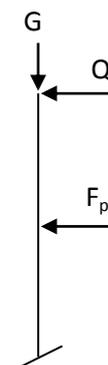
$$S_T = S_1 + S_2 + S_3 = (0,1 \times 0,6 + 0,07 \times 0,1 + 0,1 \times 0,03 \times 0,5)$$

$$S_T = 0.0685 \text{ m}^2.$$

**III.2.2.Evaluation des charges :**

**G1** : poids de L'acrotère par mètre linéaire

**G2** : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire



$$G_1 = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ da N/ml}$$

$$G_2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 2000 = 12 \text{ da N/ml}$$

Le poids propre  $G = G_1 + G_2 = 171.25 + 12 = 183.25 \text{ da N/ml}$ .

$$W_p = G_1 + G_2 = 183.25 \text{ da N/ml}$$

### Surcharge (DTR BC 2.2 -A.7.2.1 P20)

$Q$  : force horizontal sollicité l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$$Q = 1 \text{ KN}.$$

### Détermination de l'effort due au séisme :

D'après le **RPA99 (Article 6.2.3)** les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

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

$A$  : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa,  $A = 0,15$ ).

$C_p$  : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0,8$ ).

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 183.25 = 87.96 \text{ da N/ml} = 879.6 \text{ N/ml}.$$

$$F = \text{MAX}(Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1000 \text{ N/ml}.$$

$$G = 183.25 \text{ da N/ml} \quad Q = 100 \text{ da N/ml}$$

$$M_Q = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$$

Donc le calcul de l'acrotère se fera avec  $F = 1000 \text{ N}$ .

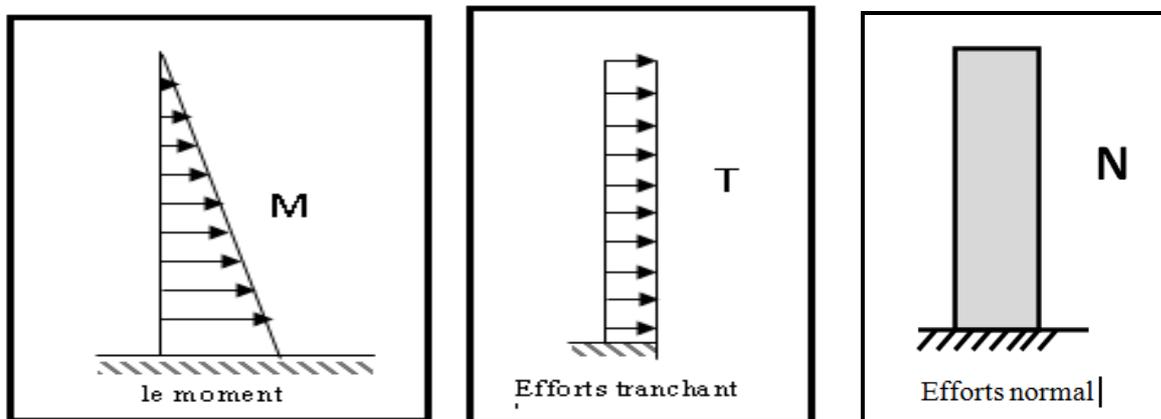


Figure.III.24. schéma statique de M,N,T

**Les sollicitations :**

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M = q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ kg.m}$$

$$N_u = g = 183.25 \text{ kg.}$$

$$T = q = 1000 \text{ kg.}$$

**combinaison d'action :**➤ **E.L.U :**

$$N_u = 1 \times N_g = 1832.5 \text{ N/ml.}$$

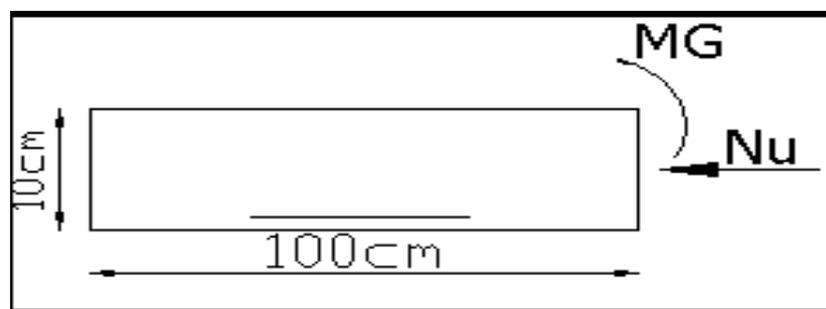
$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m.}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/ml}$$

➤ **E.L.S :**

$$N^{\text{ser}} = N_g = 1832.5 \text{ N.}$$

$$M^{\text{ser}} = M = 600 \text{ N.m}$$

**III.2.3. Calcul de ferrailage :**

**Figure.III.25.** coupe horizontal de l'acrotère.

La section de calcul est rectangulaire de largeur  $b = 100 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 10 \text{ cm}$

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

**III.2.3.1. Armatures longitudinal:****E.L.U:****-Détermination de l'excentricité de centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1832.5} = 0.491 m$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 m \quad \Rightarrow e_G = 0.491 m > h/2 = 0.05 m$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et l'effort normal étant effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculé en flexion simple à un moment  $M_1$  égale au moment par rapport aux armatures tendues.

**-détermination de la section des armatures à la flexion composée :**

$$M_1 = M_u + N_u \left[ \left( \frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1832.5 \left( \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 936.65 N.m$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{936.65}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.01346 < \mu^l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A' = 0$ ).

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.017$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.993$$

$$A_1^u = \frac{936.65}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.387 cm^2.$$

**-Détermination de la section des armatures à la flexion composée :**

$$N \text{ est un effort de compression } \Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s}, \quad A' = A'_1 = 0$$

$$A = 0.387 - \frac{1832.5}{100 \times 348} = 0.334 cm^2$$

$M_1(N.m)$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$(cm^2) A_1^u$	$A(cm^2)$
<b>936.65</b>	<b>0.01346</b>	<b>0.017</b>	<b>0.993</b>	<b>0.387</b>	<b>0.334</b>

▪ **Vérification :**

➤ **E.L.U :**

• **Condition de non fragilité :**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2.$$

**- Pourcentage minimale des armatures longitudinales :**

$$A_L \geq 0,0025 b \cdot h = 0,0025 \cdot 100 \cdot 10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } A = \max(A^{cal}; A^{min}; A_l) \Rightarrow A = A_l = 2.5 \text{ cm}^2$$

Alors, on prend:  $A_l = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$ .

➤ **E.L.S :**

**-La contrainte de traction d'armature : BAEI91 A.4.5,33)**

$$\text{Fissurations Préjudiciables : } \overline{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$\eta$  : coeff.de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\overline{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s \leq \min(266.66; 201.63)$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

**-Détermination du centre de pression :**

$$G_b c = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1832.5} = 0.327 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

**-Calcul de la section a la flexion simple:**

$$M_1 = M_{ser} + N_{ser} \left[ \left( \frac{h}{2} - c \right) \right] = 600 + 1832.5 \left( \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 636.65 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{636.65}{15 \times 100 \times (7)^2} = 0,00866 < \mu l = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A' = 0$ ).

$$\alpha = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0,01087$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,993$$

$$A_1^u = \frac{636.655}{201,63 \times 0,993 \times 7} = 0,454 \text{ cm}^2$$

**III.2.3.2. Les armatures de repartition:**

$$A_r = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

soit :  $A_r = 3\phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2$

**--vérification l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots \text{Ou : } b_0 = b$$

$$v_u = F \times 1.5 = 1000 \times 1.5 = 1500 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.0214 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors:

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.0214 \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ Mpa} \dots (c.v)$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

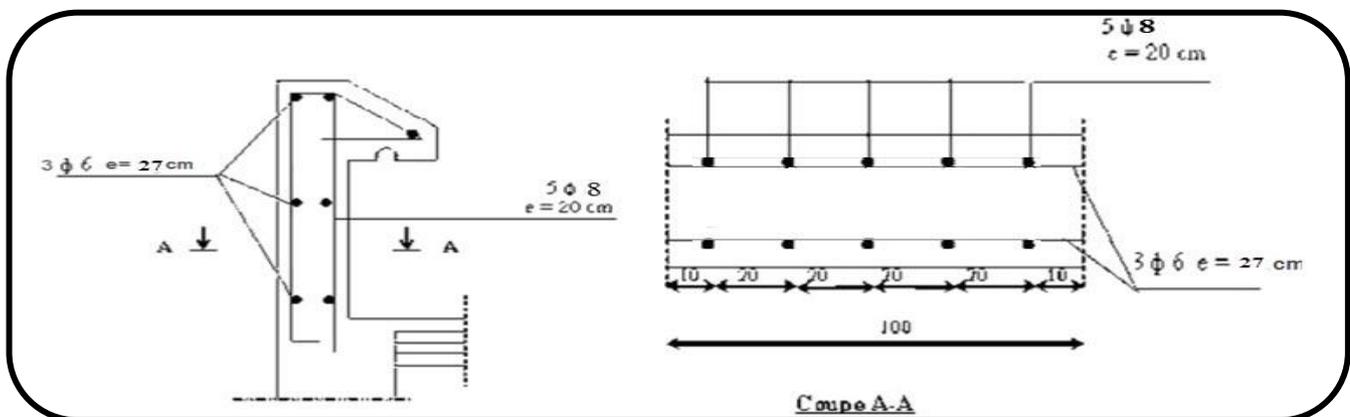
**-Espacement des armatures : BAEL(B.5.3.3)**

$$S_L \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (30 ; 33) \text{ cm.}$$

$$A_1 = 5\phi 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3\phi 6 \rightarrow S_t = \frac{54}{2} = 27 \text{ cm}$$

**III.2.4. Présentation du ferrailage :**



**Figure.III.26.** schéma de ferrailage de l'acrotère.

**III.3. Les escalier :****III.3.1. Définition :**

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

**III.3.2 dimensionnement :**

Pour dimensionner les contre marches (h) et les marches (g) on utilise généralement la formule de **BLONDEL** :  $59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$

- Pour la contre marche :  $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$ .

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

- Pour la largeur de la marche :  $24 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$ .

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

$59 \leq 30+2 \times 17 \leq 66 \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots$  condition vérifié.

Alors : les escaliers est confortable.

**III.3.2.1. Nombre des marches :**

**H** : la hauteur de l'étage

**h** : la hauteur de marche

**n** : nombre de contre marche

$$n = \frac{H}{h} = \frac{3.06}{0.17} \quad \mathbf{18}$$

**DONC** : on a 18 contre marche par deux voles

Et : 9 contre marche par une seul voles

**nombre de marche par volés**

$$N = n - 1$$

$$N = 9 - 1 = 8 \text{ marche}$$

## III.3.2.2 Détermination d'épaisseur de la paillasse :

$$\triangleright \frac{L \max}{40} \leq e \leq \frac{L \max}{30}$$

$$\frac{470}{40} \leq e \leq \frac{470}{30} .$$

$$e = (11.75, 15.66)$$

on adopte : **e = 15 cm**

calcule  $\alpha$  :

$$\text{arc tan } \alpha = \frac{153}{240} = 32.52^\circ$$

**Condition de dégagement rapide des escaliers :**

**Emmarchement :**  $E \geq 90$  cm pour un escalier de bâtiment d'habitation  $E=1.475$ m

**Tableau III.16.** récapitulatif des résultants :

	h(cm)	g(cm)	e(cm)	n	H(cm)	L(cm)	E(cm)	$\alpha$ (°)
Escalier	17	30	15	18	306	410	147.5	32.52

## III.3.3 Evaluation des charges :

## III.3.3.1-Pour la paillasse :

**Tableau III.17.** Charge permanente : (DTR B.C 2.2)

N°	Désignations	e (m)	$\gamma$ (N/m <sup>3</sup> )	Charges (N/m <sup>2</sup> )
1	mortier de pose	0,02	20000	400
2	Poids des marches	0,17/2	22000	1870
3	Poids de la paillasse	0,15/cos $\alpha$	25000	4447,33
4	Carrelage	0.02	10000	200
5	Enduit en plâtre	0,01	10000	100
				<b>G=7017.33</b>

**G=7017.33 N/m<sup>2</sup>.**

**Q= 2500 N/m<sup>2</sup>.**

**III.3.3.2 Pour le palier de repos :****Tableau III.18. Charge permanente :** (DTR B.C 2.2)

N°	Désignations	e (m)	$\gamma$ (N/m <sup>3</sup> )	Charges (N/m <sup>2</sup> )
1	mortier de pose	0,02	20000	400
2	Poids de palier	0,15	25000	3750
3	Carrelage	0.02	10000	200
4	Enduit en plâtre	0,01	10000	100
				<b>G=4450</b>

**G = 4450 N/m<sup>2</sup>.**

**Q = 2500 N/m<sup>2</sup>.**

**III.3.4 Méthode de calcul :**

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

**III.3.5 combinaison d'actions :**

✓ **E.L.U : 1.35 g+1.5 q.**

✓ **E.L.S : g + q.**

Les états limites	Paillasse (KN/ml)	Palier (KN/ml)
<b>E.L.U</b>	13.2234	9.7575
<b>E.L.S</b>	9.51733	6.950

## III.3.6 Détermination des sollicitations :

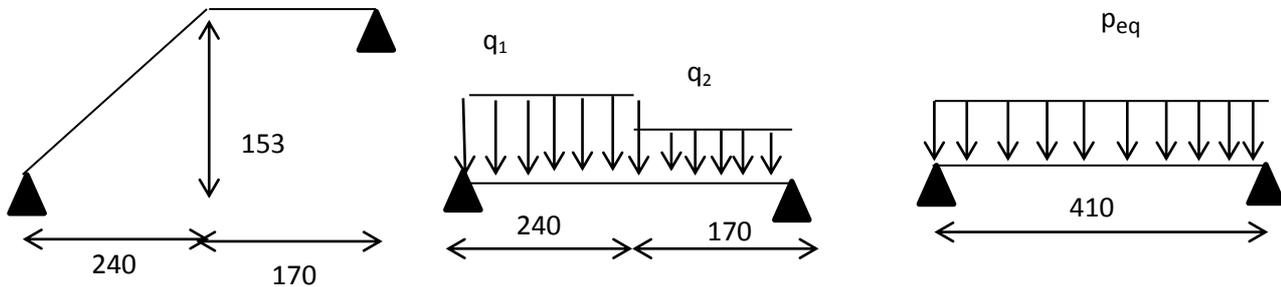


Figure.III.27. les charges sur l'escalier.

La charge équivalente :  $q_{eq} = \frac{q_1 \times l_1 + q_2 \times l_2}{l_1 + l_2}$ .

**ELU :**

$$q_{eq} = \frac{q_1 \times l_1 + q_2 \times l_2}{l_1 + l_2} = \frac{13.2234 \times 2.40 + 9.7575 \times 1.70}{2.40 + 1.70} = 11786.32 \text{ N}$$

$$\text{moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{eq} \times L^2}{8} = \frac{11786.32 \times 4.1^2}{8} = 24766.01 \text{ N.m}$$

$$M_a = 0.3M_0 = 0.3 \times 24766.01 = 7429.81 \text{ N.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 24766.01 = 21051.11 \text{ N.m}$$

**L'effort tranchant :**

$$T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$$

$$T_u(0) = 11786.32 \times \frac{4.10}{2} = 24161.96 \text{ N}$$

$$T_u(4.1) = -11786.32 \times \frac{4.10}{2} = -24161.96 \text{ N}$$

**ELS :**

$$q_{eq} = \frac{q_1 \times l_1 + q_2 \times l_2}{l_1 + l_2} = \frac{9.51733 \times 2.40 + 6.950 \times 1.70}{2.40 + 1.70} = 8452.9 \text{ N}$$

$$\text{moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{eq} \times L^2}{8} = \frac{8452.9 \times 4.1^2}{8} = 17761.66 \text{ N.m}$$

$$M_a = 0.3M_0 = 0.3 \times 17761.66 = 5328.5 \text{ N.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 17761.66 = \mathbf{15097.5 \text{ N.m}}$$

**L'effort tranchant :**

$$T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$$

$$T_u(0) = 8452.9 \times \frac{4.1}{2} = \mathbf{17328.5 \text{ N}}$$

$$T_u(4.1) = -8452.9 \times \frac{4.1}{2} = \mathbf{-17328.5 \text{ N}}$$

**Tableau III.19.** Résultats finals des sollicitations :

Elément	$q_{eq}$ (N/ml)	$M_0$ (N.m)	$M_t$ (N.m)	$M_a$ (N.m)	$T_g$ (N)	$T_d$ (N)
<b>E.L.U</b>	11786.32	24766.01	21051.11	7429.81	24161.96	-24161.96
<b>E.L.S</b>	8452.9	17761.66	15097.5	5328.5	17328.5	-17328.5

### III.3.7. calcul de ferrailage :

Le calcul s'effectué sur une section rectangulaire de largeur  $b=100$  cm de hauteur  $h=15$  cm.

$$c \geq \frac{1}{2} \emptyset + \text{enrobage}$$

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \emptyset \leq \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm} = 15 \text{ mm}$$

$$C \geq \frac{1}{2} \times 1.5 + 1 = 1.75 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{c = 2 \text{ cm}}$$

$C = 2 \text{ cm}$  (l'enrobage)

donc :  $d = h - c = 15 - 2 = \mathbf{13 \text{ cm}}$ .

➤ **E.L.U :**

- en travée :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\frac{21051.11}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.087 < \mu_1 = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.087}) \rightarrow \alpha = 0.114$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.114 = 0.955$$

$$A = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{21051.11}{348 \times 0.955 \times 13} = \mathbf{4.88 \text{ cm}^2}$$

- **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\frac{7429.81}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.031 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.031}) \rightarrow \alpha = 0.040$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.040 = 0.984.$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7429.81}{348 \times 0.984 \times 13} = \mathbf{1.67 \text{ cm}^2}.$$

➤ **E.L.S**

**La contrainte maximale de béton comprimée :** B.A.E.L 91(A.4.5.2.page 29).

$$\overline{\sigma}_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**Tableau III.20.** vérification d'escalier. à E.L.S :

Elément	$\alpha$	Mu(N.m)	Ms(N.m)	$\gamma$	$f_{c28}$ (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
<b>Sur appui</b>	0.040	7429.81	5328.5	1.40	25	0.45	<b>vérifiée</b>
<b>En travée</b>	0.114	21051.11	15097.5	1.40	25	0.45	<b>vérifiée</b>

- ✓ **Condition de non fragilité** : BAEL91 (A.4.2, 1) Page 22.

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 1.57 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Pourcentage Minimal** : (BAEL91 (B.6.4) Page 85)

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max ( A_{\text{calcul}} ; A_{\min} )$$

**Tableau III.21.** récapitulatif des résultants de ferrailage (escaliers)

	$A_{\text{calcul}}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A'_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\max}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$
<b>Appui</b>	1.67	1.57	1.5	1.67	3Ø10= 2.36.
<b>Travée</b>	4.88	1.57	1.5	4.88	5Ø12= 5.65.

**Vérification de l'effort tranchant :**

La contrainte tangente  $\tau_u$  : BAEL91 (art A.5.1,1) 24161.96

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{24161.96}{1000 \times 130} = 0.186 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,25 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

**Tableau III.22.** Récapitulatif des résultants d'effort tranchant (escaliers)

$V_u$ (N)	$b_0$ (mm)	$d$ (mm)	$\tau_u$ MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
24161.96	1000	130	0.186	3.33	<b>vérifiée</b>

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## ✓ Armature de réparation : BAEL 91 (art A.8.2.41) page 62

## • En travées

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.4125 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

## • Sur appuis

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 3\emptyset 8 = 1.51 \text{ cm}^2.$$

## 3.4.3. Espacement entre les armatures : .....BAEL91 (art A.8.2, 4.2)

## a- Armatures longitudinale :

$$St \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 15 ; 33) = \min (45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{- Appuis: } St = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{- Travée: } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

## b-Armatures répartition :

$$St \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 14; 45) = \min (56; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{- Appuis: } St = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{- Travée: } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

## ❖ Vérification de la flèche B.A.E.L (B.6.5.1 page 154) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{15}{410} = 0.0365 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{CNV.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10 M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{15}{410} = 0.0365 \geq \frac{Mt}{10 M_0} = 0.085 \dots\dots \text{CNV.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.010 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Comme les conditions (1) et (2) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i - f_p^i < f_{adm}$$

Avec :  $f_{adm} = L / 500$ , pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5m (BAEL 91(art B.6.5, 3)).

