

Université Mohamed khider – Biskra

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil et d'Hydraulique

Référence : ...../ 2024

جامعة محمد خيضر - بسكرة

كلية العلوم و التكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية و الري



## Mémoire de Master

Spécialité : GENIE CIVIL

Option : CTC

Thème :

**Etude d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation  
implanté à batna**

Etudiant :

DAHMANE Mohamed Cherif

Encadreurs :

Dr . MEGHEZZI Larafi Ismail

Promotion : Juin 2024

# *Dédicace*

*Au nom de Dieu le clément et le miséricordieux. Louange à dieu qui m'a aidé durant des années, éclairé et ouvert les portes du savoir.*

*C'est avec une profonde émotion que je dédie ce mémoire :*

*A tous les membres de ma famille*

*À tous mes amis et collègues*

*Mes professeurs :*

*Du département de Génie Civil et d'Hydraulique*

*En fin je dédie tous ceux connu moi de près ou de loin.*

# *Remerciement*

Nous voudrions tout d'abord remercier "Allah" Tout-Puissant de nous avoir donné la volonté, le courage et la capacité de mener à bien ce travail.

Je tiens à remercier chaleureusement mon directeur de mémoire « **MEGHEZZI LARAFI ISMAIL** »

manque des résumés en arabe et en Français

# Liste des figures

Figure	Titre
III.1	Ferraillage de L'acrotère.
III.2	Ferraillage de balcon.
III.3	Ferraillage de L'escalier.
III.4	Ferraillage de poutre palier.
III.5	Ferraillage de plancher terrasse.
III.6	Ferraillages de plancher étage.
V.1	Ferraillages de poutre principale.
V.2	Ferraillages de poutre secondaire.
V.3	Ferraillages de poteau.
V.4	Ferraillages de voile.
VI.1	Moment max dans les appuis et les travées et les efforts tranchants dans le sens X-X à ELU.
VI.2	Moment max dans les appuis et les travées et les efforts tranchants dans le sens Y-Y à ELU.
VI.3	Moment max dans les appuis et les travées et les efforts tranchants dans le sens X-X à ELS.
VI.4	Moment max dans les appuis et les travées et les efforts tranchants dans le sens Y-Y à ELS.
VI.5	Ferraillage de nervure sens X.
VI.6	Ferraillage de nervure sens Y.
VI.7	Ferraillage de Radier.

MANQUE ES PAGES SUR LA LISTE DES  
TABLEAUX ET FIGURE

# Liste des Tableaux

<b>Tableau</b>	<b>Titre</b>
<b>I.1</b>	Caractéristiques mécaniques
<b>II.1</b>	Evaluation des charges plancher étage courant
<b>II.2</b>	Evaluation des charges plancher terrasse inaccessible.
<b>II.3</b>	Evaluation des charges balcon.
<b>II.4</b>	Evaluation des charges paillasse.
<b>II.5</b>	Evaluation des charges palier.
<b>II.6</b>	Evaluation des charges Murs extérieurs
<b>II.7</b>	Descentes des charges
<b>III.1</b>	Choix de l'armature de L'escalier.
<b>III.2</b>	Choix de l'armature de poutre palier.
<b>III.3</b>	Etude de plancher terrasse a E.L.U
<b>III.4</b>	Etude de plancher terrasse a E.L.S.
<b>III.5</b>	Les résultats max.
<b>III.6</b>	Choix de l'armature de plancher terrasse.
<b>III.7</b>	Etude de plancher étage a E.L.U.
<b>III.8</b>	Etude de plancher étage a E.L.S.
<b>III.9</b>	Les résultats max.
<b>III.10</b>	Choix de L'armature de plancher étage.
<b>IV.1</b>	Période de structure.
<b>IV.2</b>	Vérification de l'effort sismique.
<b>IV.3</b>	Périodes et factures da participation massique modale.
<b>IV.4</b>	Déplacements absolus pour les deux directions.
<b>IV.5</b>	Vérification de l'effet P- $\Delta$ pour le sens X.
<b>IV.6</b>	Vérification de l'effet P- $\Delta$ pour le sens Y.
<b>IV.7</b>	Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.
<b>IV.8</b>	Excentricité.
<b>V.1</b>	Sollicitations de poutre principale et seconder.
<b>V.2</b>	ferrailage de poutre principale à ELU.
<b>V.3</b>	ferrailage de poutre principale à Combinaison (G + Q + E).
<b>V.4</b>	Vérification poutre principale à ELS.
<b>V.5</b>	Choix de L'armature de poutre principale.
<b>V.6</b>	ferrailage de poutre secondaire à ELU.