### III.3.8.Calcul la flèche : (B.A.E.L.91 art B.6.5. 3) :

- **Position du centre gravité de la section homogène :**

$$Y_G = \frac{bh\frac{h}{2} + \eta A_S d}{bh + \eta A_S} .$$

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times \frac{15}{2} + 15 \times 5.65 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 5.65} = 7.8 \text{ cm}$$

Alors :  $Y_G^t = h - Y_G = 15 - 7.8 = 7.2 \text{ cm}$

$\delta = d - Y_G = 13 - 7.8 = 5.2 \text{ cm}$

- **Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + \eta \times A \times (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 100 \times 15 \times \left(\frac{15}{2} - 7.8\right)^2 + 15 \times 5.65 \times (13 - 7.8)^2$$

$$I_0 = 30551.64 \text{ cm}^4.$$

- **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0,0044$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3) \times 0,0044} = 4.78$$

- **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = 1.91$$

- **Calcul des moments fléchissant à E.L.S :**

**g:** C'est l'ensemble des charges permanentes.

**j :** Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

**P:** C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g_{eq} = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$g_{eq} = \frac{(4450 \times 1.7) + (7017.33 \times 2.4)}{1.7 + 2.4} = 5952.9 \text{ N/ml}$$

$$j_{eq} = \frac{(3750 \times 1.7) + (4447.33 + 1870) \times 2.4}{1.7 + 2.4} = 5252.9 \text{ N/ml}$$

$$P = g_{eq} + q = 5952.9 + 2500 = 8452.9 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{0.85 \times g \times L^2}{8} = \frac{0.85 \times 5952.9 \times 4.1^2}{8} = 10632.3 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{0.85 \times j \times L^2}{8} = \frac{0.85 \times 5252.9 \times 4.1^2}{8} = 9382.1 \text{ N.m}$$

$$M_p = \frac{0.85 \times p \times L^2}{8} = \frac{0.85 \times 8452.9 \times 4.1^2}{8} = 15097.5 \text{ N.m}$$

- **Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :**

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61) (P. Charon) pour déterminer les contraintes en a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 0,0044 = 0.44$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

$$\text{-On tire la valeur } \beta_1 : \rho_1 = 0.44 \implies \beta_1 = 0.897$$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{\beta_1 A_s d} = \frac{10632.3 \times 10^3}{0.897 \times 565 \times 130} = 161.38 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{\beta_1 A_{Sd}} = \frac{9382.1 \times 10^3}{0.897 \times 565 \times 130} = 142.41 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{\beta_1 A_{Sd}} = \frac{15097.5 \times 10^3}{0.897 \times 565 \times 130} = 229.16 \text{ MPa.}$$

▪ **Calcul du coefficient  $\mu$  :**

$$\rho = A/(b_0 \times d) = 0.0044$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0044 \times 161.38 + 2.1} = 0.256$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0044 \times 142.41 + 2.1} = 0.202$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0044 \times 229.16 + 2.1} = 0.400$$

▪ **Module de déformation longitudinale instantanée..... (BAEL 91 ver 99) :**

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPA} \quad (\text{A.2.1.2.1})$$

▪ **Module de déformation longitudinale différée :**

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = \frac{3700 \sqrt[3]{f_{c28}}}{3} = 10818.86 \text{ MPA} \quad (\text{A.2.1.2.1})$$

▪ **Calcul des inerties :**

$$I_{FV}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_V \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 30551.64}{1 + 1.91 \times 0.256} = 22570.6 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FI}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_I \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 30551.64}{1 + 4.78 \times 0.256} = 15113.1 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FI}^j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_V \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 30551.64}{1 + 4.78 \times 0.202} = 16270.1 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FI}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_I \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 30551.64}{1 + 4.78 \times 0.400} = 11540.8 \text{ cm}^4$$

- Flèche correspondant

$$F_i^g = \frac{M_g \times L^2}{10E_I \times I_{F_i}^g} = \frac{10632.3 \times 10^4 \times 4.1^2}{10 \times 32164.2 \times 15113.1} = 0.37 \text{ cm.}$$

$$F_V^g = \frac{M_g \times L^2}{10E_V \times I_{F_V}^g} = \frac{10632.3 \times 10^4 \times 4.1^2}{10 \times 10818.86 \times 22570.6} = 0.73 \text{ cm}$$

$$F_i^j = \frac{M_j \times L^2}{10E_v \times I_{F_i}^j} = \frac{9382.1 \times 10^4 \times 4.1^2}{10 \times 32164.2 \times 16270.1} = 0.31 \text{ cm.}$$

$$F_i^p = \frac{M_p \times L^2}{10E_i \times I_{F_i}^p} = \frac{15097.5 \times 10^4 \times 4.1^2}{10 \times 32164.2 \times 11540.8} = 0.69 \text{ cm.}$$

- La flèche totale :

$$\Delta f_t = f_v^g - f_i^g - f_i^j + f_i^p = 0.73 - 0.37 - 0.31 + 0.69 = 0.68 \text{ cm}$$

D'après BAEL 91 (Art B.6.5.3) avec  $L \leq 5 \text{ m}$  on a :

$$\Delta f_t = 0.68 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{410}{500} = 0.82 \text{ cm.}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

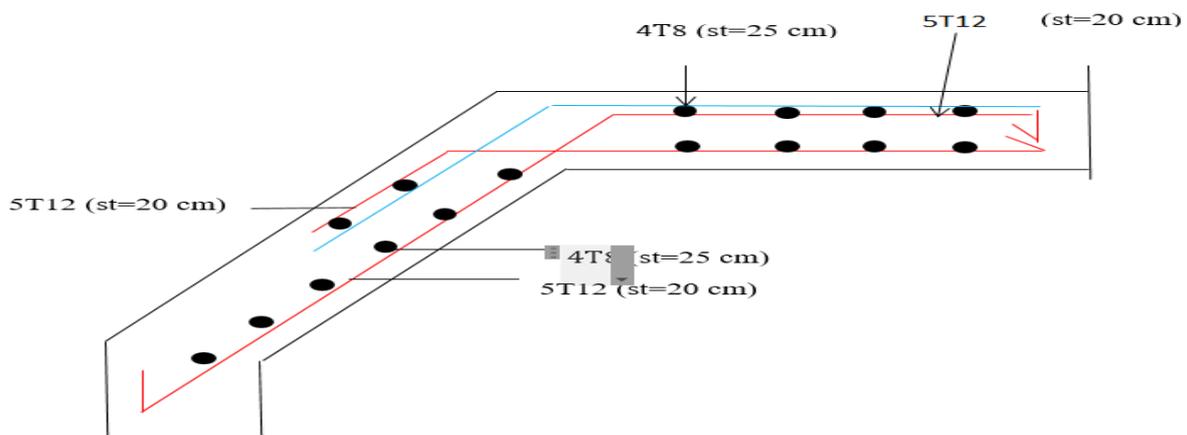


Figure III.28. Ferrailage d'escalier.

### III.3.9. Calcul de la poutre palière

#### III.3.9.1. Introduction :

La poutre palière est une poutre simplement appuyée, elle est calculée comme une Section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- son poids propre "pp".
- poids du mur extérieur pm.
- La réaction de la volée

#### III.3.9.2. Pré dimensionnement : $q$

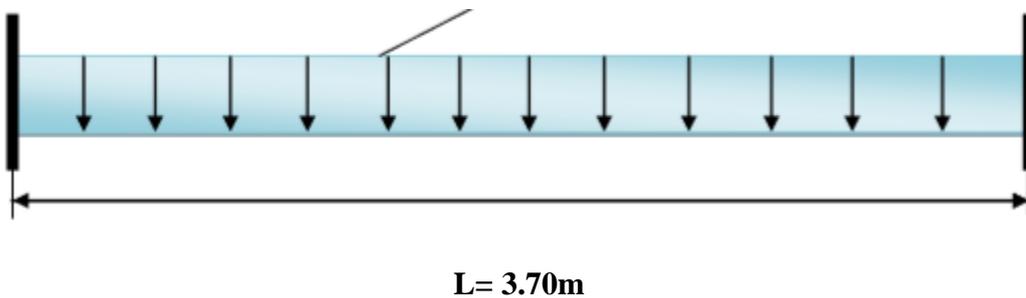


Figure. III.29. Schéma de poutre de palière.

- **Condition portée (selon BAEL).**

$$h \geq \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right)$$

$$h \geq \left( \frac{370}{15} \div \frac{370}{10} \right) = (24.66 \div 37) \text{ cm}$$

Alors on prend : **h = 40 cm**

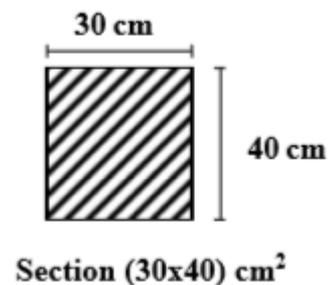
$$b = (0,3 \div 0,7) h$$

La largeur de la poutre suivant cette condition :

$$b = (0,3 \div 0,7) h.$$

$$b = (0,3 \div 0,7) 40 = (12 \div 28) \text{ cm.}$$

En prend : **b = 30 cm.**



- **Condition R.P.A.99 (version 2003) :**

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

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad (\text{C.V})$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} \leq 4 \quad (\text{C.V})$$

Donc on fixe les dimensions de la poutre palière (**30x40**) cm<sup>2</sup>.

### III.3.9.3. Méthode de calcul

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

### III.3.9.4.Évaluation des charges :

**Poids propre de la poutre :**

$$G = h \times b \times \gamma = 0.40 \times 0.30 \times 2500 = \mathbf{3000 \text{ N/ml}}$$

Poids du palier : **4450 N/ml**

Poids de la pailleasse: **7017.33 N/ml**

**- La réaction d'escalier ou niveau du palier :**

$$P = q_{\text{eq}} \times \frac{l}{2} = \left( \frac{4450 \times 1.7 + 7017.33 \times 2.4}{1.7 + 2.4} \right) \times \frac{3.7}{2} = 11012.8 \text{ N/ml}$$

**- La surcharge :**

$$P = Q \times \frac{l}{2} = 2500 \times \frac{3.7}{2} = 4625 \text{ N/ml}$$

**Poids du mur :**

$$P_m = G_{\text{mur}} \frac{H \text{ etage} - (H_p \text{ plié} + H_{ps})}{2}$$

$$P_m = G_{\text{mur}} \frac{3.06 - (0.4 + 0.35)}{2} 2780 = 3961.5 \text{ N/ml}$$

### III.3.9.5. Calcul de la poutre en flexion :

**5-1-Combinaisons d'actions :**

$$\text{E.L.U} \rightarrow P_u = 1,35 (g + P + P_{\text{mur}}) + 1,5 q$$

$$P_u = 1,35 \times (3000 + 11012.8 + 3961.5) + (1,5 \times 4625) = \mathbf{31202.9 \text{ N/ml}}$$

$$\text{E.L.S} \rightarrow P_{\text{ser}} = g + P + p_{\text{mur}} + q = 25825.48 \text{ N/ml}$$

$$P_{\text{ser}} = 3000 + 11012.8 + 3961.5 + 4625 = \mathbf{22600 \text{ N/ml}}$$

**5-2-Les sollicitations :**

$$\text{ELU} : M_a = p_u \times \frac{l^2}{12} = 31202.9 \times \frac{3.7^2}{12} = 35597.4 \text{ N.m}$$

$$M_t = p_u \times \frac{l^2}{24} = 31202.9 \times \frac{3.7^2}{24} = 17798.7 \text{ N.m}$$

$$T_u = p_u \times \frac{l}{2} = 31202.9 \times \frac{3.7}{2} = 57725.4 \text{ N.m}$$

$$\text{ELS} : M_a = p_u \times \frac{l^2}{12} = 22600 \times \frac{3.7^2}{12} = 25782.9 \text{ N.m}$$

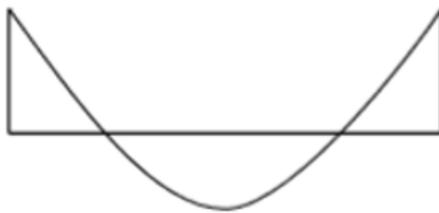
$$M_t = p_u \times \frac{l^2}{24} = 22600 \times \frac{3.7^2}{24} = 12891.5 \text{ N.m}$$

$$T_u = p_u \times \frac{l}{2} = 22600 \times \frac{3.7}{2} = 41810 \text{ N.m}$$

35597.4N.m

35597.4 N.m

25782.9N.m

25782.9 N.m

17798.7N.m

**ELU**

12891.5N.m

**ELS****Figure. III.30.** Schéma de moment de poutre palière.**III.3.9.6.Calcul de ferrailage :****ELU :**

$$\text{L'enrobage} : C \geq C' + \frac{\emptyset}{2} \quad \text{avec} : \emptyset \leq \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm}$$

$$C' = 1 \text{ cm} \implies C \geq 1 + \frac{4}{2} \quad \text{donc } C = 3 \text{ cm}$$

$$d = h - C = 40 - 3 = 37 \text{ cm}$$

**Tableau III.23.** Tableau Récapitulatif (poutre palière) :

	$p_u$ (N/ml)	$M_t$ (N.m)	$M_a$ (N.m)	$T_u$ (N)
<b>E.L.U</b>	31202.9	17798.7	35597.4	57725.4
<b>E.L.S</b>	22600	12891.5	25782.9	41810

➤ **E.L.U :**

**En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\frac{17798.7}{14.2 \times 100 \times 37^2} = 0.0092 \leq \mu_1 = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0092}) \rightarrow \alpha = 0.012$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.012 = 0.996.$$

$$\text{➤ } A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{17798.7}{348 \times 0.996 \times 37} = \mathbf{1.39 \text{ cm}^2}$$

➤ **Sur appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\text{➤ } \frac{35597.4}{14.2 \times 100 \times 37^2} = 0.019 \leq \mu_1 = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.019}) \rightarrow \alpha = 0.024$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.024 = 0.991.$$

$$\text{➤ } A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{35597.4}{348 \times 0.991 \times 37} = \mathbf{2.79 \text{ cm}^2}$$

**Tableau III.24.** Récapitulatif des résultants de ferrailage (poutre pliere)

	<b>Mu (N.m)</b>	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal} (cm^2)$
<b>Travée</b>	17798.7	0.0092	0.012	0.996	1.39
<b>Appuis</b>	35597.4	0.019	0.024	0.991	2.79

➤ **E.L.S**

➤ La fissuration est peu nuisible donc il n'y a aucune vérification concernant  $\bar{\sigma}_s$ .

Section rectangulaire, flexion simple, Les aciers de type 400 FeE : Donc la vérification de  $\bar{\sigma}_b$  est inutile si la condition suivant est remplie :

$$\bar{\sigma}_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}.$$

**Tableau III.25.** Vérification de la poutre palière. à E.L.S

	$\alpha$	<b>Mu(N.m)</b>	<b>Ms(N.m)</b>	$\gamma$	$f_{c28}(\text{MPa})$	$\bar{\alpha}$	<b>condition</b>
<b>Sur appui</b>	0.024	35597.4	25782.9	1.39	25	0.445	<b>vérifiée</b>
<b>En travée</b>	0.012	17798.7	12891.5	1.39	25	0.445	<b>vérifiée</b>

✓ **Condition de non fragilité** : BAEL91 (A.4.2, 1) Page 22

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.35 cm^2}$$

$$A_{\min} \geq \mathbf{1.35 cm^2}$$

✓ **Pourcentage Minimal** : (BAEL91 (B.6.4) Page 85)

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 40 = \mathbf{1.20 cm^2}.$$

✓ **Pourcentage Minimal** : R.P.A

$$A_{\min} \geq 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 40 = \mathbf{6 cm^2}.$$

$$\text{Donc : } A = \max ( A_{\text{calcul}} ; A_{\min} ; A'_{\min} ).$$

**Tableau III.26.** Récapitulatif des résultants de ferrailage (poutre pliere)

	$A_{\text{calcul}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	$A'_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{RPA}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{max}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$
<b>Appui</b>	2.79	1.3	1.2	6	6	8.26
<b>Travée</b>	1.39	1.3	1.2	6	6	8.26

➤ **Vérification de La contrainte de cisaillement : (BAEL91 (A.5.1, 21 page34).**

▪ **La contrainte tangente :  $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$ ... (BAEL91 (A.5.1.1)).**

$$V_{u \text{ max}} = 57725.4$$

$$\tau_u = \frac{57725.4}{300 \times 370} = 0.524 \text{ MPa}$$

▪ Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \text{ Fissuration peu nuisible [BAEL91 (A.5.1, 211) Page 34].}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.524 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ (Vérifié)}$$

✓ **Armature de réparation : BAEL 91 (art A.8.2.41) page 62**

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

$$\phi_t = \min(1.14; \phi_l; 3)$$

On prend :  $\phi_t = 10 \text{ mm}$ .

Donc on adopte des cadres  $\phi_8$  d'où :

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

**- Espacement des armatures transversales : RBA99 (ver 2003) .....art .7.5.2.2 page 67**

$$\text{Dans la zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

Soit :  $s_t = 8 \text{ cm}$

Dans la zone courante :  $S' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \implies S' \leq 20$

Soit  $S' = 15$  cm

La longueur de la zone nodale :  $L' = 2 \times h = 80$  cm

**- La quantité des armatures transversales :**

➤ Selon le BAEL91: ..... (Art A.5.1, 22)

$$A_t \geq 0.4 b_0 \frac{S'}{f_e} \implies A_t \geq 0.4 \times 30 \frac{15}{400} \implies A_t \geq 0.4$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S' \times (t_u - 0.3 f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{30 \times 15 \times (0.524 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400}$$

$$A_t \geq -0.15 \text{ cm}^2$$

• Selon le RPA 99 (ver. 2003 ..... art 7.5.2.2) page 69

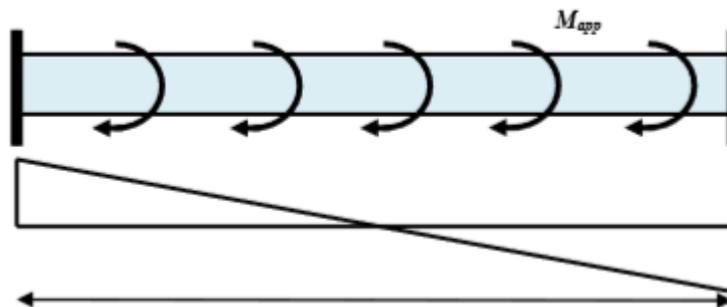
$$A_t \geq 0,003 \times S' \times b \implies A_t \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_t = \max ( A_{t,BAEL} ; A_{t,RPA} ) \implies A_t = A_{t,RPA} = 1.35 \text{ cm}^2$$

**III.3.9.7 calcul de la poutre palière à la torsion :**

Torsion de la poutre palier est provoquée par la flexion de l'escalier.  $M_t = M_a$  (Escalier)=

**7429.81 N.ml**



**3.70 m**

**Figure.III. 31.** Schéma de poutre à la torsion.

**D'après B.A.E.L 91**

On utilise les règles exposées dans le BAEL91 [4].

**-Contrainte tangente due à l'effort tranchant :**

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi  $b_t$  est égale aux  $(1/6)$  du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau_{vu} = \frac{T_u}{2\Omega b_0}$$

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$\Omega$ : Aire de contour tracé à mi-épaisseur des parois.

$$\Omega = (b-b_t) \times (h-b_t) = (30-5) \times (40-5) = 875 \text{ cm}^2.$$

Moment de torsion :  $T_u = 7429.81 \text{ N.m}$

$$\tau_{vu} = \frac{7429.81}{2 \times 875 \times 5} = 0.85 \text{ MPa.}$$

**Résistance en torsion et flexion**

(Section pleine)..... (BAEL 91 ver 99 ; Art 5.4.3)

$$T_{vu}^2 + t_u^2 = (0.85)^2 + (0.524)^2 = 1 \text{ MPa}$$

$$T_{vu}^2 + t_u^2 = 1 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u^2 = 11.09 \text{ MPA} \dots\dots(\text{C.V})$$

➤ **Les armatures longitudinales : ..... (BAEL 91 ver 99; Art 5.4.4)**

- **Armature de torsion :**

$$\sum A_l = \frac{\mu t_t}{2\Omega \frac{F_e}{\gamma_s}}$$

$\mu$  : Le périmètre du contour d'aire  $\Omega$  de la section efficace.

$\sum A_l$  = la des sommes des sections aciers longitudinaux.

$$\mu = 2[(b - b_t) + (h - b_t)] = 120 \text{ cm.}$$

$$A_l = \frac{120 \times 7429.81}{2 \times 875 \times \frac{400}{1.15}} = 1.47 \text{ cm}^2.$$

On adopte :  $A_{\text{tot}} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$ .

- Les armatures transversales : ..... (BAEL 91 ver 99 ; Art 5.4.4)

$$\Sigma A_t = \frac{S' T_u}{2\Omega \frac{F_e}{\gamma_s}} = \frac{15 \times 7429.81}{2 \times 875 \times \frac{400}{1.15}} = 0.184 \text{ cm}^2.$$

. Section minimale des armatures : BAEL 91 :

$$\frac{\Sigma A_l \times f_e}{b_0 \times \mu} \geq 0.4 \text{ MPA} \implies \frac{1.47 \times 400}{5 \times 120} = 0.98 \geq 0.4 \text{ MPA} \dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_t \times S'} \geq 0.4 \text{ MPA} \implies \frac{0.184 \times 400}{5 \times 15} = 0.98 \geq 0.4 \text{ MPA} \dots\dots \text{CV}$$

**Condition de la Flèche :**

Pour une poutre encastree dans ses extremités, la flèche est :

$$f = \frac{p \times L^4}{348EI} \leq f_{adm} = \frac{1}{1000} + 0.5$$

I=l'inertie de la poutre

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{30 \times 40^3}{12} = 160000 \text{ cm}^4$$

E= module de Young  $E = 3.2 \times 10^5 \text{ daN/cm}^2$

L: longueur de la poutre  $L = 3.7 \text{ m}$

$$P_u = 1,35 \times (3000 + 11012.8 + 3961.5) + (1,5 \times 4625) = 31202.9 \text{ N/ml}$$

Donc :

$$f = \frac{31202.9 \times 3.7^4}{348 \times 3.2 \times 10^5 \times 16} = 0.0032 \text{ m} = 0.32 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{1}{1000} + 0.5 = 0.501 \text{ cm}$$

$$f = 0.32 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.501 \dots\dots \text{CV.}$$

**Etat limite de déformation:**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.4}{3.7} = 0.11 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{0.40}{3.70} = 0.11 \geq \frac{0.85 M_0}{10 M_0} = 0.085 \dots CV.$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6}{30 \times 37} = 0.0054 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots CV.$$

**Les armatures totales**

$$\text{Armatures longitudinales : } A_l^{\text{tot}} = A_l^{\text{fl}} + A_l^{\text{tr}}$$

$$\text{Nappe supérieure : } A_l^{\text{tot}} = A_l^{\text{fl}} + \frac{A_l^{\text{tr}}}{2} = 6 + \frac{1.47}{2} = 6.74 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l^{\text{tot}} = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nappe inférieure : } A_l^{\text{tot}} = \frac{A_l^{\text{tr}}}{2} = \frac{1.47}{2} = 0.74 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l^{\text{tot}} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

**Armatures transversales :**

$$A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{fl}} + A_t^{\text{tr}} = 1.35 + 0.17 = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc soit : } A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

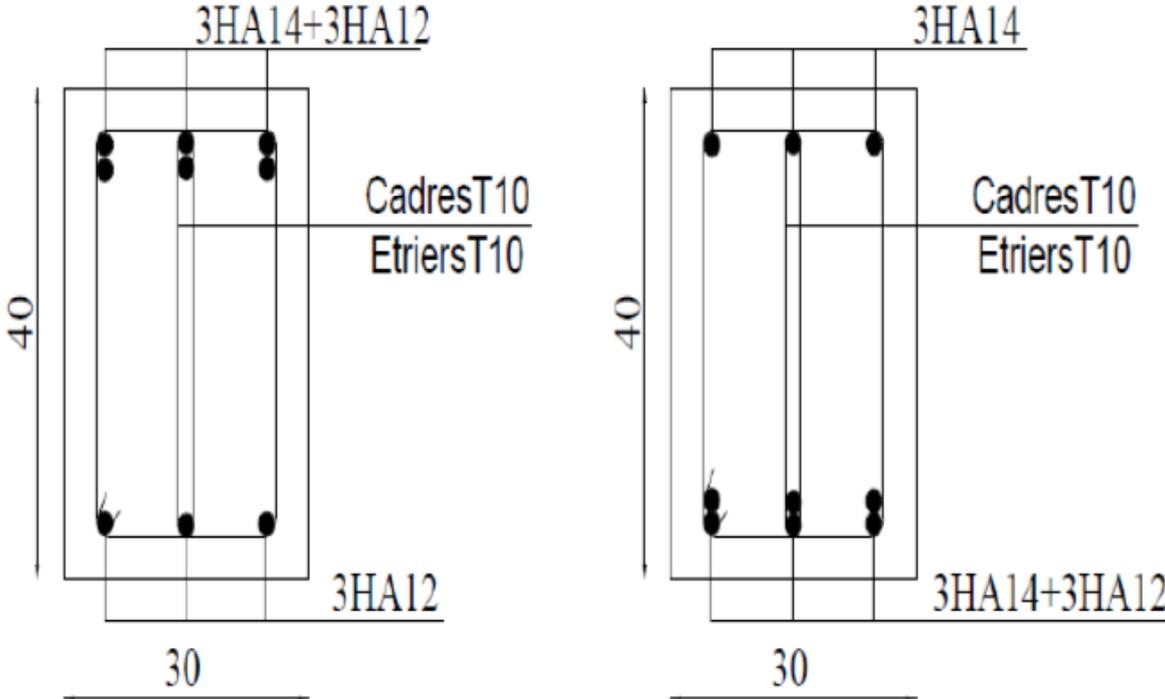


Figure.III.32. Ferrailage de poutre palière.

**Type (b) : Escalier RDC****1. dimensionnement :**

Pour dimensionner les contre marches (h) et les marches (g) on utilise généralement la formule de **BLONDEL** :  $59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$

- Pour la contre marche :  $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$ .

On prend : **h= 16.87 cm.**

- Pour la largeur de la marche :  $24 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$ .