<b>V.7</b>	ferraillage de poutre secondaire à Combinaison (G + Q + E).
<b>V.8</b>	Vérification poutre secondaire à ELS.
<b>V.9</b>	Choix de L'armature de poutre secondaire.
<b>V.10</b>	Ferraillage exigé par RPA.
<b>V.11</b>	Sollicitations de poteau.
<b>V.12</b>	Résultats calcul de poteau.
<b>V.13</b>	Sollicitations de voile.
<b>V.14</b>	Résultats calcul de voile.
<b>V.15</b>	Vérification de contrainte de voile.
<b>VI.1</b>	Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E).

# Sommaire

Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction générale.....	I

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

<u>I.1.Introduction .....</u>	<u>2</u>
<u>I.1.2 Caractéristiques géométriques.....</u>	<u>2</u>
<u>I.1.3 Les réglementations algériennes .....</u>	<u>2</u>
<u>I.2Conception de structure .....</u>	<u>2</u>
<u>I.3 Caractéristiques des matériaux.....</u>	<u>3</u>
<u>I.3.1 Définition.....</u>	<u>4</u>
<u>I.3.2 Composition du béton.....</u>	<u>4</u>
<u>I.3.3 Caractéristiques physiques.....</u>	<u>4</u>
<u>I.3.4 Caractéristiques mécaniques .....</u>	<u>5</u>
<u>I.4. L'acier .....</u>	<u>7</u>

## Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

<u>II.1.1. Introduction .....</u>	<u>12</u>
<u>II.1.2. Planchers à Corps Creux.....</u>	<u>12</u>
<u>II.1.3. Les poutres .....</u>	<u>13</u>
<u>II. 1.3.1 Poutres Principales.....</u>	<u>13</u>
<u>II.1.3.2. Poutres Secondaire.....</u>	<u>14</u>
<u>II.1.4.les voiles.....</u>	<u>14</u>
<u>II.1.5. L'escalier.....</u>	<u>15</u>
<u>II.1.6.Acrotère.....</u>	<u>17</u>
<u>II.1.7.Les balcons : dalle pleine.....</u>	<u>17</u>
<u>II.1.8. Les poteaux .....</u>	<u>18</u>
<u>II.2. Descente des charges .....</u>	<u>18</u>
II.2.1. Evaluation des charges .....	18
<u>II.2.2. Descentes des charges.....</u>	<u>22</u>

II.2.3.Vérification de la section de poteau .....	25
II.2.4. Vérification vis-à-vis du RPA 99 .....	26

## **Chapitre III : Les éléments secondaire**

III.1. Introduction.....	29
III.2. L'acrotère.....	29
III.2.1. Mode de réalisation .....	29
III.2.2. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme .....	29
III.2.3. Sollicitation .....	30
III.2.4. Calcul de ferrailage .....	30
III.2.5. Vérification .....	31
III.2.6. Vérification de l'effort tranchant .....	33
III.2.7. Présentation du ferrailage.....	33
III.3.les balcons.....	34
III.3.1. Evaluation des charges .....	34
III.3.2. Calcul du ferrailage à l'E.L.U .....	34
III.3.3. Vérification .....	35
III.3.4. Calcul de la flèche.....	36
III.3.5. Ferrailage des balcons .....	37
III.4. L'escalier .....	37
III.4.1. Introduction.....	37
III.4.2. Définition les éléments d'un escalier .....	37
III.4.3. Calcul de ferrailage .....	38
III.4.3.1. Armatures longitudinales.....	38
III.4.3.2. Les armatures de répartitions .....	39
III.4.4. Espacement entre les armatures.....	39
III.4.5. Vérification de l'effort tranchant .....	40
III.4.6.Vérification de la flèche .....	40
III.5. Étude de la poutre palière .....	42
III.5.1. Dimensionnement .....	42
III.5.2. Les hypothèse de calcul.....	42
III.5.3. Calcul de ferrailage .....	43