On prend : **g= 28 cm.**

$$59 \leq 27+2 \times 16.87 \leq 66 \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 60.74 \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

Alors : les escaliers est confortable.

❖ **Nombre des marches :**

**H** : la hauteur de l'étage

**H** : la hauteur de marche

**n** : nombre de contre marche

$$n = \frac{H}{h} = \frac{405}{16.87} \approx 24$$

**DONC** : on a 24 contre marche par deux voles

Et : 12 contre marche par 1 seul voles

**nombre de marche par volés**

$$N = n - 1$$

$$N = 12 - 1 = 11 \text{ marche}$$

❖ **Détermination d'épaisseur de la paillasse :**

$$\triangleright \frac{L \text{ max}}{40} \leq e \leq \frac{L \text{ max}}{30}$$

$$\frac{470}{40} \leq e \leq \frac{470}{30} .$$

$$e = ( 11.75 , 15.66 )$$

on adopte : **e= 15 cm**

**calcule  $\alpha$  :**

$$\text{arc tan } \alpha = \frac{202.5}{297} = 34.29^\circ$$

**Condition de dégagement rapide des escaliers :**

**Emmarchement :**  $E \geq 90$  cm pour un escalier de bâtiment d'habitation  $E=1.475$ m

**Tableau récapitulatif des résultants :**

	h(cm)	g(cm)	e(cm)	n	H(cm)	L(cm)	E(cm)	$\alpha$ (°)
Escalier	16.87	27	15	24	405	410	132.5	34.29

## 2. Evaluation des charges :

### 2.1-Pour la paillasse :

-Charge permanente : (DTR B.C 2.2)

N°	Désignations	e (m)	$\gamma$ (N/m <sup>3</sup> )	Charges (N/m <sup>2</sup> )
1	mortier de pose	0,02	20000	400
2	Poids des marches	0,1687/2	22000	1855.7
3	Poids de la paillasse	0,15/cos $\alpha$	25000	4538.9
4	Carrelage	0.02	10000	200
5	Enduit en plâtre	0,01	10000	100
				<b>G=7094.6</b>

**G=7094.6N/m<sup>2</sup>.**

**Q= 2500 N/m<sup>2</sup>.**

**2.2-Pour le palier de repos :**-Charge permanente : (DTR B.C 2.2)

N°	Désignations	e (m)	$\gamma$ (N/m <sup>3</sup> )	Charges (N/m <sup>2</sup> )
1	mortier de pose	0,02	20000	400
2	Poids de palier	0,15	25000	3750
3	Carrelage	0.02	10000	200
4	Enduit en plâtre	0,01	10000	100
				<b>G=4450</b>

**G = 4450 N/m<sup>2</sup>.****Q = 2500 N/m<sup>2</sup>.****3. Méthode de calcul :**

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

**4. combinaison d'actions :**✓ **E.L.U : 1.35 g+1.5 q.**✓ **E.L.S : g + q.**

Les états limites	Paillasse (KN/ml)	Palier (KN/ml)
<b>E.L.U</b>	13.3278	9.7575
<b>E.L.S</b>	9.5946	6.950

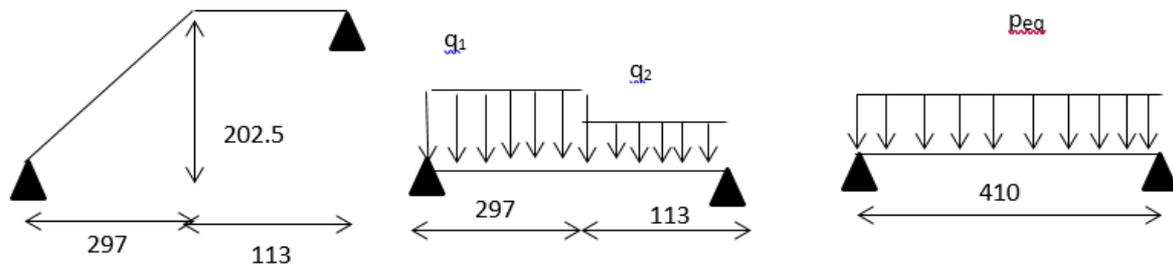


Figure.III.33. les charges sur l'escalier.

La charge équivalente :  $q_{eq} = \frac{q_1 \times l_1 + q_2 \times l_2}{l_1 + l_2}$ .

**ELU :**

$$q_{eq} = \frac{q_1 \times l_1 + q_2 \times l_2}{l_1 + l_2} = \frac{13.3278 \times 2.97 + 9.7575 \times 1.13}{2.97 + 1.13} = 12343.8 \text{ N}$$

$$\text{moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{eq} \times L^2}{8} = \frac{12343.8 \times 4.1^2}{8} = 25937.4 \text{ N.m}$$

$$M_a = 0.3M_0 = 0.3 \times 25937.4 = 7781.3 \text{ N.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 25937.4 = 22046.8 \text{ N.m}$$

**L'effort tranchant :**

$$T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$$

$$T_u(0) = 12343.8 \times \frac{4.10}{2} = 25304.8 \text{ N}$$

$$T_u(4.1) = -12343.8 \times \frac{4.10}{2} = -25304.8 \text{ N}$$

**ELS :**

$$q_{eq} = \frac{q_1 \times l_1 + q_2 \times l_2}{l_1 + l_2} = \frac{9.5946 \times 2.97 + 6.950 \times 1.13}{2.97 + 1.13} = 8865.8 \text{ N}$$

$$\text{moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{eq} \times L^2}{8} = \frac{8865.8 \times 4.1^2}{8} = 18629.3 \text{ N.m}$$

$$M_a = 0.3M_0 = 0.3 \times 18629.3 = 5588.8 \text{ N.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 18629.3 = 15835 \text{ N.m}$$

**L'effort tranchant :**

$$T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$$

$$T_u(0) = 8865.8 \times \frac{4.1}{2} = 18174.9 \text{ N}$$

$$T_u(3.9) = -8865.8 \times \frac{4.1}{2} = -18174.9 \text{ N}$$

Elément	$q_{eq}$ (N/ml)	$M_0$ (N.m)	$M_t$ (N.m)	$M_a$ (N.m)	$T_g$ (N)	$T_d$ (N)
<b>E.L.U</b>	12343.8	25937.4	22046.8	7781.3	25304.8	-25304.8
<b>E.L.S</b>	8865.8	18629.3	15835	5588.8	18174.9	-18174.9

### 5. calcul de ferrailage :

Le calcul s'effectué sur une section rectangulaire de largeur  $b=100$  cm de hauteur  $h=15$  cm.

$$c \geq \frac{1}{2} \emptyset + \text{enrobage}$$

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \emptyset \leq \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm} = 15 \text{ mm}$$

$$C \geq \frac{1}{2} \times 1.5 + 1 = 1.75 \text{ cm} \Rightarrow c = 2 \text{ cm}$$

$C = 2 \text{ cm}$  (l'enrobage)

donc :  $d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$ .

➤ **E.L.U :**

- en travée :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\frac{22046.8}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.092 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.092}) \rightarrow \alpha = 0.12$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.114 = 0.952$$

$$A = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{22046.8}{348 \times 0.952 \times 13} = 5.12 \text{ cm}^2$$

- **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\frac{7781.3}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.032 < \mu_1 = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.032}) \rightarrow \alpha = 0.040$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.040 = 0.984.$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7781.3}{348 \times 0.984 \times 13} = 1.75 \text{ cm}^2.$$

➤ **E.L.S**

**La contrainte maximale de béton comprimée :** B.A.E.L 91(A.4.5.2.page 29).

$$\overline{\sigma}_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Elément	$\alpha$	Mu(N.m)	Ms(N.m)	$\gamma$	fc28(MPa)	$\bar{\alpha}$	Condition
Sur appui	0.040	7781.3	5588.8	1.40	25	0.45	Vérifiée
En travée	0.12	22046.8	15835	1.40	25	0.45	Vérifiée

✓ **Condition de non fragilité :** BAEL91 (A.4.2, 1) Page 22.

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \text{donc : } A_{\min} \geq 1.57 \text{ cm}^2$$

✓ **Pourcentage Minimal** : (BAEL91 (B.6.4) Page 85)

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A = \max ( A_{\text{calcul}} ; A_{\min} )$

✓ **Tableau Récapitulatif** :

	$A_{\text{calcul}}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A'_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\max}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$
<b>Appui</b>	1.75	1.57	1.5	1.75	3Ø10= 2.36.
<b>Travée</b>	5.12	1.57	1.5	5.12	5Ø12= 5.65.

### Vérification de l'effort tranchant :

**La contrainte tangente  $\tau_u$  : BAEL91 (art A.5.1,1) 23186.23**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{25304.8}{1000 \times 130} = \mathbf{0.195 \text{ MPa}}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,25 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \mathbf{3,25 \text{ MPa}}$$

$V_u$ (N)	$b_0$ (mm)	$d$ (mm)	$\tau_u$ MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
25304.8	1000	130	0.195	3.25	<b>Vérifiée</b>

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Armature de réparation : BAEL 91 (art A.8.2.41) page 62**

- **En travées**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.4125 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{Ø}8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

- **Sur appuis**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 3\emptyset 8 = 1.51 \text{ cm}^2.$$

**Espacement entre les armatures : .....BAEL91 (art A.8.2, 4.2)**

**a- Armatures longitudinale :**

$$St \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 15 ; 33) = \min (45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{- Appuis: } St = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{- Travée: } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

**b-Armatures répartition :**

$$St \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 14; 45) = \min (56; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{- Appuis: } St = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{- Travée: } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de la flèche B.A.E.L (B.6.5.1 page 154) :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{15}{410} = 0.0365 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{CNV.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10 M0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{15}{410} = 0.0365 \geq \frac{Mt}{10 M0} = 0.085 \dots\dots \text{CNV.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \leq \frac{4.2}{fe} = 0.010 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Comme les conditions (1) et (2) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i - f_p^i < f_{adm}$$

Avec :  $f_{adm} = L / 500$ , pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5m (BAEL 91(art B.6.5, 3).

- Calcul la flèche : (B.A.E.L.91 art B.6.5. 3)
- **Position du centre gravité de la section homogène :**

$$Y_G = \frac{bh\frac{h}{2} + \eta A_S d}{bh + \eta A_S} .$$

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times \frac{15}{2} + 15 \times 5.65 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 5.65} = 7.8 \text{ cm}$$

Alors :  $Y_G' = h - Y_G = 15 - 7.8 = 7.2 \text{ cm}$

$\delta = d - Y_G = 13 - 7.8 = 5.2 \text{ cm}$

▪ **Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + \eta \times A \times (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 100 \times 15 \times \left(\frac{15}{2} - 7.8\right)^2 + 15 \times 5.65 \times (13 - 7.8)^2$$

$I_0 = 30551.64 \text{ cm}^4$ .

▪ **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0,0044$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3) \times 0,0044} = 4.78$$

▪ **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = 1.91$$

• **Calcul des moments fléchissant à E.L.S :**

**g:** C'est l'ensemble des charges permanentes.

**j :** Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

**P:** C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g_{eq} = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$g_{eq} = \frac{(4450 \times 1.13) + (7094.6 \times 2.97)}{1.13 + 2.97} = 6365.8 \text{ N/ml}$$

$$j_{eq} = \frac{(3750 \times 1.13) + (4538.9 + 1855.7) \times 2.97}{1.13 + 2.97} = 5665.8 \text{ N/ml}$$

$$P = g_{eq} + q = 6365.8 + 2500 = 8865.8 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{0.85 \times g \times L^2}{8} = \frac{0.85 \times 6365.8 \times 4.1^2}{8} = 11369.8 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{0.85 \times j \times L^2}{8} = \frac{0.85 \times 5665.8 \times 4.1^2}{8} = 10119.5 \text{ N.m}$$

$$M_p = \frac{0.85 \times p \times L^2}{8} = \frac{0.85 \times 8865.8 \times 4.1^2}{8} = 15834.9 \text{ N.m}$$

▪ **Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :**

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61) (P. Charon) pour déterminer les contraintes en a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 0,0044 = 0.44$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

$$\text{-On tire la valeur } \beta_1 : \rho_1 = 0.44 \implies \beta_1 = 0.897$$

$$\sigma_g^S = \frac{M_g}{\beta_1 A_s d} = \frac{11369.8 \times 10^3}{0.897 \times 565 \times 130} = 172.6 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_j^S = \frac{M_j}{\beta_1 A_s d} = \frac{10119.5 \times 10^3}{0.897 \times 565 \times 130} = 153.6 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_p^S = \frac{M_p}{\beta_1 A_s d} = \frac{15834.9 \times 10^3}{0.897 \times 565 \times 130} = 240.4 \text{ MPa.}$$

- **Calcul du coefficient  $\mu$  :**

$$\rho = A/(b_0 \times d) = 0.0044$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0044 \times 172.6 + 2.1} = 0.285$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0044 \times 153.6 + 2.1} = 0.235$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0044 \times 240.4 + 2.1} = 0.420$$

- **Module de déformation longitudinale instantanée..... (BAEL 91 ver 99) :**

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 11000^3 \sqrt{25} = 32164.2 \text{ MPA} \quad (\text{A.2.1.2.1})$$

- **Module de déformation longitudinale différée :**

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPA} \quad (\text{A.2.1.2.1})$$

- **Calcul des inerties :**

$$I_{FV}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_V \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 30551.64}{1 + 1.91 \times 0.285} = 21761.2 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FI}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_I \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 30551.64}{1 + 4.78 \times 0.285} = 14226.4 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FI}^j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_V \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 30551.64}{1 + 4.78 \times 0.235} = 15827.7 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FI}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_I \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 30551.64}{1 + 4.78 \times 0.420} = 11174 \text{ cm}^4$$

- **Flèche correspondant**

$$F_i^g = \frac{M_g \times L^2}{10E_I \times I_{FI}^g} = \frac{11369.8 \times 10^4 \times 4.1^2}{10 \times 32164.2 \times 14226.4} = 0.42 \text{ cm.}$$

$$F_V^g = \frac{M_g \times L^2}{10E_V \times I_{FV}^g} = \frac{11369.8 \times 10^4 \times 4.1^2}{10 \times 10818.86 \times 21761.2} = 0.82 \text{ cm}$$

$$F_i^j = \frac{M_j \times L^2}{10E_V \times I_{Fi}^j} = \frac{10119.5 \times 10^4 \times 4.1^2}{10 \times 32164.2 \times 15827.7} = 0.34 \text{ cm.}$$

$$F_i^p = \frac{M_p \times L^2}{10E_i \times I_{Fi}^p} = \frac{15834.9 \times 10^4 \times 4.1^2}{10 \times 32164.2 \times 11174} = 0.74 \text{ cm.}$$

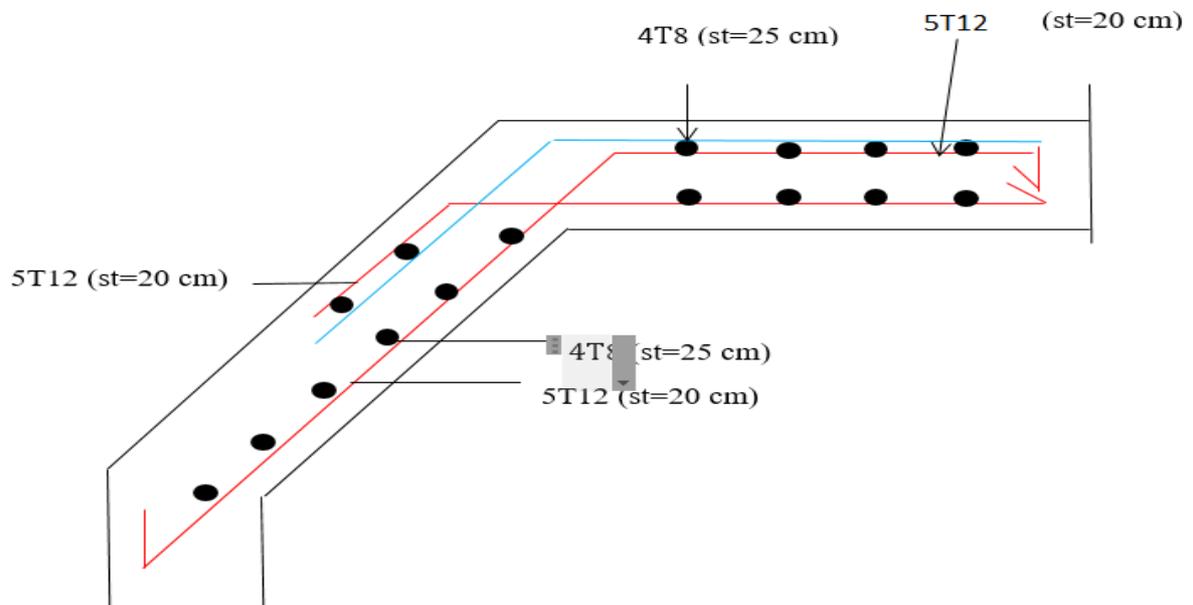
▪ **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = f_v^g - f_i^g - f_i^j + f_i^p = 0.82 - 0.42 - 0.34 + 0.74 = 0.68 \text{ cm}$$

D'après BAEL 91 (Art B.6.5.3) avec  $L \leq 5 \text{ m}$  on a :

$$\Delta f_t = 0.8 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{410}{500} = 0.82 \text{ cm.}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée



**Figure. III.34.** Ferrailage d'escalier.

**6. Calcul de la poutre palière**

- **Condition portée (selon BAEL).**

$$h \geq \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right)$$

$$h \geq \left( \frac{370}{15} \div \frac{370}{10} \right) = (24.66 \div 37) \text{ cm}$$

Alors on prend : **h = 40 cm**

$$b = (0,3 \div 0,7) h$$

La largeur de la poutre suivant cette condition :

$$b = (0,3 \div 0,7) h.$$

$$b = (0,3 \div 0,7) 40 = (12 \div 28) \text{ cm.}$$

En prend : **b = 30 cm.**

- **Condition R.P.A.99 (version 2003) :**

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

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad (\text{C.V.})$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} \leq 4 \quad (\text{C.V.})$$

Donc on fixe les dimensions de la poutre palière **(30x40) cm<sup>2</sup>**.

**Armatures longitudinales :**  $A_l^{\text{tot}} = A_l^{\text{fl}} + A_l^{\text{tr}}$

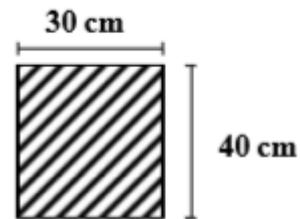
$$\text{Nappe supérieure : } A_l^{\text{tot}} = A_l^{\text{fl}} + \frac{A_l^{\text{tr}}}{2}$$

$$\text{Soit : } A_l^{\text{tot}} = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nappe inférieure : } A_l^{\text{tot}} = \frac{A_l^{\text{tr}}}{2}$$

$$\text{Soit : } A_l^{\text{tot}} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

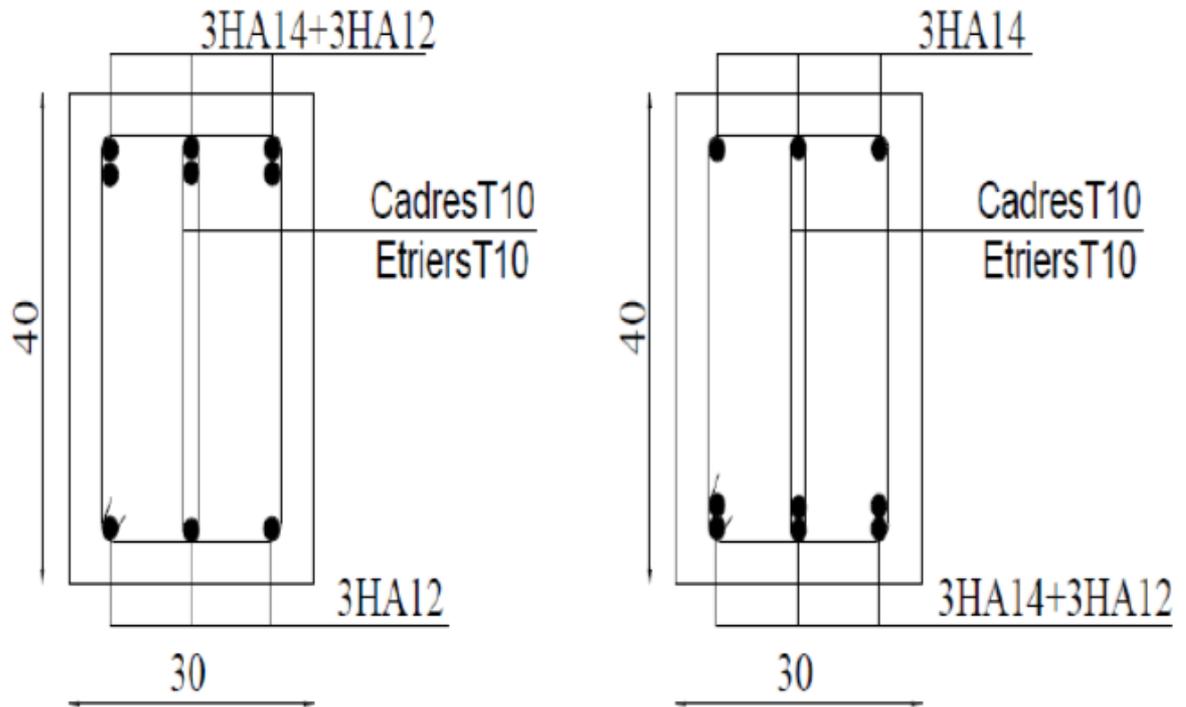
**Armatures transversales :**



**Section (30x40) cm<sup>2</sup>**

$$A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{fl}} + A_t^{\text{tr}}$$

Donc soit :  $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}$



**Figure.III.35.** Ferrailage de poutre palière.

**III.4.les balcons :****III.4.1. Introduction :**

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions.

Ces panneaux sont des dalles en béton armé coulés sur place. Elles reposent sur 1,2,3 appuis constituées par des poutres.

**III.4.2.Hypothèse de calcul :**

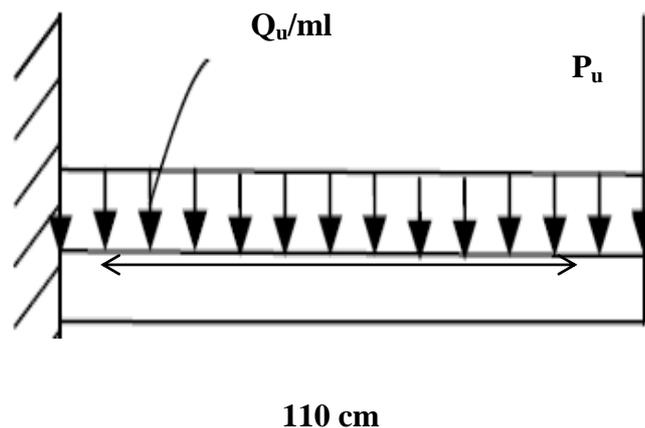
- Le balcon est une dalle pleine sollicitée en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande d'un mètre linéaire.

Les panneaux de la dalle pleine sont calculés comme une section rectangulaire à la flexion simple sous l'effet de :

- La charge permanente **G**.
- La charge d'exploitation **Q**.
- charge concentrée due ou poids des murs extérieurs **P**.