<a href="#">III.5.4. Vérification de l'effort tranchant .....</a>	<a href="#">44</a>
<a href="#">III.5.5. Les armatures transversales .....</a>	<a href="#">44</a>
<a href="#">III.5.6. Calcul de la poutre à la torsion .....</a>	<a href="#">44</a>
<a href="#">III.5.6.1. Contraintes tangentes de torsion .....</a>	<a href="#">45</a>
<a href="#">III.5.6.2. Vérification de la flèche.....</a>	<a href="#">46</a>
<a href="#">III.5.6.3. Schéma de ferrailage .....</a>	<a href="#">46</a>
<a href="#">III.6. Etudes des plancher.....</a>	<a href="#">47</a>
<a href="#">III.6.1. Introduction.....</a>	<a href="#">47</a>
<a href="#">III.6.2. Méthode de calcul .....</a>	<a href="#">48</a>
<a href="#">III.6.3. Plancher terrasse.....</a>	<a href="#">49</a>
<a href="#">III.6.3.1 résultats des moments à l'ELU .....</a>	<a href="#">50</a>
<a href="#">III.6.3.2 résultats des moments à l'ELS .....</a>	<a href="#">51</a>
<a href="#">III.6.3.3 Ferrailage des poutrelles.....</a>	<a href="#">52</a>
<a href="#">III.6.3.4 Vérification de l'effort tranchant .....</a>	<a href="#">54</a>
<a href="#">III.6.3.5 Evaluation de la flèche .....</a>	<a href="#">55</a>
<a href="#">III.6.3.6 La dalle mince .....</a>	<a href="#">56</a>
<a href="#">III.6.3.7. Présentation du ferrailage .....</a>	<a href="#">57</a>
<a href="#">III.6.4. Planchers étage.....</a>	<a href="#">59</a>
<a href="#">III.6.4.1. Résultats des moments à l'ELU.....</a>	<a href="#">59</a>
<a href="#">III.6.4.2. Résultats des moments à l'ELS .....</a>	<a href="#">59</a>
<a href="#">III.6.4.3. Ferrailage des poutrelles.....</a>	<a href="#">61</a>
<a href="#">III.6.4.4. Vérification de l'effort tranchant .....</a>	<a href="#">62</a>
<a href="#">III.6.4.5. Evaluation de la flèche .....</a>	<a href="#">63</a>
<a href="#">III.6.4.6. La dalle mince .....</a>	<a href="#">64</a>
<a href="#">III.6.4.7. Présentation du ferrailage .....</a>	<a href="#">65</a>

## **Chapitre IV : Etude dynamique**

<a href="#">IV.1. Introduction .....</a>	<a href="#">67</a>
<a href="#">IV.2. Étude dynamique .....</a>	<a href="#">67</a>
<a href="#">IV.3. Étude sismique.....</a>	<a href="#">67</a>
<a href="#">IV.3.1 Introduction.....</a>	<a href="#">67</a>
<a href="#">IV.3.2. Choix de la méthode de calcul.....</a>	<a href="#">67</a>

IV.3.3. La méthode modale spectrale .....	68
IV.3.3.1. Analyse modale spectrale .....	68
IV.3.4. L'effort tranchant à la base donné par la méthode statique équivalente	74
IV.3.5. Périodes et facteurs de participation nodaux .....	74
IV.3.6. Vérification des déplacements .....	75
IV.3.7. Vérification de l'effet P- $\Delta$ .....	75
IV.3.8. Vérification au renversement .....	77
<u>IV.3.9. Excentricité .....</u>	<u>78</u>

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

V.1. Introduction .....	80
V.2. Etude des poutres .....	80
V.2.1 Les sollicitation .....	81
V.2.2 Calcul de ferrailage .....	83
V.2.2.1 Ferrailage des poutres principales (35*65) .....	83
<u>V.2.2.1.1 Vérification de l'effort tranchant .....</u>	<u>83</u>
V.2.2.1.2 vérification de la flèche.....	83
V.2.2.1.3 Schéma de ferrailage .....	84
V.2.2.2 Ferrailage des Poutres secondaires (35*50) .....	86
V.2.2.2.1 Vérification de l'effort tranchant .....	86
V.2.2.2.2 vérifications de la flèche .....	86
V.3 Etude des poteaux .....	87
V.3.1 Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 .....	88
V.3.2 Les résultats des efforts et moments pour chaque Combinaison .....	88
V.3.3 Exemple de calcul .....	89
V.3.4 Vérification à L'ELS .....	91
V.3.5 Vérification du poteau à l'effort tranchant .....	93
V.3.6 Schéma de ferrailage des poteaux.....	95
V.4 Ferrailage des voiles.....	96
V.4.1 Le principe de calcul .....	96
V.4.2 Calcul le ferrailage .....	98
V.4.3 Vérification des contraintes de cisaillement.....	98