**III.4.3.Caractéristique du balcon :**

$$L_X = 4.5 \text{ m} \quad L_Y = 1.10 \text{ m}$$



**Figure.III.36:** schéma statique du balcon.

Le dimensionnement de ces panneaux dépend de deux critères :

### 1-Critère de flexion :

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{pour une dalle sur un seul appui.}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{pour une dalle sur trois ou quatre appuis .}$$

Avec :

$L_x$  : la plus petite portée du panneau le plus sollicité.

### 2- Critère de flèche :

Nous devons vérifier que la flèche maximale  $f_{\max}$  subie par la dalle est inférieure aux valeurs limites des flèches fixées par l'article B65.3 du CBA93.

$$-f_{\max} < L_{\max} / 250.$$

Dalle pleine reposant sur un seul appui : la dalle sera calculée comme une console encastrée dans la poutre de rive du plancher, en flexion simple et on prend une bande de 1.0 m de largeur.

**donc :**

$$e \geq \frac{L_x}{20} \implies e \geq \frac{110}{20}$$

$e \geq 5.5 \text{ cm}$     **Donc :** on adopté :  $e = 15 \text{ cm}$

### III.4.4. Evaluation des charges :

**Tableau III.27. BALCON TERRASSE :**

N	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon protection	0.04	17	0.68
2	Étanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.04	4	0.16
4	Béton de pente	0.05	22	1.1
5	Plancher dalle pleine	0.15	25	3.75
6	Enduit de plâtre	0.01	10	0.1

$$G=5.91 \text{ KN/m}^2.$$

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

**Tableau III.28. BALCON ETAGE :**

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20	0.4
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
5	Plancher dalle pleine	0.15	25	3.75
6	Enduit de plâtre	0.01	10	0.1

$$G=4.65 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=3.5 \text{ KN/m}^2.$$

Poids propre  $G= 4.65 \times 1 \text{ m}= 4.65 \text{ KN/ml}$

Surcharge  $Q =3,5 \times 1\text{m}=3.5 \text{ KN/ml}$

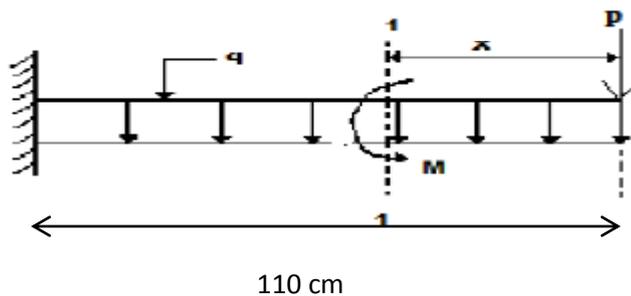
La charge des murs (force concentrée)  $P=2.78 \times 1\text{m} \times 1\text{m}=2.78 \text{ KN}$

**E.L.U** :  $Q_u=1,35 G + 1,5 Q =11.53 \text{ KN/ml}$

$P_u=1,35 P = 3.753 \text{ KN}$

**E.L.S** :  $Q_{ser}= G + Q=8.15 \text{ KN/ml.}$

#### III.4.5.calcul des sollicitations :



- **E.L.U** :

Section 1-1  $0 \leq x \leq 1.1\text{m.}$

$$M_x = -p_u x - Q_u \frac{x^2}{2} \Rightarrow -3.753 x - 11.53 \frac{x^2}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.1) = -11.11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_x = -P_u - Q_u x \Rightarrow -3.753 - 11.53 x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(0) = -3.753 \text{ KN.} \\ T(1.1) = -16.436 \text{ KN.} \end{cases}$$

- **E.L.S :**

$$M_x = -p_x x - Q_s \frac{x^2}{2} \Rightarrow -2.78 x - 8.15 \frac{x^2}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.1) = -7.99 \text{ KN.ml} \end{cases}$$

$$T_x = -P - Q_s x \Rightarrow -2.78 - 8.15 x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(0) = -2.78 \text{ KN.} \\ T(1.1) = -11.745 \text{ KN.} \end{cases}$$

### III.4.6 Détermination du ferrailage :

On considère le balcon comme une poutre en console soumise à la flexion simple et le Calcul se fait par une bande de 1 ml.

➤ **E.L.U :**

**-l'enrobage :**

$$C \geq c_0 + \frac{\emptyset}{2}$$

$$\emptyset \geq h/10 = 15/10 = 1.5 \text{ cm}$$

$$C_0 = 1 \text{ cm} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{1.5}{2} = 2.$$

Alors on adopte  $c = 2 \text{ cm}$ .

**Armature longitudinale :**

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{11110}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.047 \cdot \mu$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.061.$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.127.$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{11110}{0.127 \times 348} = 2.52 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}.$$

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2.$$

**Pourcentage minimale : B.A.E.L91 (art B.6.4) :**

$$A_{\text{min}} \geq 0.001 b \cdot h$$

$$A_{\text{min}} \geq 0.001 \cdot 100 \cdot 15$$

$$A_{\text{min}} \geq 1.5 \text{ cm}^2$$

**Tableau III.29.** Récapitulatif des résultants de ferrailage (**balcon**) :

Mu	$\mu$	$\alpha$	Z(m)	$A_{\text{min}}$	$A_{\text{calcul}}$	$A_{\text{adop}}$
11.11	0.047	0.061	<b>0.127</b>	<b>1.57</b>	<b>2.52</b>	<b>3T12=3.39 cm<sup>2</sup></b>

- **Armature de répartition :**

$$A_{\text{répartition}} = A_{\text{adopté}} / 4 = 3.39 / 4 = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix : } A_{\text{répartition}} = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S :**

- **Position de l'axe neutre :**

$$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 ; n = 15.$$

$$b \times \frac{x^2}{2} - n \times A_{st} (d - x) = 100 \times \frac{x^2}{2} - 15 \times 3.39 (13 - x).$$

$$50 x^2 - 50.85x - 661.05 = 0.$$

$$\sqrt{\Delta} = 367.15 \Rightarrow x = -3.163 \text{ cm}.$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d-x)^2 = 100 \times \frac{3.163^3}{3} + 15 \times 3.39 (13-3.163)^2.$$

$$I = 5975.4 \text{ cm}^4.$$

- Calcul les contrainte :

**Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{7.99 \times 10^{-3} \times 0.03163}{5.9754 \times 10^{-5}} = 4.23 \text{ MPa.}$$

**Acier :**

$$\sigma_{si} = n \frac{M_s \times (d-x)}{I} = 15 \frac{7.99 \times 10^{-3} (0.13 - 0.03163)}{5.9754 \times 10^{-5}} = 197.31 \text{ MPa.}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

✚ **Béton :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

✚ **Acier :**

$$\overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa.}$$

**Donc :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} ; 4.23 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \text{cv.}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s ; 197.31 \text{ MPa} \leq 400 \text{ MPa} \dots \text{cv.}$$

- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} \quad T_{max} = 16.436 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{16.436 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.127 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right).$$

$$\overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \geq \tau_u = 0.127 \dots \text{cv}$$

- Vérification des espacements :

✚ **Les armatures longitudinales :**

$$St = 100/3 = 33.33 \text{ cm.}$$

$$St = 33.33 \text{ cm} \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \text{cv (sens principales).}$$

✚ Les armatures transversales :

$$St = 100/4 = 25 \text{ cm.}$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \text{cv (sens secondaires).}$$

$$St = \begin{cases} St = 30 \text{ cm} \\ St = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

• Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} > \frac{Mt}{10 M0} \Rightarrow \frac{0.15}{1.10} = 0.136 \geq 0.011 (Mt = M0) \dots \text{cv.}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{110} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0.137 \geq 0.063 \dots \text{cv.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{100 \times 13} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0026 \leq 0.011 \dots \text{cv.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

-schéma de ferrailage

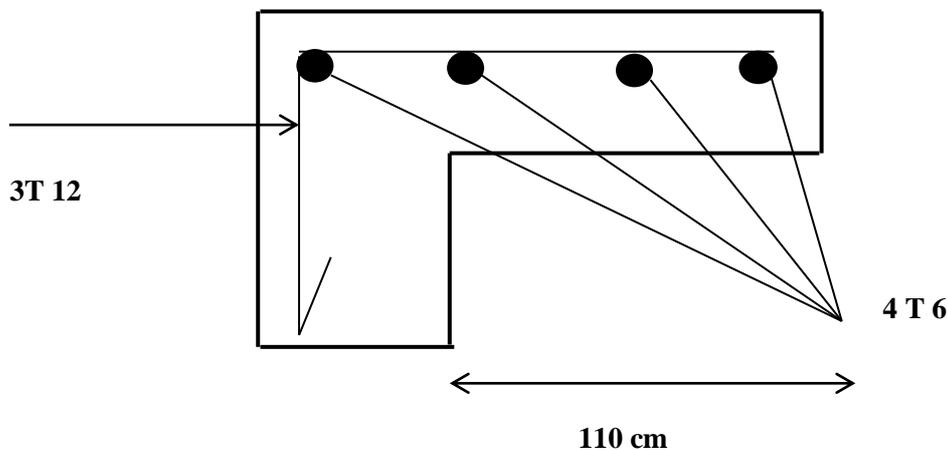


Figure. III.37. Ferrailage de balcon.

# Chapitre IV

## Etude dynamique

**IV. Etude sismique :****IV.1. Introduction :**

Le séisme est le phénomène naturel le plus destructeur et le plus difficile à prédire quand et où il frappe, et avec quelle intensité vas secouer nos constructions.

Le séisme correspond à des vibrations du sol provoqué une vibration soudaine d'énergie de déformation accumulée la croûte terre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau

Ce phénomène naturel peut creuser des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure sous l'effet des actions dynamique dues au séisme est obligatoire et doit être justifié selon les règles parasismique algériennes

Notre travail, consiste en l'étude et la conception d'un bâtiment(R+12) à usage mixte "d'habitation Contrevent par des voile et portiques avec justification d'interaction portiques voiles-mixte", est implanté à SETIF, C'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone sismicité (Zone IIa : sismicité moyenne) et dans un Site ferme (S2).

- **Objectif de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

**IV.2. Présentation des différentes méthodes d'estimation Des forces sismiques :**

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

On citera :

- ✓ La méthode statique équivalente.

- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

### **2.1- Méthode statique équivalente :**

- **Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions des axes principales du plan horizontal de la structure.

- **Domaine d'application :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99. Version 2003 (page 25).

### **2.2- Méthode d'analyse modale spectrale :**

- **Principe :**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

L'étude dynamique sismique a été faite du logiciel de calcul de Structure (Robot), par ailleurs ce calcul a été complété par des vérifications analytiques conformément aux recommandations du chapitre 04 du règlement RPA99 v2003.

#### **- Domaine d'application :**

La méthode d'analyse modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiment, et en particulier dans les cas où la méthode statique équivalente est inapplicable.

### 2.3- Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme :

- **Principe :**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques

(Centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

### IV.3. Calcul Des Actions Sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):

#### 3.1. Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse, et logiciel ROBOT Structural analyses Professional.

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

#### -Description de logiciel ROBOT :

- Il est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce a une interface graphique.
- Il permet une descente de charge automatique et rapide.
- Calcul automatique de centre de Torsion et centre de Masse ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.
- Les voiles sont modélisés comme des éléments (dalle) à (04 nœuds).
- Les Poteaux et les Poutres sont modélisés comme des éléments (barre) à (02 nœuds), (chaque nœud ayant (06) degré de liberté).

- Les Plancher sont considère rigides dans leur plan et sont simulés par des diaphragmes.

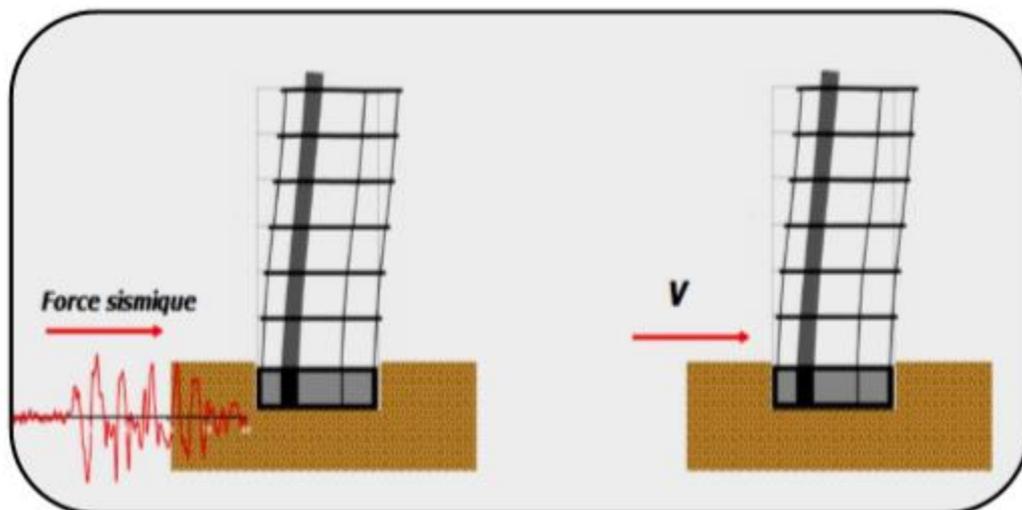
**-buts de l'analyse dynamique :**

-Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

-Déterminer les modes et les périodes propres.

**ROBOT** considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considéré concentrées au niveau de chaque plancher.

-La masse des planchers est calculée de manière a inclure une partie de la surcharges d'exploitation ..... ( $\beta = 0,2$ ) tab.4.5.RPA99-v2003.



**Figure. IV.1.** Simulation de la force sismique.

3.2. Spectre de Réponse de calcul : RPA99-v2003 (Art:4.3.3) (page:57):

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

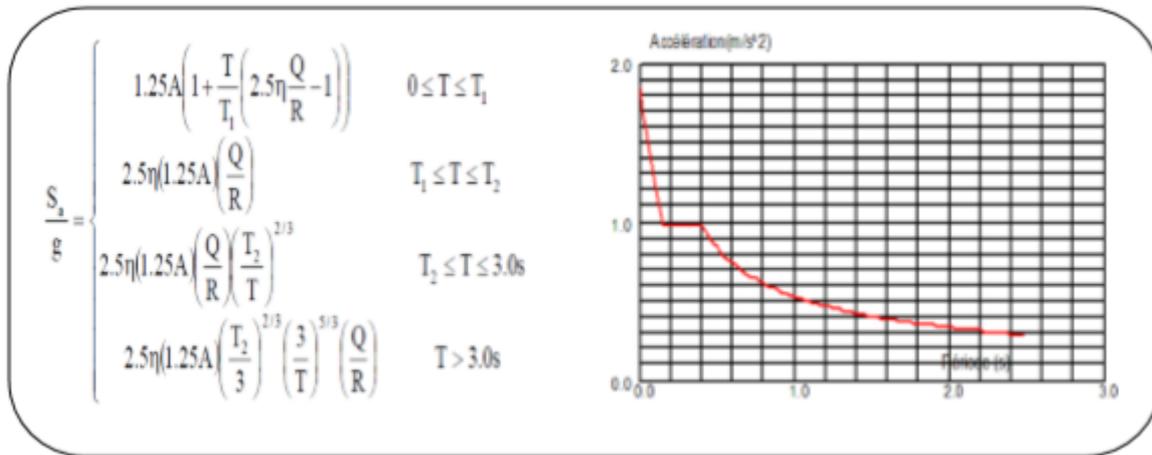


Figure. IV.2. Spectre de Réponse.

**A** : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

**η** : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 05%).

$$\eta = \sqrt{[(7/2) + \xi]} \geq 0.7$$

**ξ** : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

**R** : Coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

**Q** : Facteur de qualité (tableau 4.4).

Alors dans notre cas : (tableau 4.2) (page : 46).

$$\left\{ \begin{array}{l} \xi = 7 \% \longrightarrow \text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7 \longrightarrow \eta = 0.88 \\ \text{— } A = 0.15 \dots\dots\dots \text{Zone IIa (tableau 4.1).} \\ \text{— } R = 5 \dots\dots\dots \text{(Structure mixte avec interaction-tableau 4.3 RPA99.)} \\ \text{— } \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.40 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{(Tableau 4.7 RPA99 - v2003).} \end{array} \right. \\ \text{— } Q : \text{ sa valeur et déterminer par la formule : } Q = 1 + \Sigma P_q \end{array} \right.$$

**Tableau IV.1. (Pq) :** Tableau 4.4 RPA99-v2003 :

“ Critère q ”	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	0	/
2- Redondance en plan	0	/
3- Régularité en plan	/	0.05
4- Régularité en élévation	0	/
5- Contrôle de qualité des matériaux	/	0.05
6- Contrôles d'exécution	/	0.10

Donc :  $Q = 1.2$

### 3.3. Nombre de modes à considérer :

D'après RPA99-v2003 (Art:4.3.4-a) :

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

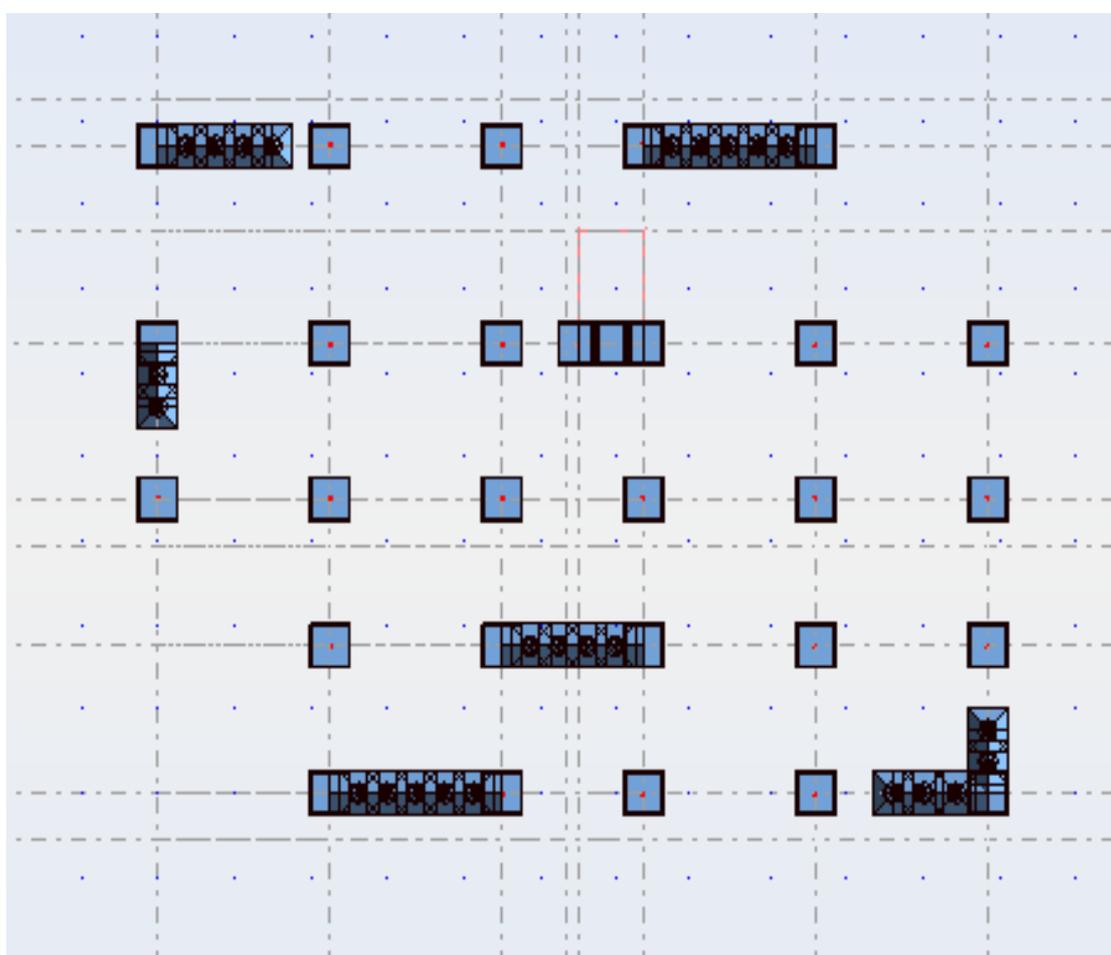
- \_ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a 90% au moins de la masse totale de la structure.
- \_ Ou que les modes ayant une masse model effective supérieure a **05%** De la masse Totale de la structure soient retenus pour les déterminations de la réponse totales de la structure.
- \_ Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

### 3.4. Analyse de la structure :

#### 3.4.1. variante des voiles.

Après l'Analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats suivant

- Poteaux  $55 \times 60 \text{ cm}^2$



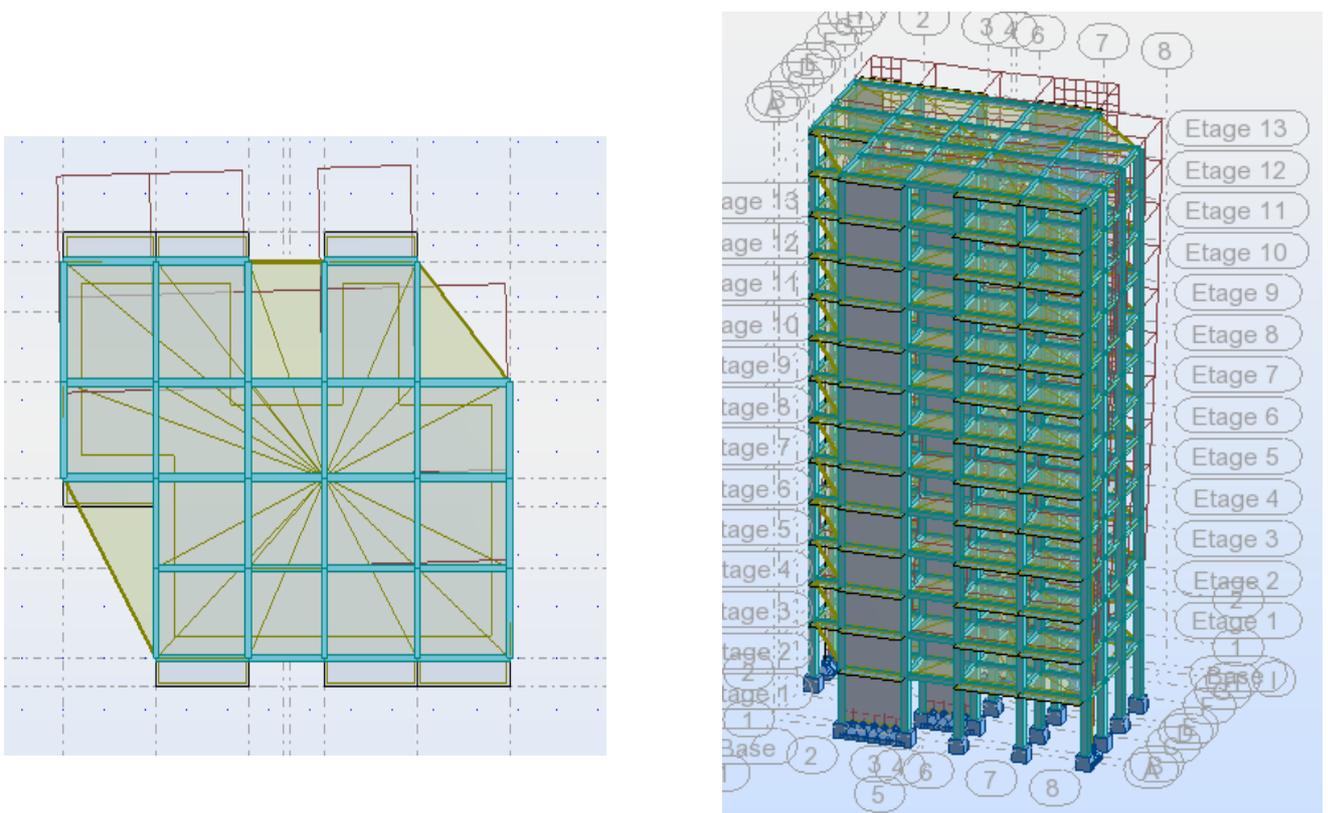
**Figure.IV.3.** variante des voiles.

**Tableau IV.2.** Périodes et factures de participation massique modale :

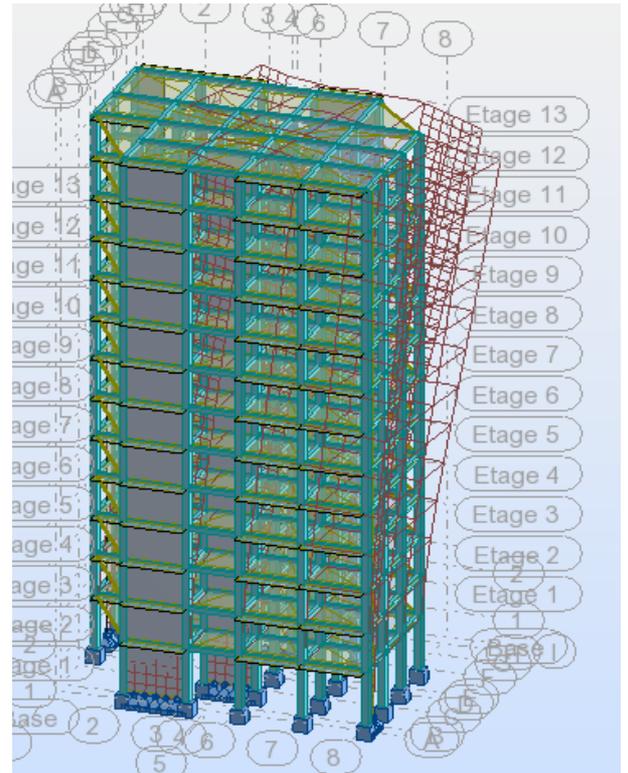
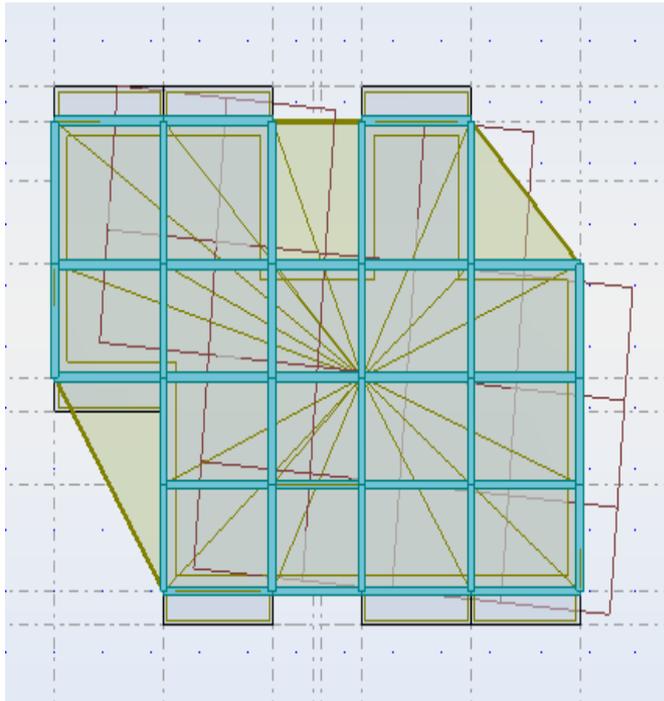
<b>Cas/Moe</b>	<b>Fréquence [Hz]</b>	<b>Période [sec]</b>	<b>Masse Modale UX [%]</b>	<b>Masse Modale UY [%]</b>	<b>Masses Cumulées UX [%]</b>	<b>Masses Cumulées UY [%]</b>
<b>1</b>	<b>0.80</b>	<b>1.25</b>	<b>0.12</b>	<b>79.27</b>	<b>0.12</b>	<b>79.27</b>
<b>2</b>	<b>1.14</b>	<b>0.88</b>	<b>58.25</b>	<b>0.17</b>	<b>58.37</b>	<b>79.44</b>
<b>3</b>	<b>1.31</b>	<b>0.77</b>	<b>11.85</b>	<b>0.00</b>	<b>70.22</b>	<b>79.44</b>
<b>4</b>	<b>2.56</b>	<b>0.39</b>	<b>0.02</b>	<b>11.07</b>	<b>70.24</b>	<b>90.51</b>
<b>5</b>	<b>4.53</b>	<b>0.22</b>	<b>9.20</b>	<b>0.06</b>	<b>79.45</b>	<b>90.57</b>
<b>6</b>	<b>4.76</b>	<b>0.21</b>	<b>0.08</b>	<b>3.97</b>	<b>79.53</b>	<b>94.54</b>
<b>7</b>	<b>5.20</b>	<b>0.19</b>	<b>8.32</b>	<b>0.00</b>	<b>87.84</b>	<b>94.54</b>
<b>8</b>	<b>7.36</b>	<b>0.14</b>	<b>0.00</b>	<b>2.16</b>	<b>87.84</b>	<b>96.70</b>
<b>9</b>	<b>9.81</b>	<b>0.10</b>	<b>2.37</b>	<b>0.00</b>	<b>90.22</b>	<b>96.70</b>
<b>10</b>	<b>10.47</b>	<b>0.10</b>	<b>0.00</b>	<b>1.27</b>	<b>90.22</b>	<b>97.97</b>

**Conclusion :**

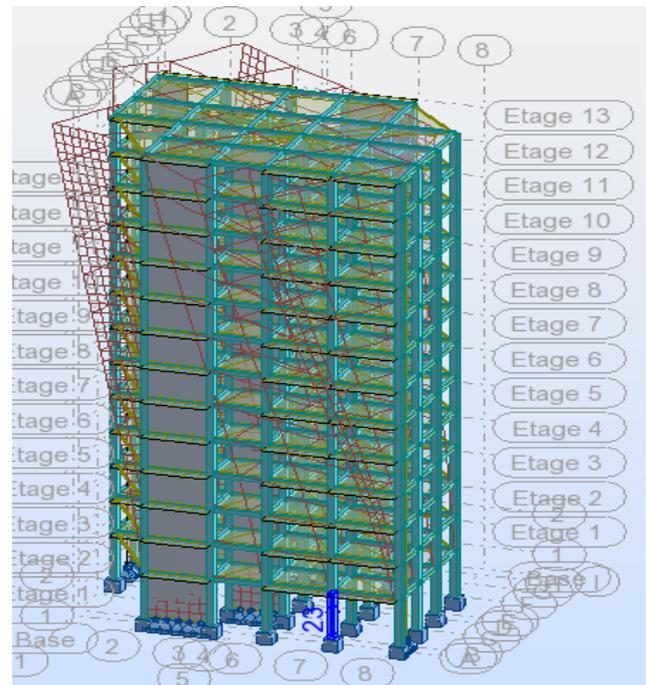
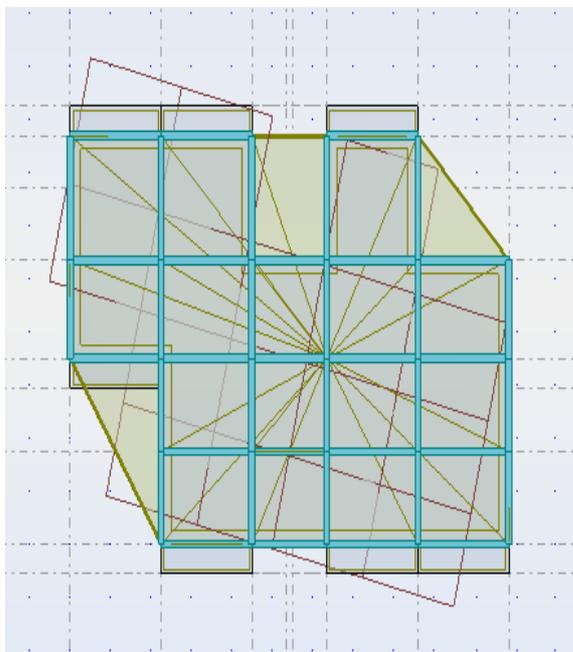
- ✓ on constate qu'il faut 8 modes pour attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a
- ✓ le 1er mode est un mode translation selon l'axe Y (  $U_Y = 79.27\%$  ) de participation de masse modale.
- ✓ le 2eme mode est un mode translation selon l'axe X (  $U_X = 58.25\%$  ) de participation de masse modale.
- ✓ le 3eme mode est mode torsion pure.
- ✓ on constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion).



**Figure.IV.4.** Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan.



**Figure. IV.5.** Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.



**Figure. IV.6.** Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.

**IV.4. Distribution des Forces Sismiques :**

L'effort tranchant au niveau e l'étage K est donné par la formule :

$$\mathbf{K}=\mathbf{F}_t+\sum_{i=k}^n \mathbf{F}i$$

**Tableau.IV.3.** Distribution des forces sismiques (sens-x) au niveau de chaque étage :

**Sens longitudinal**

Etage	FX [kN]	FX sur le poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
<b>RDC</b>	1615.31	525.72	1089.59
<b>1</b>	1596.28	465.21	1131.07
<b>2</b>	1554.87	439.57	1115.30
<b>3</b>	1491.93	387.02	1104.91
<b>4</b>	1412.23	367.64	1044.59
<b>5</b>	1321.41	377.21	944.20
<b>6</b>	1223.34	377.94	845.40
<b>7</b>	1118.58	370.95	747.63
<b>8</b>	1003.61	357.33	646.28
<b>9</b>	870.82	336.93	533.88
<b>10</b>	709.54	316.39	393.15
<b>11</b>	508.60	271.88	236.72
<b>12</b>	258.99	156.67	102.32

**Tableau.IV.4.** Distribution des forces sismiques (sens-y) au niveau de chaque étage.

Sens transversal :

Etage	FY [kN]	FY sur le poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
<b>RDC</b>	1510.09	1217.28	292.81
<b>1</b>	1480.42	1064.31	416.11
<b>2</b>	1427.47	1070.25	357.22
<b>3</b>	1359.74	1042.45	317.30
<b>4</b>	1280.51	995.19	285.32
<b>5</b>	1194.48	937.31	257.16
<b>6</b>	1103.06	871.74	231.32
<b>7</b>	1003.31	797.64	205.67
<b>8</b>	892.93	713.82	179.12
<b>9</b>	765.99	616.63	149.36
<b>10</b>	615.95	503.84	112.11
<b>11</b>	439.58	369.07	70.51
<b>12</b>	225.80	173.08	52.72

- **Justification selon RPA 99-v2003 (Art : 3.4.4a)**

Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

- **Dues aux charges verticales (.de logiciel ROBOT).**

\_ Les sollicitations verticales totales de la structure : **36581.00 KN.**

\_ Les sollicitations verticales reprises par les voiles : **7212.26 KN.**

$$\frac{F_Z \text{ voile}}{F_Z \text{ totale}} = \frac{7212.26}{36581} = 19.71\% \leq 20\% \quad \text{Condition vérifié}$$

Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

**Sens-x :**

$$\frac{F_X \text{ poteau}}{F_X \text{ totale}} = \frac{525.72}{1615.31} = 32.54\% > 25\% \quad \text{Condition vérifié}$$

**Sens-y :**

$$\frac{F_Y \text{ poteau}}{F_Y \text{ totale}} = \frac{1217.28}{1510.09} = 80.60\% > 25\% \quad \text{Condition vérifié}$$

➤ **DONC :** La condition de l'interaction portique-voile est vérifiée.

**Remarque :**

La Structure est à système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction Portiques-Voiles.

- **Effort tranchant de la base :**

$$V_x = 1615.31 \text{ KN} \quad ; \quad V_y = 1510.09 \text{ KN}$$

❖ **Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure**

❖ **Résultante des forces sismiques à la base  $V_t$**

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$ , soit :  $V_t > 0.8 V$  Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont Comme suit :

- Effort sismique dans le sens X..... =  $V_x = 1615.31 \text{ kN}$
- Effort sismique dans le sens Y.....  $V_t = V_y = 1510.09 \text{ KN}$ .

**IV.5. Calcul Des Actions Sismiques** (Selon Méthode Statique Equivalente) :

R.P.A.99/V2003 (article : 4-2-3) (page : 44 ,45)

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

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

- **V** : Effort tranchant a la base.
- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone Sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

**Tableau. IV.5.** coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone			
	I	II a	II b	III
IA	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Zone **II a**, Groupe **2** =====> **A = 0.15**

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du Facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la Structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

\_ **T<sub>2</sub>** : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7**.

\_ **η** : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

: Est donner par le tableau 4.2 de RPA99-vr2003 (p=46)

**Tableau .IV.6.** Valeurs de  $\xi$  (%) :

	Portique		Voile-murs
Remplissage	Béton Armé	Acier	Béton Armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$$\xi = 7 \% \quad \text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{7+2}} = 0.88 \geq 0.7 \quad \eta = 0.88$$

L'analyse dynamique de nous structure a permis d'obtenir les résultats suivants :

La Période fondamentale  $T_y(\text{dyn}) = 1.25$  sec

La période fondamentale  $T_x(\text{dyn}) = 0.88$  sec

- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99, version2003

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

**Avec :**

$h_N$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N)

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4,6) du RPA99, version2003 p31

$C_T = 0,050$

$D$  : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

$$T = 0.050 \times 40.77^{3/4} = 0.806 \text{ sec}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_X}} = \frac{0.09 \times 40.77}{\sqrt{22.25}} = 0.778 \text{ sec}$$

$$\implies T_x = \min ( 0.806 ; 0.778 ) \text{ donc : } T_x = 0.779 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_Y}} = \frac{0.09 \times 40.77}{\sqrt{16}} = 0.917 \text{ sec}$$

$$\implies T_y = \min ( 0.806 ; 0.917 ) \text{ donc : } T_y = 0.806 \text{ sec}$$

- $T_{stat} < T_{Dyn} < 1.3T_{stat} \implies 0.778 < 0.88 < 1.01$

$$\text{Donc : } T_X = T_{Dyn} = \mathbf{0.88 \text{ sec}}$$

- $1.3T_{stat} < T_{Dyn} \implies 1.05 < 1.25$

$$\text{Donc : } T_Y = 1.3 T_{stat} = \mathbf{1.05 \text{ sec}}$$

D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux Valeurs, d'où :

- Sens longitudinale :  $T_x = 0.88 \text{ sec}$       ( $T_2 \leq T_x \leq 3.0 \text{ s}$ )
- Sens transversale :  $T_y = 1.05 \text{ sec}$       ( $T_2 \leq T_y \leq 3.0 \text{ s}$ )

Donc:                       $T_x = 0.88s$  ,  $T_y = 1.05s$

Alors la facture d'amplification dynamique moyenne :

$$D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T^2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.4}{0.88}\right)^{2/3} \implies D_x = 1.30$$

$$D_y = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.4}{1.05}\right)^{2/3} \implies D_y = 1.16$$

**\_Q** : Facture de Qualité Sa valeur et déterminer par la formule :  $Q = 1 + \Sigma Pq$

On trouve :  $Q=1.2$                                       Tableau

**\_R** : coefficient de comportement global de la structure. Donnée par le tableau 4.3 RPA99

Structure mixte (Portique et voile)  $\implies R = 5$ .

**\_W** : poids de la structure qui est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i)

par la formule:  $W = \Sigma W_i$  avec  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

**\_**: Poids dû aux charges permanentes

**\_WQi** : La charge d'exploitation

**\_β** : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA99-v2003)

- Pour un bâtiment a usage d'habitation ( $\beta = 0.20$ ).

Tableau .IV.7. Valeurs du coefficient de pondération  $\beta$ 

**Tableau IV.2 Valeurs du coefficient de pondération  $\beta$  .**

Cas	Type d'ouvrage	$\beta$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises.	0.30  0.40
3	Entrepôts, hangars, ...	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés.	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

- Le poids de chaque Niveau de la bâtiments et donnée par la logiciel ROBOT

Tableau.IV.8. Le poids total de la structure :

Calcul Automatique ROBOT	
Etage	Masse [kg]
RDC	245718.36
1	245269.70
2	245269.70
3	245269.70
4	245269.70
5	245269.70
6	245269.70
7	245269.70
8	245269.70
9	245269.70
10	245269.70
11	245269.70
12	209459.25
<b>totale</b>	<b>3153144.31</b>

Donc :  $W = 3153144.31 \text{ Kg} = 31531.4431 \text{ KN}$

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

**Tableau.IV.9.** récapitulatif d'Effort sismique :

Sens	A	R	D	Q	W (kN)	V Statique (KN)
<b>Longitudinal (XX)</b>	0.15	5	1.30	1.2	31531.4431	<b>1475.68</b>
<b>Transversal (YY)</b>	0.15	5	1.16	1.2	31531.4431	<b>1316.76</b>

Effort sismique dans le sens X,  $V_{xdyn} = 1615.31 \text{KN}$ .

Effort sismique dans le sens Y,  $V_{ydyn} = 1510.09 \text{KN}$ .

$$\frac{V_{dyn}}{V_{stat}} > 0.8$$

Sens longitudinal:  $\frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{1615.31}{1475.68} = 1.09 > 0.8$  Condition Vérifier

Sens transversal:  $\frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{1510.09}{1316.76} = 1.14 > 0.8$  Condition Vérifier

#### - Distribution de la résulté de forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques a' la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art.4.2.5.RPA99\_V2003)

$$V = Ft + \sum Fi$$

**Ft** : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formulesuivant

$$\text{Si } T > 0.7 \text{ sec} \quad Ft = 0.07 \times T \times V$$

$$\text{Si } T \leq 0.7 \text{ sec} \quad Ft = 0$$

**Fi** : Les forces sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivant :

$$Fi = \frac{(V - Ft) \times Wi \times hi}{\sum(Wj \times hj)}$$

Avec :

$F_i$  : Effort horizontal revenant au niveau  $i$ .

$h_i$  : Niveau du plancher où s'exerce la force  $i$ .

$h_j$  : Niveau du plancher quelconque  $j$ .

$W_i; W_j$  : Poids revenant

**Tableau.IV.10.** Les forces sont distribuées  $V_x$  :

$$V_x = 1615.31 \text{ KN}$$

$$F_t = 0.07 \times 1.25 \times 5 = 0.4375$$

Niveau	$W_i$	$h_i$	$V_x - F_t$	$W_i \times h_i$	$F_i$ (KN)
<b>RDC</b>	245718.36	4.05	1614.88	995159.36	22.96
<b>1</b>	245269.70	7.11	1614.88	1743867.57	40.24
<b>2</b>	245269.70	10.17	1614.88	2494392.85	57.55
<b>3</b>	245269.70	13.23	1614.88	3244918.14	74.87
<b>4</b>	245269.70	16.29	1614.88	3995443.42	92.18
<b>5</b>	245269.70	19.35	1614.88	4745968.7	109.50
<b>6</b>	245269.70	22.41	1614.88	5496493.98	126.81
<b>7</b>	245269.70	25.47	1614.88	6247019.26	144.13
<b>8</b>	245269.70	28.53	1614.88	6997544.55	161.44
<b>9</b>	245269.70	31.59	1614.88	7748069.83	178.76
<b>10</b>	245269.70	34.65	1614.88	8498595.11	196.07
<b>11</b>	245269.70	37.71	1614.88	9249120.39	213.39
<b>12</b>	209459.25	40.77	1614.88	8539653.63	197.02
$\sum W_i \times h_i$				69996246.79	

**Tableau.IV.11.** Les forces sont distribuées  $V_y$  :

$$V_y = 1510.09 \text{ KN}$$

$$F_t = 0.07 \times 1.25 \times 5 = 0.4375$$

Niveau	Wi	h <sub>i</sub>	V <sub>y</sub> - F <sub>t</sub>	Wi×hi	Fi(KN)
<b>RDC</b>	245718.36	4.05	1509.65	995159.36	21.46
<b>1</b>	245269.70	7.11	1509.65	1743867.57	37.61
<b>2</b>	245269.70	10.17	1509.65	2494392.85	53.80
<b>3</b>	245269.70	13.23	1509.65	3244918.14	69.98
<b>4</b>	245269.70	16.29	1509.65	3995443.42	86.17
<b>5</b>	245269.70	19.35	1509.65	4745968.7	102.36
<b>6</b>	245269.70	22.41	1509.65	5496493.98	118.55
<b>7</b>	245269.70	25.47	1509.65	6247019.26	134.73
<b>8</b>	245269.70	28.53	1509.65	6997544.55	150.92
<b>9</b>	245269.70	31.59	1509.65	7748069.83	167.11
<b>10</b>	245269.70	34.65	1509.65	8498595.11	183.29
<b>11</b>	245269.70	37.71	1509.65	9249120.39	199.48
<b>12</b>	209459.25	40.77	1509.65	8539653.63	184.18
$\sum Wi \times hi$				69996246.79	

#### IV.6. Vérification les déplacements:

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

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

$\delta_k$ : Déplacement dû aux forces sismique  $F_i$

**R**: coefficient de comportement = 5

$\Delta_K$ : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à  $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$

**L'article 5.10 du RPA99/version2003 :**

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que :  $\Delta_K \leq 0.01 \times h_e$ .

Avec :  $h_e$  : étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

$\Delta$ : Déplacement admissible (égale à (1%  $h_e = 0,01 h_e$ )).

**Tableau. IV.12.** Les Déplacements Du aux Force Sismiques Au sens Longitudinal (XX) :

Etage	$\delta_k$ [cm]	$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$ [cm]	$\Delta_{adm} =$ 1% [cm]	$\delta_K <$ $\Delta_{adm}$
RDC	0,2	0,2	4.05	CV
1	0,6	0,4	3.06	CV
2	1,1	0,5	3.06	CV
3	1,6	0,6	3.06	CV
4	2,2	0,6	3.06	CV
5	2,9	0,7	3.06	CV
6	3,6	0,7	3.06	CV
7	4,2	0,7	3.06	CV
8	4,9	0,7	3.06	CV
9	5,6	0,7	3.06	CV
10	6,2	0,6	3.06	CV
11	6,9	0,6	3.06	CV
12	7,5	0,6	3.06	CV

**RDC :**  $\Delta_{adm} = 0.01 \times 4.05 = 0.0405m = 4.05 \text{ cm}$

**Etage courant :**  $\Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306m = 3.06 \text{ cm}$

**Tableau. IV.13.** Les Déplacements Du aux Force Sismiques au sens Transversal (YY) :

Etage	$\delta_k$ [cm]	$\Delta_K = \Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$ [cm]	$\Delta_{adm} =$ <b>1%</b> [cm]	$\delta_K <$ $\Delta_{adm}$
<b>RDC</b>	0,1	0,1	4.05	CV
<b>1</b>	0,2	0,1	3.06	CV
<b>2</b>	0,4	0,1	3.06	CV
<b>3</b>	0,5	0,2	3.06	CV
<b>4</b>	0,7	0,2	3.06	CV
<b>5</b>	0,9	0,2	3.06	CV
<b>6</b>	1,1	0,2	3.06	CV
<b>7</b>	1,2	0,2	3.06	CV
<b>8</b>	1,4	0,2	3.06	CV
<b>9</b>	1,6	0,2	3.06	CV
<b>10</b>	1,7	0,1	3.06	CV
<b>11</b>	1,9	0,2	3.06	CV
<b>12</b>	2	0,2	3.06	CV

**Donc :** Les Dépassements Relatifs inter-étages sont Vérifiés et par conséquent le critère de justification de la Sécurité de (Article : 5.10) (Page : 63) du RPA99-v2003 et Vérifier.