V.4.4 Vérifier la contrainte tangentielle maximale .....98

V.4.5 disposition du ferrailage du voile.....99

## **Chapitre VI : Infra structure**

VI. Etude des fondations .....101

VI.1. Introduction .....101

VI.2 Combinaison d'action .....101

VI.2.1. Le choix du type de fondation dépend .....101

VI.2.2.Choix de type de fondations .....101

VI.3. Etude du radier.....102

VI.3.1. Pré-dimensionnement du radier .....103

VI.3.2. Calcul de la surface totale du radier.....105

VI.3.3. Vérifications du radier.....105

VI.3.4. Evaluation des charges pour le calcul du radier .....107

VI.3.5. Ferrailage du radier .....107

VI.3.5.1. Ferrailage des dalles .....107

VI.3.5.2. Ferrailage de la nervure .....109

VI.3.5.3. Armature de peau .....112

VI.3.5.4. Vérifications nécessaires pour les nervures.....112

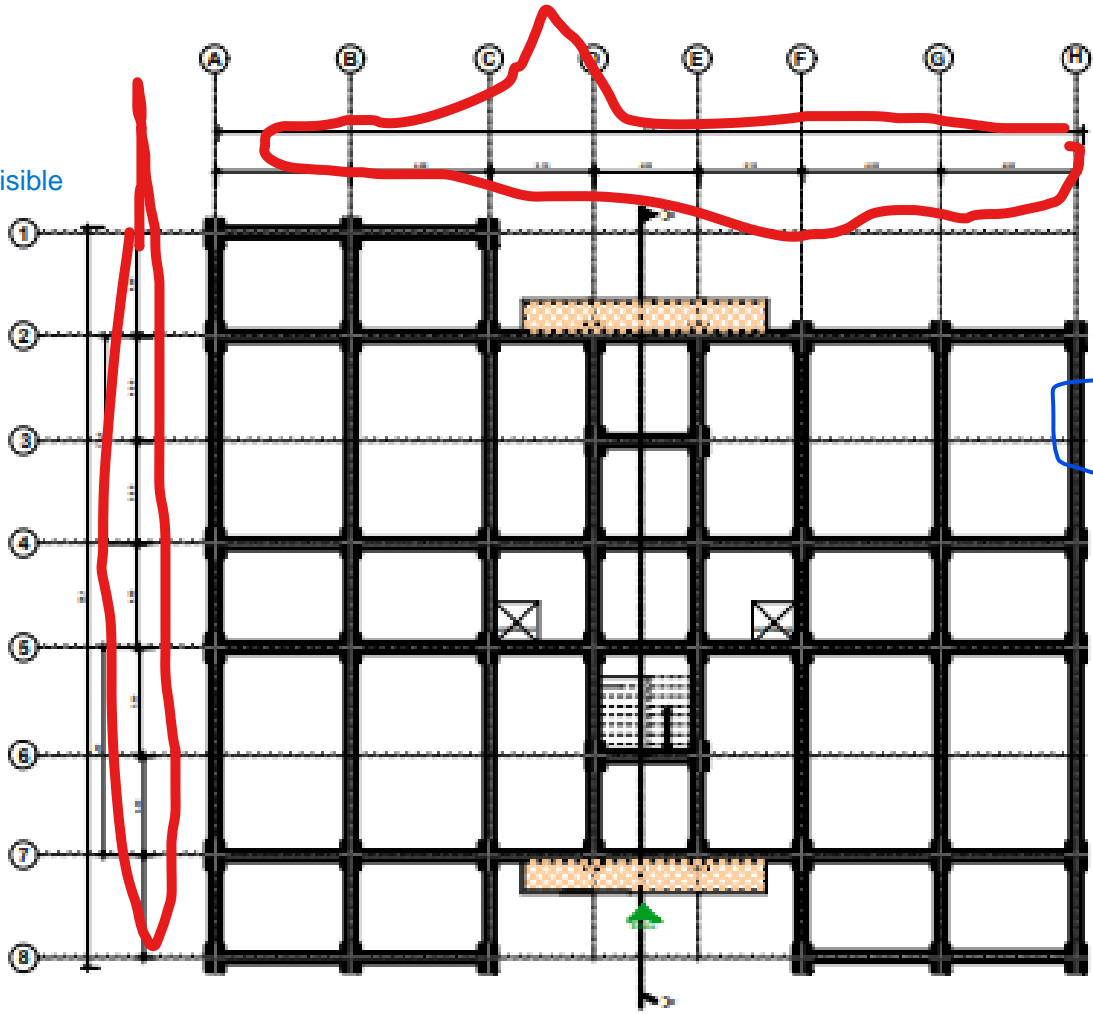
VI.3.5.5. Ferrailage de nervure .....113

VI.3.5.6. Ferrailage de Radier .....115

Conclusion générale.....117

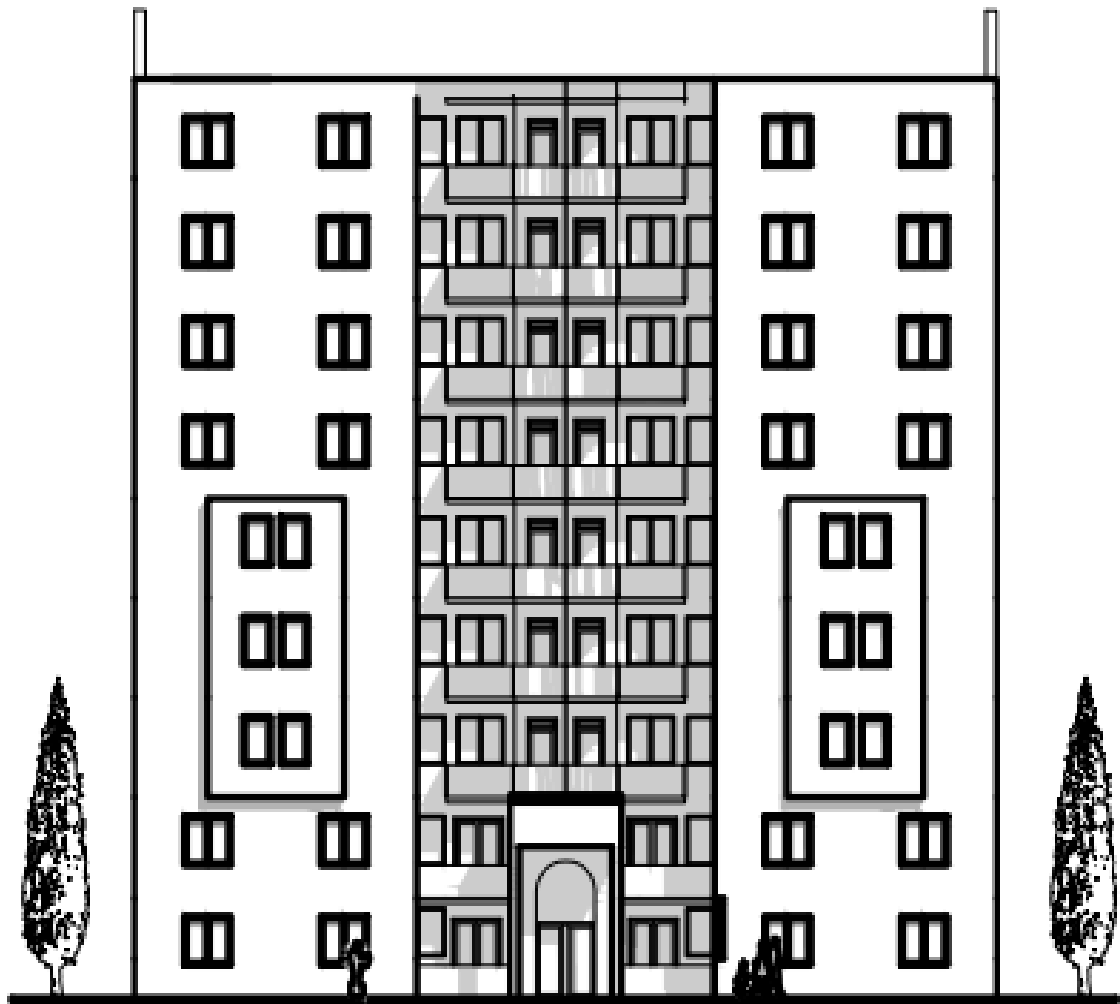
Bibliographique

cotation illisible

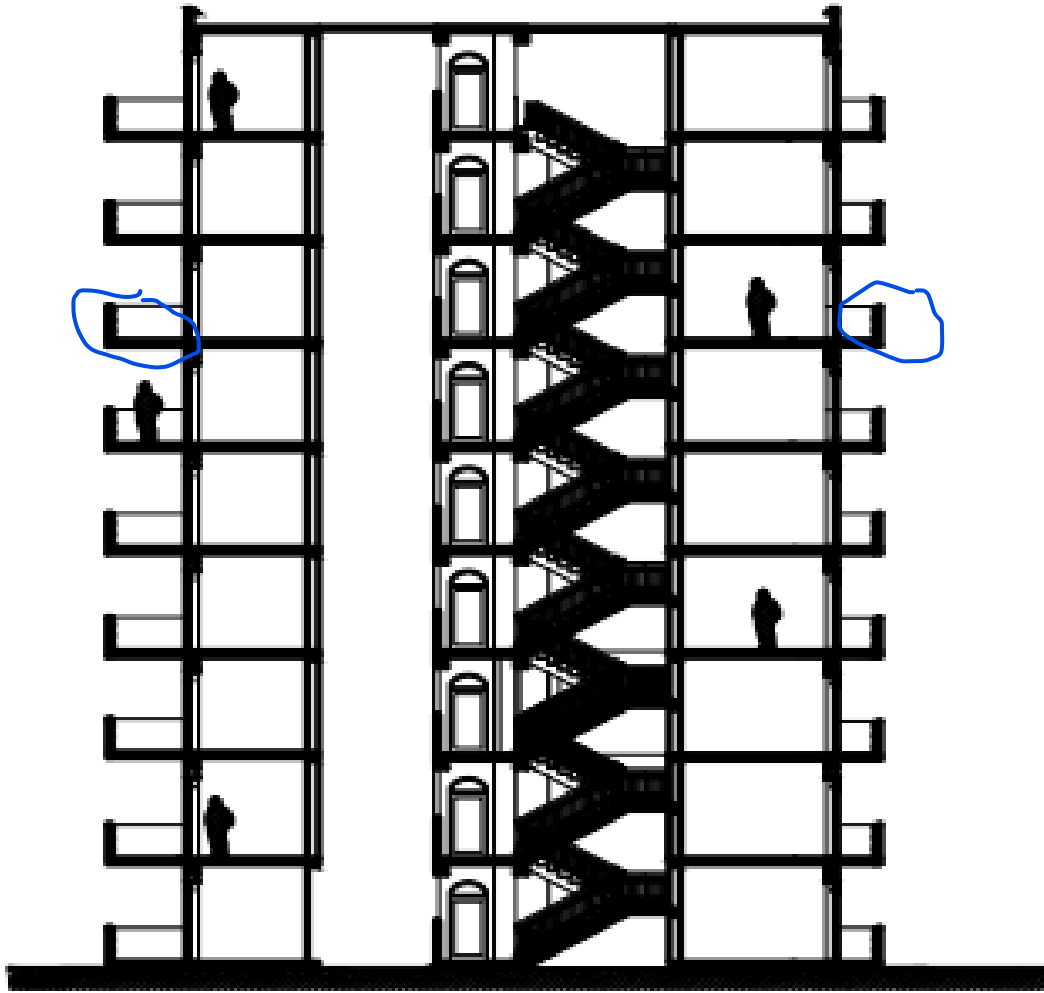


voile ou mur?????

Vue en PLAN ECH:1/50



FACADE PRINCIPALE ECH:1/50



COUPE A-A ECH:1/50

voir le plan  
corriger la coupe

# **Introduction générale**

# Introduction générale

problématique + REPARTITION DU  
ME  
MOIRE

Une étude de génie civil sur un bâtiment consiste à analyser divers aspects de la construction, de la conception à la réalisation, en passant par la durabilité et la sécurité. Voici quelques éléments typiques que l'on pourrait inclure dans une telle étude :

- 1. Étude de faisabilité :** Évaluer la viabilité du projet en termes de coûts, de ressources disponibles, de réglementations locales, etc.
- 2. Conception structurelle :** Concevoir les éléments structuraux du bâtiment, tels que les fondations, les poutres, les poteaux, etc., en utilisant des logiciels de modélisation et de simulation.
- 3. Analyse de la charge :** Déterminer les charges statiques et dynamiques (séisme) que le bâtiment devra supporter et concevoir en conséquence.
- 4. Gestion de la qualité :** Mettre en place des normes et des processus pour garantir la qualité de la construction tout au long du projet.
- 5. Durabilité :** Intégrer des pratiques de construction durable pour minimiser l'impact environnemental du bâtiment.
- 6. Sécurité :** Évaluer les risques potentiels pour la sécurité des travailleurs et des occupants du bâtiment, et mettre en œuvre des mesures de sécurité appropriées
- 7. Gestion des déchets :** Développer des plans pour gérer les déchets de construction de manière écologique.