#### **IV.7.Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ :RPA99-v2003 (Art:5.9) (Page : 6) :**

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\Theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} \leq 0.10$$

Avec :

$P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k.

$\Delta$ : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau k.

$h_k$ : Hauteur de l'étage

**Tableau.IV.14.** Vérification a L'effet (P-  $\Delta$ ) < Sens Longitudinal > :

Etage	W [KN]	Pk[KN]	$\Delta k$ [m]	$V_{KX}$ [ KN]	$h_k$ [m]	$\Theta$	$\leq 0.1$
12	2094.5925	2094.5925	0.006	258.99	3.06	0.015	CV
11	2452.6970	4547.2895	0.006	508.60	3.06	0.017	CV
10	2452.6970	6999.9865	0.006	709.54	3.06	0.019	CV
9	2452.6970	9456.6835	0.007	870.82	3.06	0.025	CV
8	2452.6970	11913.3805	0.007	1003.61	3.06	0.027	CV
7	2452.6970	14370.0775	0.007	1118.58	3.06	0.030	CV
6	2452.6970	16826.7745	0.007	1223.34	3.06	0.032	CV
5	2452.6970	19283.4715	0.007	1321.41	3.06	0.024	CV
4	2452.6970	21740.1685	0.006	1412.23	3.06	0.030	CV
3	2452.6970	24196.8655	0.006	1491.93	3.06	0.032	CV
2	2452.6970	26653.5625	0.005	1554.87	3.06	0.028	CV
1	2452.6970	29110.2595	0.004	1596.28	3.06	0.024	CV
RDC	2457.1836	31567.4431	0.002	1615.31	4.05	0.0096	CV

**Tableau.IV.15.** Vérification a L'effet (P-Δ) < Sens Transversal > :

Etage	W [KN]	Pk[KN]	Δk [m]	V <sub>Ky</sub> [ KN]	h <sub>k</sub> [m]	Θ	≤ 0.1
12	2094.5925	2094.5925	0.002	225.80	3.06	0.0062	<b>CV</b>
11	2452.6970	4547.2895	0.002	439.58	3.06	0.0067	<b>CV</b>
10	2452.6970	6999.9865	0.001	615.95	3.06	0.0037	<b>CV</b>
9	2452.6970	9456.6835	0.002	765.99	3.06	0.0081	<b>CV</b>
8	2452.6970	11913.3805	0.002	892.93	3.06	0.0087	<b>CV</b>
7	2452.6970	14370.0775	0.002	1003.31	3.06	0.0094	<b>CV</b>
6	2452.6970	16826.7745	0.002	1103.06	3.06	0.01	<b>CV</b>
5	2452.6970	19283.4715	0.002	1194.48	3.06	0.011	<b>CV</b>
4	2452.6970	21740.1685	0.002	1280.51	3.06	0.011	<b>CV</b>
3	2452.6970	24196.8655	0.002	1359.74	3.06	0.012	<b>CV</b>
2	2452.6970	26653.5625	0.001	1427.47	3.06	0.0061	<b>CV</b>
1	2452.6970	29110.2595	0.001	1480.42	3.06	0.0064	<b>CV</b>
<b>RDC</b>	2457.1836	31567.4431	0.001	1510.09	4.05	0.0052	<b>CV</b>

Alors :  $\Theta_k \leq 0.1$

Donc : L'effet (P-Δ) est négligeable pour les deux directions

#### IV.8 : Vérification au Renversement :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

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

- **M<sub>s</sub>** : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times \frac{L}{2}$$

- **W** : le poids total de la structure.

- **L** : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur). L=22.25m.

- **M<sub>r</sub>** : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

$$M_s = W \times \frac{L}{2} = 31531.4431 \times \frac{22.25}{2} = 350787.31 \text{ KN.m.}$$

**Tableau. IV.16.** Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens XX :

Etage	Fi (kN)	hi (m)	Fi × hi (KN.m)
<b>RDC</b>	22.96	4.05	92.998
<b>1</b>	40.24	7.11	286.11
<b>2</b>	57.55	10.17	585.283
<b>3</b>	74.87	13.23	990.53
<b>4</b>	92.18	16.29	1501.62
<b>5</b>	109.50	19.35	2118.825
<b>6</b>	126.81	22.41	2841.82
<b>7</b>	144.13	25.47	3670.99
<b>8</b>	161.44	28.53	4605.89
<b>9</b>	178.76	31.59	5647.03
<b>10</b>	196.07	34.65	6793.83
<b>11</b>	213.39	37.71	8046.94
<b>12</b>	197.02	40.77	8032.51
<b>Mrx=∑Fi × hi =</b>			<b>45214.38</b>

**Vérifications :**

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{350787.31}{45214.38} = 7.76 \geq 1,5 \quad \text{.....Condition Vérifier.}$$

$$M_s = W \times \frac{L}{2} = 31531.4431 \times \frac{16}{2} = 252251.54 \text{ KN.m.}$$

**Tableau.IV.17.** Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens YY :

Etage	Fi (kN)	hi (m)	Fi × hi (KN.m)
<b>RDC</b>	21.46	4.05	86.913
<b>1</b>	37.61	7.11	267.41
<b>2</b>	53.80	10.17	547.15
<b>3</b>	69.98	13.23	925.84
<b>4</b>	86.17	16.29	1403.71
<b>5</b>	102.36	19.35	1980.67
<b>6</b>	118.55	22.41	2656.71
<b>7</b>	134.73	25.47	3431.58
<b>8</b>	150.92	28.53	4305.75
<b>9</b>	167.11	31.59	5279.01
<b>10</b>	183.29	34.65	6351.00
<b>11</b>	199.48	37.71	7522.40
<b>12</b>	184.18	40.77	7509.02
<b>Mrx=∑Fi × hi =</b>			<b>42267.2</b>

**Vérifications :**

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{252251.54}{42267.2} = 5.97 \geq 1,5 \quad \text{.....Condition Vérifier.}$$

**-DONC :** La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

#### **IV.9. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure :**

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

##### **9.1. Centre de gravité des masses :**

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

**Avec :**

$M_i$  : masse de l'élément considéré.

$X_i$  : coordonnées du centre de gravité de l'élément  $i$  par rapport au repère  $(x, o, y)$ .

$Y_i$  : coordonnées du centre de gravité de l'élément  $i$  par rapport au repère  $(x, o, y)$ .

### 9.2. Centre de gravité des rigidités :

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$e_{cjX} = \frac{\sum I_{jx} \times X_j}{I_{jx}} \quad e_{cjY} = \frac{\sum I_{jy} \times Y_j}{I_{jy}}$$

$I_{yi}$  : Inertie de l'élément  $i$  dans le sens  $y$ .

$X_i$  : Abscisse de l'élément  $I_{yi}$ .

$I_{xi}$  : Inertie de l'élément  $i$  dans le sens  $x$ .

$Y_i$  : Ordonnée de l'élément  $I_{xi}$

### 9.3. L'excentricité :

L'excentricité est la distance entre le Centre de Gravité des Masses et le Centre de Torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = X_{cm} - X_{ct}$$

$$e_y = Y_{cm} - Y_{ct}$$

#### 9.3.1. L'excentricité Théorique :

$$e_x = | X_{cm} - X_{ct} |$$

$$e_y = | Y_{cm} - Y_{ct} |$$

$e_x$  : Excentricité théorique suivent  $x$ .

$e_y$  : Excentricité théorique suivent  $y$ .

**9.3.2. L'excentricité Accidentelle : RPA99-v2003 (Art : 4.3.7) (Page59).**

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\pm 0.05 L$ , ( $L$ 'étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

**Donc :**

$$\text{Sens-X : } e_x (\text{Acc}) = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 22.25 \quad \Rightarrow \quad e_x (\text{Acc}) = 1.1125\text{m}$$

$$\text{Sens-Y : } e_y (\text{Acc}) = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 16 \quad \Rightarrow \quad e_y (\text{Acc}) = 0.8 \text{ m.}$$

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par logiciel ROBOT et nous avons résumé dans les tableaux suivant : RPA99-v2003 (Art : 4.3.7) (Page : 59).

- Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, de Rigidité et L'excentricité théorique :

**Tableau. IV.18.** Caractéristiques Massique de la Structure :

Etage	Masse (Kg)	Centre de	Centre de	Excentricité	
		Masse G(x, y,z)	Rigidité R(x, y,z)	Ex (m)	Ey(m)
<b>RDC</b>	245718.36	10.90 7.74 4.01	11.08 7.34 2.57	0.18	0.39
<b>1</b>	245269.70	10.90 7.73 7.08	11.08 7.34 6.08	0.18	0.39
<b>2</b>	245269.70	10.90 7.73 10.14	11.08 7.34 9.14	0.18	0.39
<b>3</b>	245269.70	10.90 7.73 13.20	11.08 7.34 12.20	0.18	0.39
<b>4</b>	245269.70	10.90 7.73 16.26	11.08 7.34 15.26	0.18	0.39
<b>5</b>	245269.70	10.90 7.73 19.32	11.08 7.34 18.32	0.18	0.39
<b>6</b>	245269.70	10.90 7.73 22.38	11.08 7.34 21.38	0.18	0.39
<b>7</b>	245269.70	10.90 7.73 25.44	11.08 7.34 24.44	0.18	0.39
<b>8</b>	245269.70	10.90 7.73 28.50	11.08 7.34 27.50	0.18	0.39
<b>9</b>	245269.70	10.90 7.73 31.56	11.08 7.34 30.56	0.18	0.39

<b>10</b>	245269.70	10.90 7.73 34.62	11.08 7.34 33.62	0.18	0.39
<b>11</b>	245269.70	10.89 7.72 37.68	11.08 7.34 36.68	0.19	0.38
<b>12</b>	209459.25	10.97 7.73 40.77	11.08 7.34 39.77	0.11	0.39

- Le tableau ci-après résumé les Valeur de L'excentricité Accidentelle de chaque niveau de la Structure :

**Tableau.IV.19.** L'excentricité Accidentelle des Etages :

<b>Etage</b>	<b>Lx [m]</b>	<b>Ly [m]</b>	<b>ex [m]</b>	<b>ey [m]</b>
<b>RDC</b>	22.25	16	1.09	0.77
<b>1</b>	22.25	16	1.09	0.77
<b>2</b>	22.25	16	1.09	0.77
<b>3</b>	22.25	16	1.09	0.77
<b>4</b>	22.25	16	1.09	0.77
<b>5</b>	22.25	16	1.09	0.77
<b>6</b>	22.25	16	1.09	0.77
<b>7</b>	22.25	16	1.09	0.77
<b>8</b>	22.25	16	1.09	0.77
<b>9</b>	22.25	16	1.09	0.77
<b>10</b>	22.25	16	1.09	0.77
<b>11</b>	22.25	16	1.09	0.77
<b>12</b>	22.25	16	1.09	0.77

#### **IV.10. Conclusion :**

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure parasismique. Les tableaux de l'annexe nous donnent les résultats adoptés par ROBOT 2014, ces résultats Les différents contraintes des éléments principaux de la structure sont-elles utilisées pour Calculez les armatures de ces éléments qui viendront dans notre prochain chapitre (étude Des éléments structuraux).

# Chapitre V

## Etude des éléments structuraux

**V.1. Ferraillage des poteaux :**

**V.1.1. Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

La détermination des armatures longitudinales tiendra compte des cas suivants :

Cas 1 :  $N_{max}; M_{cor}$

Cas 2 :  $M_{max}; N_{cor}$

**Tableau.V.1.** Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (MPA)	$\sigma_b$ (MPA)	$\gamma_s$	$F_{c28}$ (MPA)	$\sigma_s$ (MPA)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.5	1	400	400

**V.1.2. Combinaisons d'actions :**

✚ Selon BAEL 91 :

ELU :  $1.35G + 1.5Q$  ( $N_{max}$  ;  $M_{cor}$ )

ELS :  $G + Q$  ( $N_{max}$  ;  $M_{cor}$ )

✚ Selon RPA 99V2003 (Situation accidentelle) :

$0.8G \pm E$  ( $N_{min}$  ;  $M_{cor}$ )

$G + Q + E$  ( $M_{max}$  ;  $N_{cor}$ )

**V.1.3. Etat limite ultime de stabilité de forme :**

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité total « e » tel que :

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2 + \alpha\varphi)}{10^4h}$$

$$e_a = \text{Max} \left( 2\text{cm} ; \frac{L}{250} \right)$$

$e_1$  : Excentricité du 1<sup>er</sup> ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris l'excentricité additionnelle.

$e_a$  : Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux efforts du second ordre, lié à la déformation de la structure.

$L_f$  : Longueur de flambement.

$L$  : Longueur libre du poteau.

$h$  : hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

$\varphi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du béton sous la charge considérée «  $\varphi = 2$  ».

$\alpha$  : Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

#### V.1.4. Recommandations des règlements :

##### ✚ Selon RPA99V2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimum est de 0.8% (zone IIa).
- Le pourcentage maximum est de :4% en zone courante  
6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\varnothing$  (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

##### ✚ Selon CBA93 :

$$A_{\min} = \text{Min} \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \text{ pour } 1\text{m de longueur} \\ 0.1\% \leq \frac{A}{b \cdot h} \leq 5\% \end{cases}$$

##### ✚ Condition de non fragilité :

$$A_{\text{cnf}} \geq \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

V.1.5. Étude des poteaux de RDC (55×60) cm<sup>2</sup> :(Annexe 2)

Tableau.V.2. Sollicitation des poteaux :

	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)
1 <sup>er</sup> Cas	1.35G + 1.5Q	2229.94	7.88
2 <sup>ème</sup> Cas	G + Q + E	2406.02	34.73
3 <sup>ème</sup> Cas	0.8G ± E	678.66	9.11

✚ Les armatures longitudinales :

➤ 1<sup>er</sup> Cas : (Combinaison fondamentale ELU)

$$N_{\max} = 2229.94 \text{KN}. \quad M_{\text{cor}} = 7.88 \text{KNm}.$$

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{7.88}{2229.94} = 0.35 \text{ cm}.$$

$$\frac{a}{12} = \frac{55}{12} = 4.58 \text{ cm}.$$

$$e = 0.35 \text{ cm} < \frac{55}{12} = 4.58 \text{ cm}.$$

→ La section va être calculée à la compression simple.

✓ ELU :

$$A_{\text{su1}} = \frac{N_u - B \times \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{2229.94 \times 10^{-3} - 0.55 \times 0.60 \times 14.17}{348} = -7.03 \times 10^{-3} \text{ cm}^2.$$

$$\rightarrow A_{\text{su1}} = 0 \text{ cm}^2.$$

✓ ELS :

Compression simple, Donc le calcul à l'ELS n'est pas nécessaire.

➤ 2<sup>ème</sup> Cas : (Combinaison accidentelle ACC)

$$N_{\max} = 2406.02 \text{KN}. \quad M_{\text{cor}} = 34.73 \text{kN.m}.$$

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{34.73}{2406.02} = 0.0144 \text{ cm}.$$

$$\frac{a}{12} = \frac{55}{12} = 4.58 \text{ cm}.$$

$$e = 0.0144 \text{ cm} < \frac{a}{12} = 4.58 \text{ cm}.$$

→ La section va être calculée à la compression simple.

✓ **ELU :**

$$A_{su2} = \frac{N_u - B \times \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{2406.02 \times 10^{-3} - 0.55 \times 0.60 \times 18.48}{400} = -0.009 \text{ cm}^2.$$

$$\rightarrow A_{su1} = 0 \text{ cm}^2.$$

✓ **ELS :**

Compression simple, Donc le calcul à l'ELS n'est pas nécessaire.

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{cnf} \geq \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{cnf} \geq \frac{0.23 \times 55 \times 54 \times 2.1}{400} = 3.586 \text{ cm}^2$$

➤ **Selon le BAEL91 :**

$$A_{smin} = \max(4u; 0.2\%B) = 920 \text{ cm}^2.$$

$$A_{smax} \leq 5\%B = 165 \text{ cm}^2.$$

➤ **Selon le RPA99V2003 :**

$$A_{smin} = 0.8\%B = 26.40 \text{ cm}^2.$$

$$A_{smax} = 4\%B = 132 \text{ cm}^2. \text{ (En zone courante)}$$

$$A_{smax} = 6\%B = 198 \text{ cm}^2. \text{ (En zone de recouvrement)}$$

➤ **Ferraillage adopte :**

$$A_s = \max(A_{su1}; A_{su2}; \max A_{smin}) = 26.40 \text{ cm}^2.$$

On adopte :

$$A_s = 14HA16 = 28.15 \text{ cm}^2.$$

✚ **Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à limite ultime, elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

➤ Selon CBA93, La contrainte admissible de cisaillement est égale à :

Si la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) \rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} & (\text{situation durable}) \\ \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} & (\text{situation accidentelle}) \end{cases}$$

Le calcul et la vérification est résumés dans le tableau suivants :

**Tableau.V.3.** Vérification des contraintes de cisaillements des poteaux :

Situation	T <sub>max</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Vérification
Durable	116.07	0.39	2.50	CV
accidentelle	159	0.53	3.26	CV

**✚ Armatures transversales :**

D'après le RPA99V2003, Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

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

T<sub>u</sub> : l'effort tranchant de calcul.

h<sub>1</sub> : hauteur totale de la section brute.

t : espacement des armatures transversales.

Dans la zone nodale :

$$t \leq 10\text{cm.}$$

Dans la zone courante :

$$t \leq \text{Min} \left( \frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi \right)$$

φ : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

ρ<sub>a</sub> : Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\rho_a = \begin{cases} 2.50 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ<sub>g</sub> : L'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation. l<sub>f</sub> :

longueur de flambement du poteau (l<sub>f</sub> = 0.7×L) Dans notre cas

$$l_f = 0.7 \times 4.05 = 2.835 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \left( \frac{2.835}{55} \text{ ou } \frac{2.835}{60} \right) = (5.15 \text{ ou } 4.72) > 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

La zone nodale : St ≤ min (10φ<sub>i</sub>, 15cm). En zone IIa **RPA99/ver2003. [Art .7.4.2.2]**

En prend  $t = 10$  cm

La zone courante : ( $St \leq 15\phi_1$ ). En zone IIa **RPA99/ver2003**. [Art .7.4.2.2]

$\phi_1$ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

:  $St \leq 30$  cm

-En prend  $St = 15$  cm dans la zone courante

-Alors :

- en zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a t T_u}{h_1 f_e} = \frac{3.75 \times 100 \times 159000}{600 \times 400} = 249 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 2.49 \text{ cm}^2$$

- en zone courant :

$$A_t = \frac{\rho_a t T_u}{h_1 f_e} = \frac{3.75 \times 150 \times 159000}{600 \times 400} = 373 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 3.73 \text{ cm}^2$$

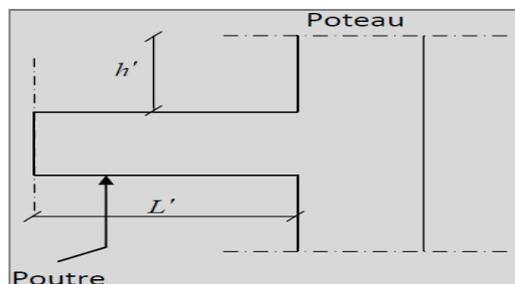
**Tableau.V.4.** Choix des armatures et leur espacement des poteaux :

Zone	$T_{\max}(\text{KN})$	$\rho_a$	t (cm)	$A_t$ calcul ( $\text{cm}^2$ )	$A_t$ choisie ( $\text{cm}^2$ )
ZN	159	3.75	10	2.49	$4\phi 10 = 3.14$
ZC			15	3.73	$6\phi 10 = 4.71$

**Longueur de recouvrement : (RPA99V2003)**

$$L_r = 50\phi_L = 70 \text{ cm.}$$

**Détermination de la zone nodale :**



**Figure V.1.** Schéma de la zone nodale.

$$L' = 2h_{pouter}$$

$$h' = \max(h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$$

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm.}$$

$$h' = 67.5 \text{ cm.}$$

❖ Schéma de ferraillage :

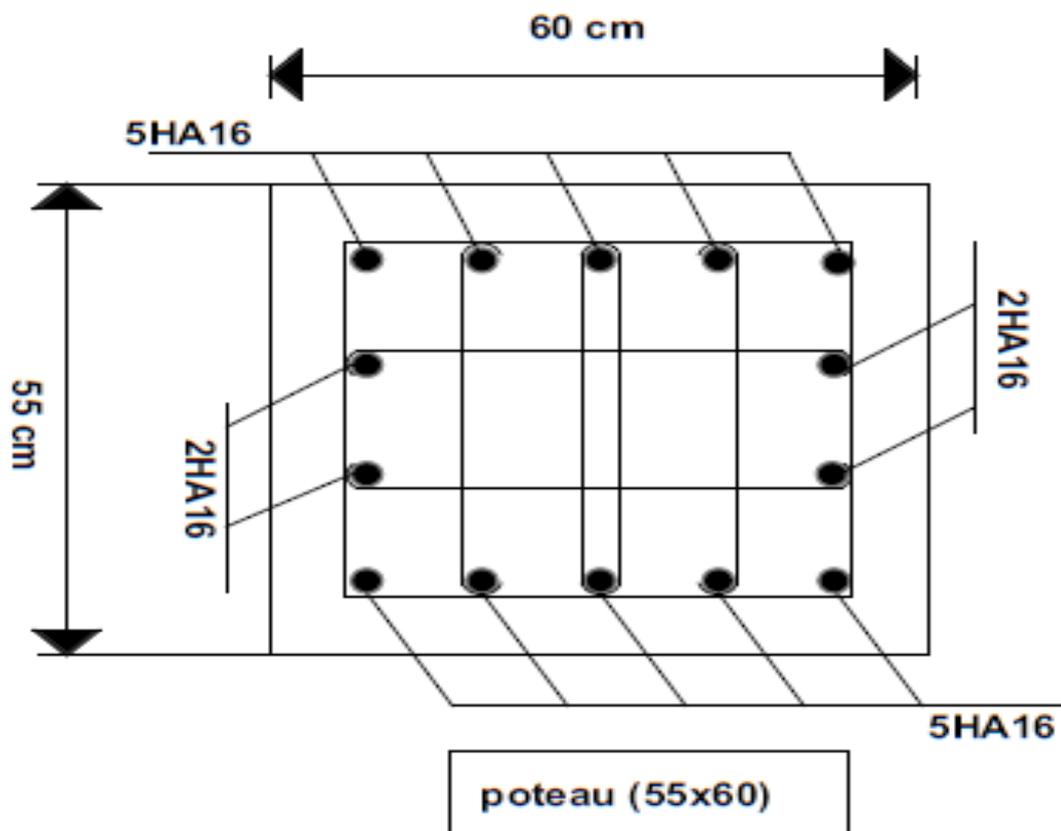


Figure.V.2. Coupe de ferraillage de section de poteau.