- 8. Évaluation de la performance :** Une fois le bâtiment construit, surveiller et évaluer sa performance en termes de stabilité structurelle, d'efficacité, etc.

Chaque étude de génie civil sur un bâtiment est unique et dépend des spécifications du projet, des réglementations locales et des normes de l'industrie.



# **Chapitre I :**

# **Présentation de**

# **l'ouvrage**

## I.1.1 Introduction :

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation Le bâtiment sera implanté à Batna, classée par le règlement parasismique Algérien "RPA 99 version 2003" en (zone sismique I), groupe d'usage 2.

## I.1.2 Caractéristiques géométriques :

- 1) La hauteur totale du bâtiment :27.54m.
- 2) La largeur de construction : 27.8 m.
- 3) La longueur de construction : 28.1m.
- 4) La hauteur de l'étage: 3.06m.

## I.1.3 Les réglementations algériennes :

- D.T.R. B.C. 2.2 **Charges permanentes et charges d'exploitation.**
- D.T.R. C 2 à 2,9 **Règlement neige et vent «R.N.V. 99»** pour l'événement **climatique.**
- D.T.R. C 2-4.7 **Règlement neige et vent «R.N.V. 2013»** pour l'événement **climatique.**  
(Charge du vent et -Charge de la neige)
- D.T.R. B.C. - 2.48 **Règle parasismique algérienne «R.P.A. 99».**
- D.T.R. B.C. - 2,41 **Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.**
- D.T.R. B.C. - 2.331 **Modalités de calcul des fondations superficielles.**

## I.2 Conception de structure :

### Systeme porteur :

La structure est composée d'une ossature en béton armé pour laquelle on propose pour son contreventement les variantes différentes :

Contreventement par des voiles en béton armé

Portique (poteau- poutre)

### Les planchers :

Dans notre projet il y a 2 types de plancher.

Des dalles pleines en béton armé.

Des planchers en corps creux.

### Les escaliers et les ascenseurs :

L'accès aux étages supérieurs s'effectue par :

Types d'escaliers : à paillasse adjacentes

Un ascenseur

### Maçonneries :

- Pour les murs intérieurs une cloison simple de 10 cm d'épaisseur.
- Pour les murs extérieurs de 30 cm d'épaisseur, à double parois.

### Revêtements :

✓ Enduit de ciment

✓ Enduit de plâtre

✓ Carrelage

### Fondation :

corriger le paragraphe

Le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales de limiter les tassements différentiels le système de fondation doit être homogène.

### Type de coffrage :

Les éléments structuraux sont réalisés par un coffrage métallique ou coffrage en bois.

## I.3 Caractéristiques des matériaux

Les calculs des structures en béton armé reposent sur des hypothèses de recherche prenant en compte les propriétés physiques, chimiques et mécaniques des matériaux (béton et acier)

### I.3.1 Définition

Le béton est une pierre artificielle obtenue par le durcissement d'un mélange de ciment, d'eau, et des granulats gros ou fins (sable et pierre concassée ou gravier) et d'adjuvants. Qui peut varier en fonction de ses utilisations.

**Ciment** : Le ciment est un liant hydraulique composé de poudre fine.

Ajoutez-y de l'eau pour former une pâte qui se solidifiera grâce à l'hydratation et durera longtemps.

Sur une période de temps plus ou moins longue. Pour fabriquer du béton ou du mortier, nous utilisons du ciment

Le gris commun s'appelle Portland

**Agrégat** : L'agrégat est constitué d'un groupe de particules minérales qui dépendent de leur

Précise les dimensions (entre 0 et 125 mm) utilisées dans la fabrication du béton et du mortier.

**Eau de gâchage** : Elle fait partie intégrante du béton et participe à toutes les étapes du béton.

La durée de vie d'un matériau dépend de ces propriétés physiques et chimiques.

**Adjuvants** : sont de très petites quantités de substances actives ajoutées à cet effet

Affectant certaines propriétés par des effets chimiques ou physiques. Ils ne doivent pas

N'altère pas la durabilité du béton ni aucune autre propriété du béton.

Soyez armé.

### I.3.2 Composition du béton

- Le béton utilisé est un béton dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de CPA325,  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .

- Les armatures sont en acier : FeE400 type 1.

- La contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$ .

### I.3.3 Caractéristiques physiques

#### **Masse volumique**

La masse volumique du béton est comprise entre 2,2 et 2,5 t/m<sup>3</sup>. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.

**Coefficient de dilatation :**

Comme tout matériau, le béton réagit à la température, l'effet de celle-ci est très important surtout dans le cas des constructions hyperstatiques ou des dégâts considérables peuvent surgir. Il est donc nécessaire d'en tenir compte la variation de température à considérer est de (-40 à +30) °C avec une température initiale de 5 à 10°C, le coefficient de dilatation thermique du béton varie entre (0,7 à 1,2)10<sup>-5</sup> et en moyenne. Il est de l'ordre de 10<sup>-5</sup> l'unité

$$\frac{\Delta l}{l} = \alpha \cdot \Delta T$$

Avec :  $\alpha$ : Coefficient de dilatation

$\Delta T$ : Variation de température

$\frac{\Delta l}{l}$ : Déformation de dilatation

**Retrait :**

C'est un phénomène de raccordement qui accompagne la prise du ciment, on peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de température entraînant un raccourcissement. Le durcissement sous l'eau diminue beaucoup les effets de retrait. On peut déduire que le retrait est une fonction de la quantité de ciment, d'eau et des conditions climatiques.

**Fluage :**

Pour la plupart des matériaux, la relation entre la contrainte et la déformation varie en fonction du temps : l'augmentation graduelle de la déformation sous la charge maintenue constante avec le temps est due au fluage. Le fluage peut donc être défini comme une augmentation de la déformation sous une contrainte constante. Comme cette augmentation de la déformation peut être plusieurs fois supérieure à la déformation sous l'application d'une charge, la prise en compte du fluage est d'une importance considérable lors du calcul des structures en béton.