**V.2. Ferraillage des poutres :**

**V.2.1. Introduction :**

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, et sont soumis à un effort tranchant « T » et à un moment de flexion « M » leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts.

**V.2.2. Combinaisons d'actions :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

✚ Selon BAEL 91 :

ELU : 1.35G + 1.5Q

ELS : G + Q

✚ Selon RPA 99V2003 (Situation accidentelle) :

G + Q + E

0.8G ± E **Tableau.V.5.** Sollicitation moment de flexion des poutres :

**Tableau.V.5.** Sollicitation moment de flexion des poutres :

	PP		PS	
	M <sub>Travée</sub> (KN.m)	M <sub>Appui</sub> (KN.m)	M <sub>Travée</sub> (KN.m)	M <sub>Appui</sub> (KN.m)
<b>1. 35G + 1. 5Q</b>	<b>42.56</b>	<b>101.55</b>	<b>7.16</b>	<b>8.13</b>
<b>G + Q + E</b>	<b>30.67</b>	<b>90.56</b>	<b>5.43</b>	<b>3.86</b>
<b>G + Q</b>	<b>31.03</b>	<b>73.75</b>	<b>5.08</b>	<b>5.78</b>

**V.2.3. Recommandations des règlements: (RPA99V2003)**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Ø (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

### V.2.4. Calcul des armatures longitudinal à l'ELU :(Annexe 1) :

-l'enrobage :

$$C \geq c_0 + \frac{\varnothing}{2}$$

$$\varnothing \geq h/10 = 40/10 = 4\text{cm}$$

$$C_0 = 1\text{ cm} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{4}{2} = 3.$$

Alors on adopte  $c = 3\text{ cm}$ .

- **calcul le ferrailage:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{trav}^{\max}}{f_{bu} d^2 b}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{trav}^{\max}}{f_{bu} d^2 b} = \frac{42560}{14.2 \times 0.30 \times 0.37^2 \times 10^6} = 0.073$$

$$\text{Pivot A : } \varepsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{Mpa}$$

On a:

$$\mu_{bu} = 0.073 \leq \mu_l = 0.3916$$

Calcul de A:

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.095$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.962$$

$$A_T = \frac{M_{trav}^{\max}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{42560}{348 \times 0.962 \times 37} = 3.44\text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91.A.4.2):**

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.30 \times 0.37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34\text{ cm}^2 \dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.30 \times 0.32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16\text{ cm}^2 \dots \text{Poutre secondaire}$$

Pourcentage minimale : B.A.E.L91 (art B.6.4) :

$$A_{\min} \geq 0.001 b.h$$

$$A_{\min} \geq 0.001 \times 30 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2. \dots\dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{\min} \geq 0.001 \times 30 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2. \dots\dots \text{Poutre secondaire}$$

Selon PPA99/2003 (art.7.5.2.1) :

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.5\% b \times h$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.5\% 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{pour la poutre principale}$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.5\% 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{pour la poutre secondaire}$$

Tableau.V.6. Résultats de ferraillage :

Éléments	Section	Position	M <sub>u</sub>	A <sub>cal</sub>	A <sub>RPA</sub>	A <sub>s</sub> adopté	Choix des barres
	(cm <sup>2</sup> )		(KN.m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	
PP	40*30	Travée	42.56	3.44	6.00	4.62	3HA14
		Appui	101.55	8.73		9.24	6HA14
PS	35*30	Travée	7.16	0.65	5.25	3.39	3HA12
		Appui	8.13	0.74		3.39	3HA12

V.2.5. Vérification des contraintes à l'ELS :

Combinaison (G + Q).

$$\alpha \leq \alpha_1 = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_c 28}{100} / \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau.V.7. Vérification des contraintes de l'acier et de béton :

Éléments	Position	α	M <sub>ser</sub>	M <sub>u</sub>	γ	F <sub>c28</sub> (MPA)	α <sub>1</sub>	α ≤ α <sub>1</sub>
PP	Travée	0.095	31.03	42.56	1.38	25	0.44	C.V
	Appui	0.24	73.75	101.55	1.38	25	0.44	C.V
PS	Travée	0.022	5.08	7.16	1.41	25	0.455	C.V
	Appui	0.024	5.78	8.13	1.41	25	0.455	C.V

V.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à limite ultime, elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

Si la fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) \rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} & (\text{situation durable}) \\ \bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa} & (\text{situation accidentelle}) \end{cases}$$

**Tableau.V.8.** Vérification des contraintes de cisaillements des poutres :

Éléments	$V_u$	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
	(KN)	(MPa)	(MPa)	
PP	30.29	0.28	4.35	C.V
PS	20.94	0.22	4.35	C.V

**V.2.7. Calcul des armatures transversal :**

L'acier choisi de type rond lisse de nuance FeE235. L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

✚ **D'après RPA99V2003 (7.5.2.2) :**

$$\begin{cases} A_t \geq 0.003S_t b \\ S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi_l \right) \text{ Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ Zone courante} \end{cases}$$

✚ **D'après CBA93 :**

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t b} \geq \frac{\gamma(0.3\tau_u f_{tj} K)}{0.9f_e (\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t f_e}{S_t b} \leq 0.4\text{MPa} \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales ( $A_t$ ) ainsi que leur espacement ( $S_t$ ) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.V.9.** Sections d'armatures transversales des poutres :

Elements	$\tau_u$	CBA93		RPA99V2003			S <sub>t</sub> et A <sub>t</sub> adopté		
		S <sub>t</sub>	A <sub>t</sub>	S <sub>t</sub> (ZN)	S <sub>t</sub> (ZC)	A <sub>t</sub>	S <sub>t</sub> (ZN)	S <sub>t</sub> (ZC)	A <sub>t</sub>
		(cm)	(cm <sup>2</sup> )	(cm)	(cm)	(cm <sup>2</sup> )	(cm)	(cm)	(cm <sup>2</sup> )
PP	0.28	33.30	1.16	10	20	1.80	5	15	4φ8=2.01
PS	0.22	28.80	0.87	8.75	17.50	1.57	5	15	4φ8=2.01

V.2.8. Vérification de la flèche : CBA93 (B6.5.1)

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_T}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :  $M_t = K \times M_0$

Où K : est un coefficient réducteur entre 0.75 et 0.85, On prend  $K = 0.80$ .

Tableau.V.10. Vérification de la flèche des poutres :

Éléments	section	L (m)	h/L	1/16	$\frac{M_t}{10 M_0}$	A/(b <sub>0</sub> d)	4.2/f <sub>e</sub>	Vérification
PP	40×30	4.70	0.086	0.062	0.08	0.008	0.01	CV
PS	35×30	4.50	0.078	0.062	0.08	0.0035	0.01	CV

V.2.9. Les schémas de ferrailage :

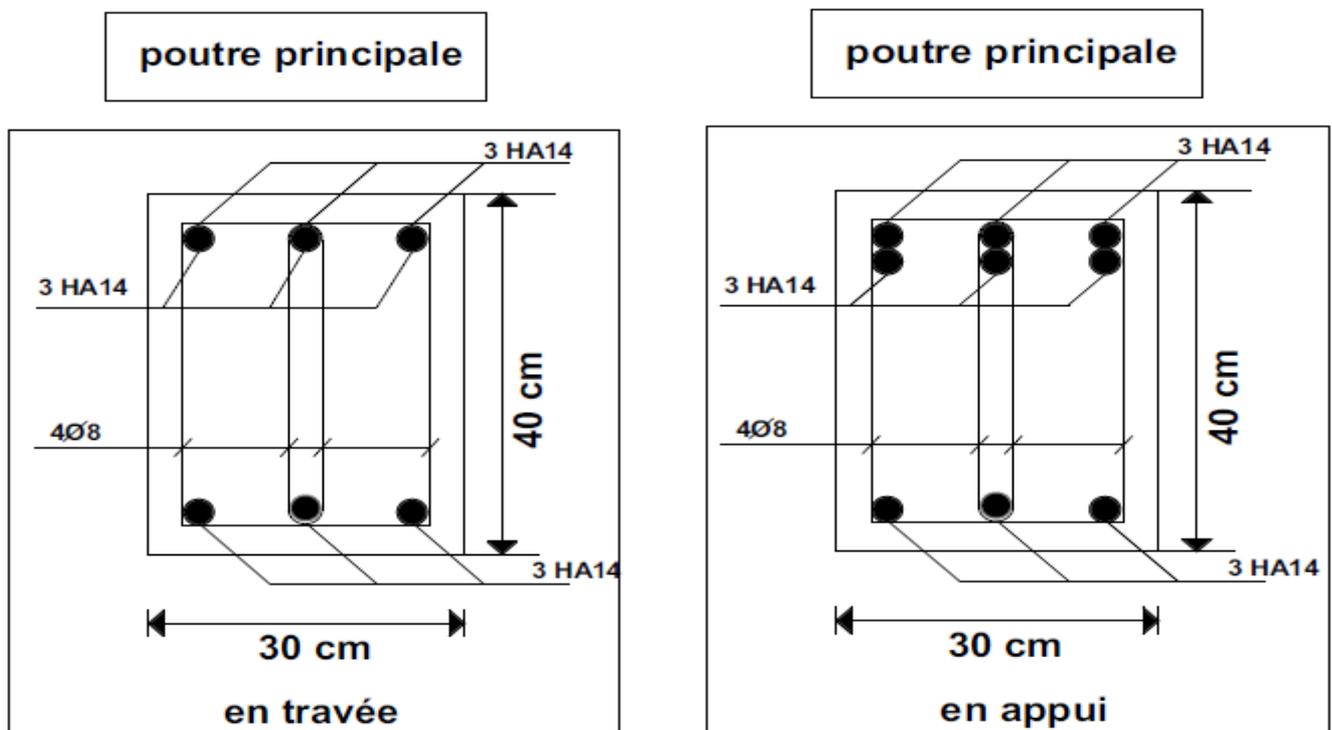


Figure.V.3. Schéma de ferrailage de poutre principale.

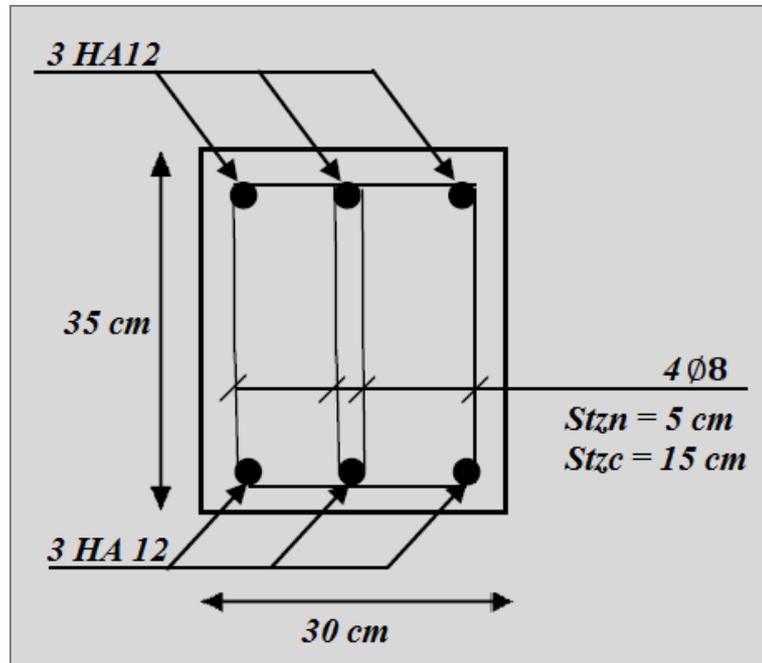


Figure V.4. Schéma de ferrailage de poutre secondaire.

**V.3. Ferraillage des voiles :****V.3.1. Introduction :**

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations), et à des forces horizontales dues au séisme. Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrillé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferraillage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

**V.3.2. Combinaison :**

Selon RPA99V2003 les combinaisons à considérer dans notre cas est les suivants :

$G + Q + E$

$0.8G \pm E$

**🚧 Prescriptions imposées par RPA99V2003 :****✓ Ferraillage vertical :**

Le ferraillage vertical sera disposé de tel sort qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA99V2003 décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie de voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la largeur de voile, cet espacement doit être au plus égale à 15cm (le ferraillage vertical doit être disposé symétriquement en raison de chargement en terme de moment).
- Le pourcentage minimum d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile égale à : 0,15%
  - En zone courante égale à : 0,10%

✓ **Ferrailage horizontal:**

Les armatures horizontales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet 135° ayant une largeur de 10φ.

✚ **Principe de calcul :**

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement RPA99V2003.

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} V$$

Avec :

**N** : Effort normal appliqué.

**A** : Section du voile.

**M** : Moment fléchissant appliqué.

**I** : Moment d'inertie.

**V** : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

On distingue 3 cas :

**1<sup>er</sup> cas :**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99V2003.

$$A_{\min} = 0.15\% \times e \times L$$

**2<sup>eme</sup> cas :**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée".

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$$A_V = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare  $A_V$  par la section minimale exigée par le RPA99V2003.

- Si :  $A_V < A_{\min} = 0.15\% \times e \times L$ , on ferraille avec la section minimale.
- Si :  $A_V > A_{\min}$ , on ferraille avec  $A_V$ .

**3<sup>eme</sup> cas :**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

**V.3.3. Étude des voiles :**

L'élément plus sollicitée (Voile de RDC) :

$$A = 0.20 \text{ m}^2.$$

$$I = 0.0167 \text{ m}^4.$$

$$V = 0.5 \text{ m}.$$

$$M_u = 182.58 \text{ KN.m}.$$

$$N_u = 2406.02 \text{ KN}.$$

**✚ Détermination des contraintes :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I}V = \frac{2406.02 \times 10^{-3}}{0.20} + \frac{182.58 \times 10^{-3}}{0.0167} \times 0.5 = 12.58 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M}{I}V = \frac{2406.02 \times 10^{-3}}{0.20} - \frac{182.58 \times 10^{-3}}{0.0167} \times 0.5 = 6.59 \text{ MPa} > 0$$

On a  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99V2003.

**✚ Calcul des armatures verticales : (RPA99V2003)**

$$A_{V\min} = 0.15\% \times e \times L = 0.15 \div 100 \times 20 \times 405 = 12,15 \text{ cm}^2.$$

Le choix de la section des armatures verticales :  $A_{SV} = \frac{8HA14}{ml} = 12,32 \text{ cm}^2.$

**✚ L'espacement :**

➤ **Selon le BAEL91 :**

$$S_t \leq \min(2 \times e ; 33 \text{ cm}) = \min(40 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$$

➤ **Selon le RPA99V2003 :**

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) = \min(30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}.$$

On adopte un espacement :

✓ **En zone courante :**  $S_t = 20 \text{ cm}.$

✓ **En zone d'about :**  $S_t/2 = 10 \text{ cm}.$

#### ✚ Calcul des armatures horizontales : (RPA99V2003)

Le pourcentage minimum des armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

$$A_{H\min} = 0.20\% \times e \times L = 0.20 \div 100 \times 20 \times 100 = 4 \text{ cm}^2.$$

Le choix de la section des d'armatures horizontales :  $A_{SH} = 5HA12/ml = 5.65 \text{ cm}^2$ .

#### ✚ Calcul des armatures transversales :

D'après le RPA99V2003 (7.7.4.3), dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4épingles/m<sup>2</sup> au moins.

Donc on prend :  $A_T = 4\phi 8$  par m<sup>2</sup>.

#### V.3.4. Schéma de ferrailage :

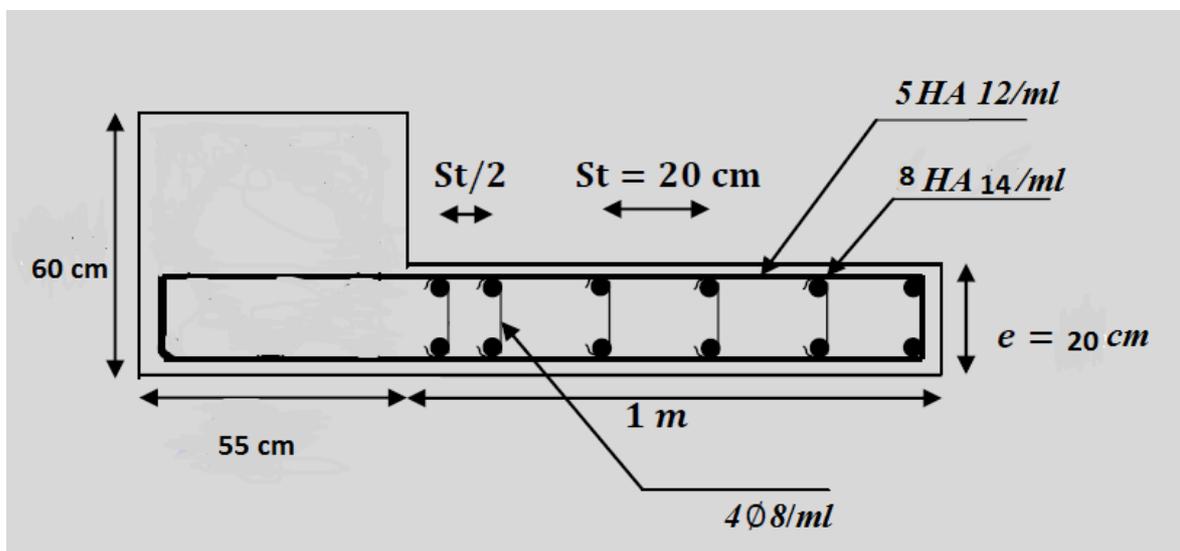


Figure V.5. Schéma de ferrailage des voiles.

**V.4. Conclusion :**

Les éléments principaux jouent un rôle très important dans la résistance et la transmission des charges.

Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés, dans la détermination des ferraillages des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferraillages obtenus par le logiciel de calcul (Robot Structural Analysis Professional) ainsi que le ferraillage minimal édicté par les règles parasismiques Algériennes.

Les sections minimales exigées par le RPA99 Version 2003 sont souvent important pourfavorisent la sécurité et l'économie.

# Chapitre VI

## Etude de l'infrastructure

**VI.1. Introduction :**

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol, leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage on distingue deux types de fondations :

**VI.2. Différents types de fondations :**

- Fondation superficielles :
  - ✓ Semelle isolée.
  - ✓ Semelle filante.
- Fondation profondes :
  - ✓ Les pieux.
- Les fondations surfaciques :
  - ✓ Radier général.

**VI. 3. Caractéristique de sol :**

On propose :

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya de **SETIF**

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

Types de sol : classe dans la catégorie S2 (site ferme)

Contrainte admissible  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.8 \text{ bars}$  pour l'ensemble du site

Ancrage des fondations :  $D= 1.8 \text{ m}$

**VI.4. Choix du type de fondation :**

Afin de bien choisir le type de fondation, il faut assurer la sécurité des habitants et la stabilité de l'immeuble. Les critères influant le choix d'une fondation sont donc :

- La qualité de sol.
- Les charges amenées par la construction.
- Le cout d'exécution.

## VI.5. Etude des fondations :

## ✚ Semelle isolée sous les poteaux :

## ➤ Pré dimensionnement :

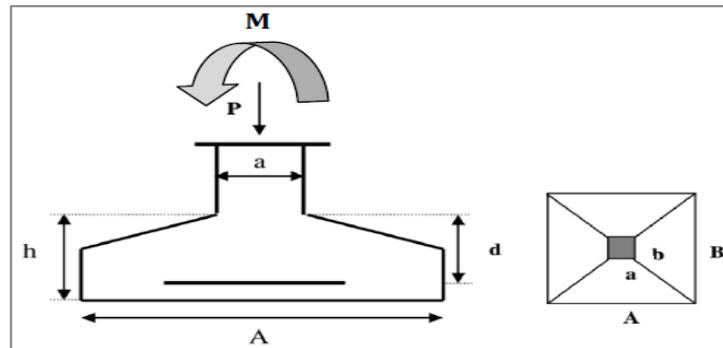


Figure VI.1. Dimension de semelle isolée.

On prend comme un exemple de calcul la semelle la plus sollicitée :

$$N_u = 2229.94 \text{ KN}, \quad M_u = 6.99 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{ser}} = 1608.57 \text{ KN}, \quad M_{\text{ser}} = 5.12 \text{ KN.m}$$

$$a = 60 \text{ cm}, \quad b = 55 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{60}{55} = 1.09$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \text{ donc : } A = 1.09B$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.8 \text{ bar} \rightarrow \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.18 \text{ MPa.}$$

$$\sigma = \frac{N_{\text{ser}}}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \rightarrow \sigma = \frac{N_{\text{ser}}}{1.09B^2} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{\text{ser}}}{1.09 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{1608.57}{1.09 \times 180}} = 2.90 \text{ m.}$$

$$A = 1.09B \rightarrow A = 1.09 \times 2.90 = 3.20 \text{ m}$$

Donc on choisie une semelle de : ( $\ll 3.20 \times 2.90$ )  $\text{m}^2$ .

Donc la surface des semelles est :  $S_{\text{semelles}} = 27 \times (3.20 \times 2.90) = 250.56 \text{ m}^2$ .

On à la surface de bâtiment est :  $S_{\text{bâtiment}} = 303.38 \text{ m}^2$ .

Le rapport de la surface des semelles par la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{250.56}{303.38} = 0.825$$

La surface totale des semelles représente 82.5% de la surface du bâtiment



## VI.6.3.2. Pré-dimensionnement :

## a) Epaisseur du radier :

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes.

## b) Condition forfaitaire :

$$\text{Sous voiles : } \frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$h_r$ : Épaisseur du radier.

$L_{max}$  : le plus grand travail.

$$L_{max} = 470 \text{ cm} \quad 58.75 \text{ cm} \leq h_r \leq 94 \text{ cm}$$

En prend :  $h_r = 100 \text{ cm}$

## ▪ Sous poteaux :

## -La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{470}{20} = 23.50 \text{ cm}$$

Avec :

$L_{max}$  : la plus grande distance entre deux poteaux.

Une hauteur minimale de 25 cm

- la nervure :  $b \geq \frac{L_{max}}{10}$

$L_{max}$ : distance maximal Entre deux files successives.

$L_{max} = 4.70 \text{ m}$  .

$$b \geq \frac{470}{10} = 47 \text{ cm}$$

## c)condition de rigidité : (Longueur élastique).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

$L_{max}$  : la plus grande distance entre deux poteaux.  $L_{max} = 4.70 \text{ m}$ .

$L_e$  : Longueur élastique.

$E$  : Pour un chargement de long durée ;  $E = 3216420 \text{ t/m}^2$

$I$  : Inertie de la section de radier. ( $b=1 \text{ ml}$ )

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MN/m}^3$

$b$  : Largeur du radier (bande de 1 mètre).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \quad ; \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{48.k.L_{max}^4}{E\pi^4}} \quad ; \quad K=4000t/m^3$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4.70^4}{3216420 \times 3.14^4}} = 0.98 \text{ m}$$

**Conclusion:**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

**ht = 100 cm** : pour les nervure.

**h = 50 cm** : dalle

**b = 55 cm** : longueur de nervure

**Vérification :**

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} = \sqrt{\frac{4 \times 3216420 \times 0.084}{1 \times 4000}} = 16.44 \geq \frac{2 \times 4.7}{3.14} = 3 \dots\dots CV$$

**VI.6.3.3. Calcul de la surface minimale du radier:****Détermination des efforts**

$$\text{ELU: } N_u = 40544.99 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = 29390.22 \text{ KN}$$

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{40544.99}{1.33 \times 180} = 169.37 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{29390.22}{1.33 \times 180} = 122.77 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 303.38 \text{ m}^2 > \text{Max} (S1; S2) = 169.37 \text{ m}^2$$

Alors : La surface de bâtiment > a la surface de Radier

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

$L_{x1}$ : longueur en plan (22.25 m).

$L_{y1}$ : largeur en plan (16.00 m).

**Calcul de débordement D :**

$D \geq \text{Max} (hr / 2 ; 30\text{cm})$ . Où:  $hr = 1\text{m}$

On prend  $D = 0.5\text{ m}$  alors l'emprise totale avec D est :

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = \mathbf{341.88\text{ m}^2}$$

**-Poids du radier**

$$G = (S' \times h \times \gamma_{ba})$$

$$G = (341.88 \times 1 \times 25) = \mathbf{8547\text{ KN}}$$

**-Combinaison d'action**

$$N_u = 40544.99 + 1.35 (8547) = 52083.44\text{ KN}$$

$$N_s = 29390.22 + 6380.85 = 35771.07\text{ KN}$$

**V.I.6.4. Vérifications de radier :**

**4.1/Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b;d} \leq \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right)$$

**Avec :**  $b = 100\text{ cm}$  ,  $d = 0,9 h = 45\text{ cm}$

$$T_u^{max} = q_u \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{52083.44 \times 1}{341.88} \times \frac{4.70}{2} = \mathbf{358.01\text{ KN}}$$

$$\text{DONC : } \tau_u = \frac{358.01 \times 10^3}{1000 \times 450} = \mathbf{0.80\text{ MPA}} \leq \tau_u = \mathbf{2.5\text{ MPA}} \dots\dots \text{CV}$$

**4.2/Vérification au poinçonnement : BAEL91 (Art : A.5.2.42)**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°

La Vérification se fait pour le voile ou de Poteau la plus sollicité a L'ELU).

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu C \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

$N_u$  : Charge revenant plus chargé.

$\mu C$  : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.  $\mu C = 2(a + b + 2hr)$

- Vérification pour les Voiles : Le voile et le plus sollicitée et avec  $e = 15\text{cm}$ .

$$\mu C = 2 \times (0.15 + 1 + (2 \times 1)) = 6.3 \text{ m}$$

$$N_u = 2229.94 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 6300 \times 1 \times 25}{1.5} = 4725 \text{ KN} \quad (\text{C.V})$$

- Vérification pour les Poteau : Le Poteau et le plus sollicitée.

$$\mu C = 2 \times (0.55 + 0.60 + (2 \times 1)) = 6.3 \text{ m}$$

$$N_u = 2229.94 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 6300 \times 1 \times 25}{1.5} = 4725 \text{ KN} \quad (\text{C.V})$$

**Donc** : La condition est Vérifier pour la structure il n'ya pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

**4.3/Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma_w \times Z$$

$G$  : Poids total du bâtiment à la base du radier  $= N_G + G_{radier}$

$\alpha$ : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1.5$

$\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10\text{KN/m}^3$ )

Z : Profondeur de l'infrastructure (h =1.8 m)

$$G= 31531.45 + 8547 \geq 1.5 \times 341.88 \times 10 \times 1.8$$

$$G= 40078.45 \text{ KN} \geq 9230.76 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Pas de risque de soulèvement de la structure.

**4.4/Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E) :**

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \Rightarrow e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.}$$

$$N_{\text{total}} (\text{X-X}) = 39506.15 \text{ KN} \qquad M_x = 806.62 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{total}} (\text{Y-Y}) = 34446.62 \text{ KN} \qquad M_y = 1411.49 \text{ KN.m}$$

**Tableau.VI.1.** Vérification de la stabilité du radier :

	Sens(X-X)	Sens (Y-Y)
Ntotal(KN)	39506.15	34446.62
M(KN.m)	806.62	1411.49
e(m)	0.021	0.041
L/4(m)	5.625	4
Condition	Vérifier	Vérifier

- Les moments d'inertie du radier :

$$I_{X-X} = \frac{b \times h^3}{12} = 15187.5 \text{ m}^4$$

$$I_{Y-Y} = \frac{b \times h^3}{12} = 7680 \text{ m}^4$$

**Tableau.VI.2.** Le centre de gravité du radier :

Hi (m)	Bi (m)	Si ( m <sup>2</sup> )	Xi (m)	Yi (m)	X×S ( m <sup>3</sup> )	Y×S ( m <sup>3</sup> )
<b>22.25</b>	<b>16.00</b>	<b>303.38</b>	<b>10.90</b>	<b>7.74</b>	<b>3306.842</b>	<b>2348.1612</b>

$$X_G = \frac{\sum Si \times Xi}{\sum Si} = \mathbf{10.90 \text{ m}}$$

$$Y_G = \frac{\sum Si \times Yi}{\sum Si} = \mathbf{7.74 \text{ m}}$$

**4.5/Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :**

$$\sigma_m \leq \sigma_{sol} \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I} \quad , \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\sigma_{sol} = 1.33 \times \sigma_{adm} = 1.33 \times 180 = 239.40 \text{ KN/m}^2.$$

$$X_g = 10.90 \text{ m}, \quad Y_g = 7.74 \text{ m}$$

**Tableau.VI.3.** Vérification au non soulèvement des fondations :

	I (m <sup>4</sup> )	N(KN)	M(KN.m)	Srad(m <sup>2</sup> )
X-X	15187.5	39506.15	806.62	341.88
Y-Y	7680	34446.62	1411.49	341.88

	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{sol}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m \leq \sigma_{sol}$
X-X	115.59	115.53	115.575	239.40	CV
Y-Y	100.85	100.67	100.805	239.40	CV

**V.I.6.5. Ferrailage du radier:**

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires  $\mu_x, \mu_y$  qui dépend du rapport ( $\rho = L_x / L_y$ ) et du coefficient de POISSON ( $\nu$ ).

**5.1. Méthodes de calcul :**

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :  $\mu_x ; \mu_y$  : sont des coefficients en fonction de  $\alpha = l_x / l_y$  et  $\nu$  (prend 0.2 à 1 'ELS, 0 à l'ELU) Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	<b>Le panneau de rive</b>	<b>Le panneau intermédiaire</b>
<b>En travée</b>	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
<b>Sur appui</b>	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement

BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

- **Calcul des moments fléchissant :**

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad}$ $q_u = 40544.99 / 341.88$	$q_{ser} = (G+Q) / S_{rad}$ $q_{ser} = 29390.22 / 341.88$
$q_u = 118.60 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 85.97 \text{ KN/m}^2$

- **Ferraillage de la dalle de radier :**

✓ Le plus grand panneau est le panneau du  $(4.50 \times 4.70) \text{ m}^2$ .

⇒ Panneau de rive

■ l'ELU :  $v = 0$  ;  $q_u = 118.60 \text{ KN/m}$

$$\alpha = 4.50/4.70 = 0.96 > 0.4$$

⇒ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0401$$

$$\mu_y = 0.911$$

- donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0401 \times 118.60 \times 4.50^2 = 96.31 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.911 \times 96.31 = 87.74 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 96.31 = 81.87 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 87.74 = 74.55 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 0.3 \times 96.31 = 28.90 \text{ KN.m/ml.}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

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

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ MPA} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ mm}$$

**Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)**

$$A_{\min} > 0.23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{f_e}$$

**Sens- X :**

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 45 \times \frac{2.1}{400} = 5.44 \text{ cm}^2$$

**Sens-Y :**

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 45 \times \frac{2.1}{400} = 5.44 \text{ cm}^2$$

**Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)**

$$A\% \geq 0.001 \times b \times d = 2.25 \text{ cm}^2$$

Tableau .VI.4. Récapitulatif des résultants a ELU de ferrailage (radier) :

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
<b>Mu (KN.m)</b>	28.90	81.87	28.90	74.55
<b><math>\mu</math></b>	0.02	0.056	0.02	0.053
<b><math>\mu &lt; \mu_L</math></b>	CV	CV	CV	CV
<b>As' (cm<sup>2</sup>)</b>	0	0	0	0
<b><math>\alpha</math></b>	0.026	0.072	0.026	0.068
<b><math>\beta</math></b>	0.989	0.971	0.989	0.972
<b><math>\sigma_s</math></b>	348	348	348	348
<b>As (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	1.83	5.28	1.83	4.93
<b>As min(cm<sup>2</sup>/ml)</b>	5.44	5.44	5.44	5.44
<b>Choix des barres/ml</b>	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
<b>Ascorres (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	5.65	5.65	5.65	5.65
<b>Espacement (cm)</b>	20	20	20	20

l'ELS :  $v = 0.2$        $q_{ser} = 85.97 \text{ KN/m}^2$

$\alpha = 4.50/4.70 = 0.96 > 0.4 \Rightarrow$  alors le panneau travaille dans les deux sens

$\sigma_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$  .....BAEL91(4.5.2)

$\sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right)$  FeE400  $\Rightarrow n = 1.6$

$\sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = 201.63 \text{ MPA}$

- A partir du tableau:

$$\mu_x = 0,0475$$

$$\mu_y = 0,939$$

- donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 82.70 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 77.65 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 70.30 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 66.01 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 24.81 \text{ KN.m/ml.}$$

Tableau .VI.5. Récapitulatif des résultants à ELS de ferrailage (radier) :

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
<b>Mu (KN.m)</b>	24.81	70.30	24.81	66.01
<b><math>\mu</math></b>	0.018	0.049	0.018	0.046
<b><math>\mu &lt; \mu_L</math></b>	CV	CV	CV	CV
<b>As' (cm<sup>2</sup>)</b>	0	0	0	0
<b><math>\alpha</math></b>	0.023	0.063	0.023	0.059
<b><math>\beta</math></b>	0.99	0.974	0.99	0.976
<b><math>\sigma_s</math></b>	348	348	348	348
<b>As (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	1.61	4.61	1.61	4.32
<b>As min(cm<sup>2</sup>/ml)</b>	5.44	5.44	5.44	5.44
<b>Choix des barres/ml</b>	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
<b>Ascorres (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	5.65	5.65	5.65	5.65
<b>Espacement (cm)</b>	20	20	20	20

**-Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)**

$$t_u = \frac{Tu}{b_0 \times d} \dots\dots\dots (A5.5.1)P51$$

$$t_u = \frac{Tu \times L_X \times L_Y}{2L_Y + L_X} = \frac{118.60 \times 4.50 \times 4.70}{2 \times 4.70 + 4.50} = 180.46 \text{ KN}$$

$$t_u = \frac{180.46 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.402 \text{ MPA}$$

$$\tau_{\text{bar}} = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right) = 2.5 \text{MPa}$$

$$t = 0.402 \text{MPa} \leq t_{\text{bar}} = 2.5 \text{MPa}$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

• **Etude de débord du radier :**

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0.40 m. Le calcul du

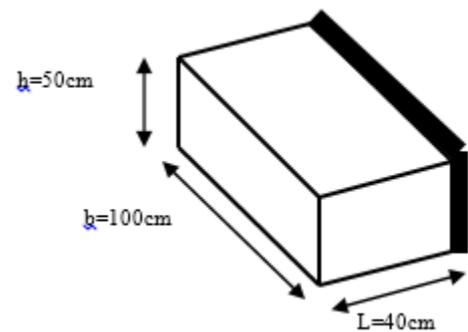
Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à

un mètre liner

$$h = 0.50 \text{m}$$

$$b = 1 \text{m}$$

$$d = 0.9 h = 0.45 \text{m}$$



• **Présentation schématique**

■ **L'ELU :**

$$M_{\text{max}} = q_u \times L^2 / 2 = 118.60 \times (0.4)^2 / 2 = 9.49 \text{KN.m}$$

■ **L'E LS : (fissuration préjudiciable) :**

$$M_{\text{max}} = q_{\text{ser}} \times L^2 / 2 = 85.97 \times (0.4)^2 / 2 = 6.88 \text{KN.m}$$

	$M_{\text{max}}$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{min}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{Adopte}}$ ( $\text{cm}^2$ )	Section adoptée
<b>ELU</b>	9.49	0.0033	0.0042	0.99	0.62	5.43	5.65	5HA12
<b>ELS</b>	6.88	0.0024	0.0030	0.99	0.45	5.43	5.65	5HA12

• **Vérification au cisaillement :**

$$t_u < t_{\text{bar}} = 0.05 f_{c28}$$

$$t_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$b = 1\text{ m}$$

$$d = 0,90 h = 0,45\text{ m.}$$

$$V_u = q_u \times L$$

$$V_u = 118,60 \times 0,4 = 47,44 \text{ KN.}$$

$$= \frac{47,44 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0,106 \text{ MPA}$$

$$t_u = 0,106 \text{ MPA} < t_{\text{bar}} = 1,25 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Note:** On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

- **Etude de la nervure :**

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 100 \text{ cm} \quad d = 95 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm} \quad c = 5 \text{ cm}$$

**a-Calcul les charges revenant à la nervure**

$$q = \frac{Nu}{Sr} = \frac{40544,99}{341,88} = 118,60 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{Nu}{Sr} = \frac{29390,22}{341,88} = 85,97 \text{ KN/m}^2$$

**ELU:**

(X -X):  $M_t = 83.57 \text{ KN.m}$      $M_a = 175.34 \text{ KN.m}$

(Y -Y):  $M_t = 96.06 \text{ KN.m}$      $M_a = 174.08 \text{ KN.m}$

**ELS :**

(X -X):  $M_t = 75.87 \text{ KN.m}$      $M_a = 138.87 \text{ KN.m}$

(Y -Y):  $M_t = 73.19 \text{ KN.m}$      $M_a = 189.28 \text{ KN.m}$

**Tableau.VI.6.** Ferrailage de nervure a l'ELU:

Sens		$M_u$ [KN.m]	$\mu_b$	A	$\beta$	$A_{cal}$	$A_{min}$	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	175.34	0.0609	0.078	0.9688	11.56	19.27	20.61	4HA16+4HA20
	Travée	83.57	0.0291	0.037	0.9852	5.42	19.27	20.61	4HA16+4HA20
Y-Y	Appuis	174.08	0.0605	0.078	0.9688	11.48	19.27	20.61	4HA16+4HA20
	travée	96.06	0.0334	0.042	0.9832	6.24	19.27	20.61	4HA16+4HA20

**Tableau.VI.7.** ferrailage de nervure à l'ELS:

Sens		$M_u$ [KN.m]	$\mu_b$	A	$\beta$	$A_{cal}$	$A_{min}$	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	138.87	0.0483	0.062	0.9752	9.10	19.27	20.61	4HA16+4HA20
	Travée	75.87	0.0263	0.033	0.9868	4.91	19.27	20.61	4HA16+4HA20
Y-Y	Appuis	189.28	0.0658	0.0851	0.9659	12.52	19.27	20.61	4HA16+4HA20
	travée	73.19	0.0254	0.032	0.9872	4.74	19.27	20.61	4HA16+4HA20

• **Vérifications à l'ELU :**

**-Vérifications de la l'effort tranchant :**

$$t_u = \frac{V_U}{b \times d} \leq \min \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right)$$

Tableau.VI.8. Vérifications de la l'effort tranchant :

Sens	$V_u$ (KN)	$t_u$ (MPa)	Observation
X-X	236.05	1.67	C.V
Y-Y	241.36	1.63	C.V

**Vérifications nécessaires pour les nervures :**❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times 55 \times 50 \times \frac{2.1}{400} = 3.32 \text{ cm}^2$$

❖ **Le pourcentage minimal d'armature :**

Selon BAEL91 :

$$A_{\min}(\text{BAEL}) = 0.001 \times h \times b \quad (\text{BAEL91.B.6.4})$$

$$A_{\min}(\text{BAEL}) = 0.001 \times 55 \times 100 = 5.5 \text{ cm}^2$$

❖ **Selon PPA99/2003 :**

$$A_{\min}(\text{RPA}) = 0.05\% \times h \times b \quad (\text{art.7.5.2.1})$$

$$A_{\min}(\text{RPA}) = 0.001 \times 55 \times 100 = 27.5 \text{ cm}^2$$

**- Armatures transversales minimales**

$$\phi = \min \left( \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi \right) = (28.57, 55 ; 20)$$

on prend  $\phi = 10 \text{ mm}$

**- Armatures transversales minimales**

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 55 = 3 \text{ cm}^2$$

Nous prenons :  $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

**- Espacement des armatures transversales**

**En zone nodale**

$$S_t = \min \left( \frac{h}{4}, 12\phi_L \right) = S_t \leq \min(25, 24)$$

$$S_t \leq 15$$

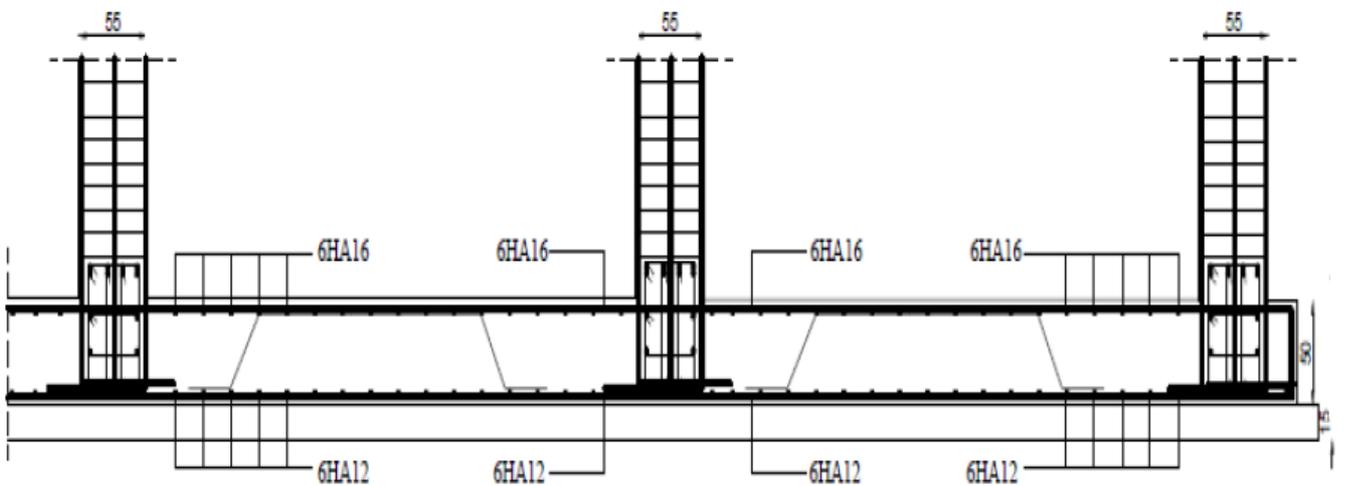
**En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} \implies S_t \leq 50$$

Nous prenons :

$S_t = 15 \text{ cm}$  En zone nodale

$S_t = 20 \text{ cm}$  En zone courante



**Figure.VI.5.** ferrailage global de radier.

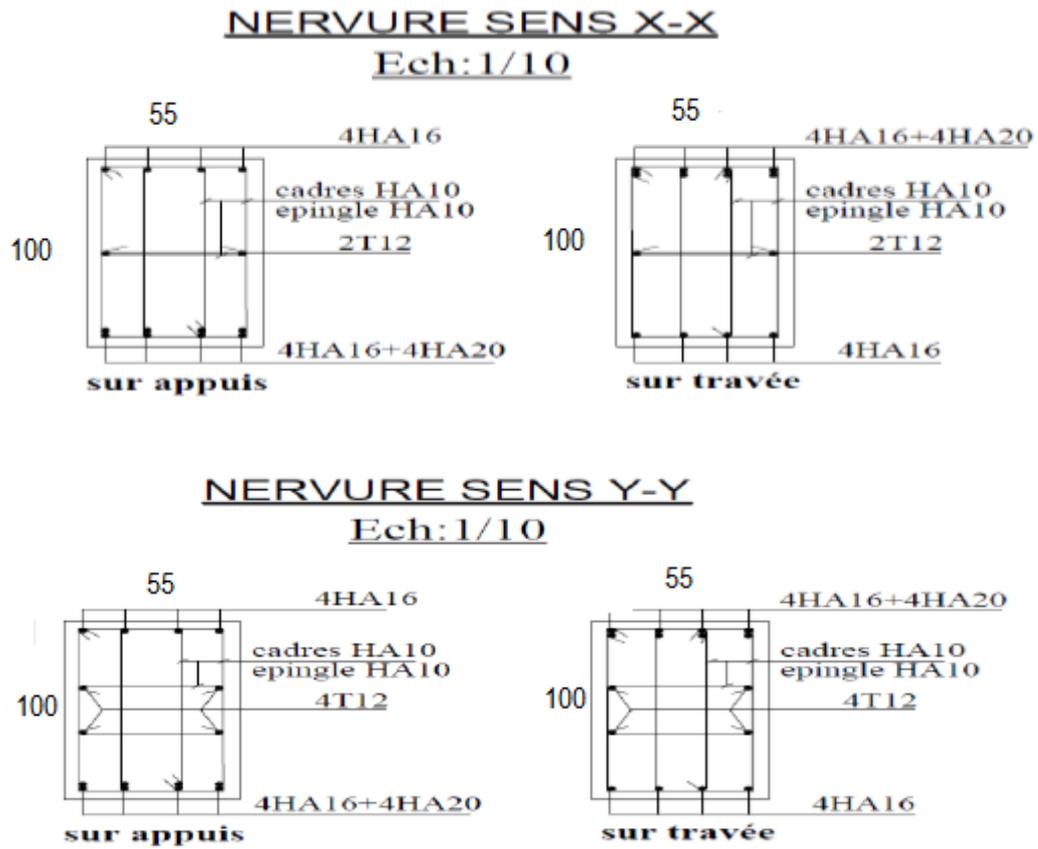


Figure .VI.6. ferrailage de nervure.

# Conclusion général

La réalisation de cette étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de

formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts

ainsi que les règlements régissant le domaine étudié.

Pour ce projet, nous avons agi principalement sur deux plans :

- D'une part (**stabilité**) le contreventement et la disposition des voiles ; nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures.

- Et d'autre part (**économie**) l'estimation des quantités du béton et d'aciers nécessaire. Pour cela nous avons fait une étude (technico-économique) de notre bâtiment pour obtenir une ;

\* structure de bonne stabilité

\* structure économique

Donc c'est ma première expérience et c'est une étape très importante pour la vie d'un ingénieur.

# Bibliographié

## Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL91 : Béton armé aux états limites.
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.

## Livre et cours :

- Mémoires master 2 (CTC ) promotions passées ....Les universités algériennes.
- « CALCUL DES OUVRAGES EN BETON ARME », M.BELAZOUGUI, 1972.
- Exercices de béton arme selon le règles BAEL.83,P.Charon.
- Guide de calcul de béton armé pdf

## Logiciels et programmes :

- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2014. (Analyse des structures) .
- AUTOCAD 2014. ( Dessin) .
- Word 2010. ( Traitement du texte) .

# RESUME

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (12) étages, implanté à la wilaya de Setif. Cette région est classée en zone de moyenne sismicité IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les règles de calcul et vérifications du béton armé .

(RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose est :

entame la description générale du projet avec une présentation

de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges. et le calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et plancher).

En fin on va faire une étude dynamique de la structure avec le logiciel

ROBOT2014, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements

(charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), et on termine le travail

avec une conclusion générale