**I.3.4 Caractéristiques mécaniques****➤ Résistance à la compression :**

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours  $f_{c28}$  exprimée en MPa. La résistance caractéristique à la compression  $f_{cj}$  est :

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

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

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

➤ Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours est défini par la relation suivante :  $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$  On aura donc pour :  $f_{c28} = 25 MPa \Rightarrow f_{t28} = 2,1 MPa$

➤ Déformation longitudinale du béton :

Déformation instantanée

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures  $E_{ij} = 32164,2 MPa$  Déduite de la formule :  $E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{cj}} \text{ MPa}$

Déformation différées

Pour des charges d'une durée d'application on a :  $E_{vj} = 3700 \sqrt{f_{cj}} \text{ MPa}$  dans notre cas

$E_{vj} = 1,08 \times 10^4 \text{ MPa}$

Coefficient de poisson

$\nu = 0$  béton fissuré à l'ELU  $\nu = 0,2$  béton non fissuré à l'ELS

➤ Contraintes limites:

✓ Etat limite ultime:

Notation :

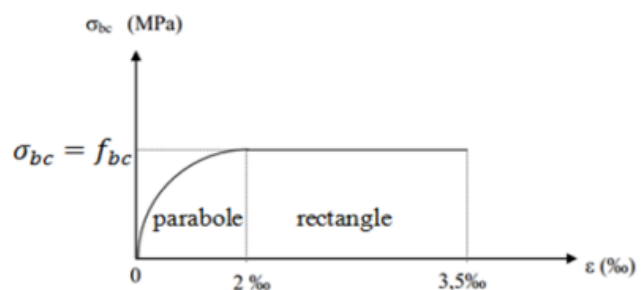
$\theta_b = 1$  Durée > 24 h

$\theta_b = 0,9$  1h < durée < 24 h

$\theta_b = 0,85$  Durée < 1h

$\gamma_b = 1,5$  Combinaisons courants

$\gamma_b = 1,15$  Combinaisons accidentellestion .contrainte limite



Domaine parabole :

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 0,2\% \sigma_{bc} = f_{bc} \left[ 1 - \left( \frac{2 \times 10^{-3} - \epsilon_{bc}}{2 \times 10^{-3}} \right) \right]$$

Domaine rectangle

$$0,2\% \leq \varepsilon_{bc} \leq 0,35\% \sigma_{bc} = f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta_b \times \gamma_b}$$

**I.4. L'acier**

Le matériau acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage. C'est un matériau homogène qui résiste bien en traction qu'en compression. Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont de 3 types :

✓ Les ronds lisses (RL) :

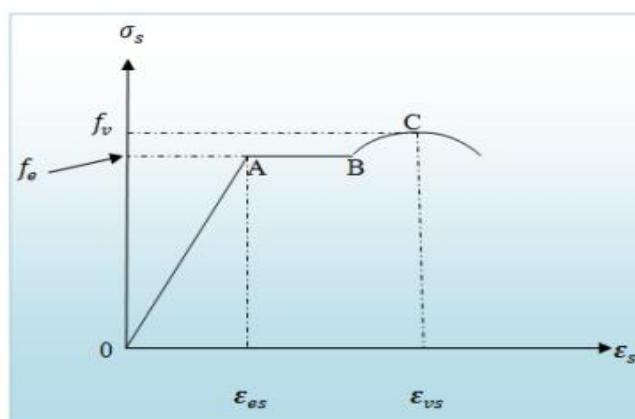
Ce sont fabriquées à partir d'acier naturelle. Les nuances utilisées sont les Fe E 215 et Fe E 235.

✓ Les armatures à haute adhérence (HA)

Pou augmenter l'adhérence entre le béton et l'acier, on utilise des armatures de forme spéciales qui la plupart du temps ont subit des traitements mécaniques pour augmenter le domaine d'élasticité. On utilise les nuances FeE 400 et FeE 500.

✓ Les treillis soudés (TS):

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs croisements. On distingue les treillis soudés à fils tréfilés lisses dits TSL des treillis soudés à fils à haute adhérence dits TSHA

**Relation contrainte- déformation ( $\sigma - \varepsilon$ ):****contrainte- déformation ( $\sigma - \varepsilon$ )**

Entre 0-A (domaine élastique et linéaire):

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \rightarrow \text{loi de hook}$$

$E_s = 200000 \text{ MPa}$  (module de young) .

Entre A-B (domaine plastique) :

L'éprouvette s'allonge à un effort constant, il subsiste un allongement permanent  $> \epsilon_{es}$ .

Entre B-C (zone de raffermissement) :

L'éprouvette contenue de sa longueur, la contrainte atteint un maximum c'est la contrainte de rupture.

❖ Caractéristiques mécaniques :

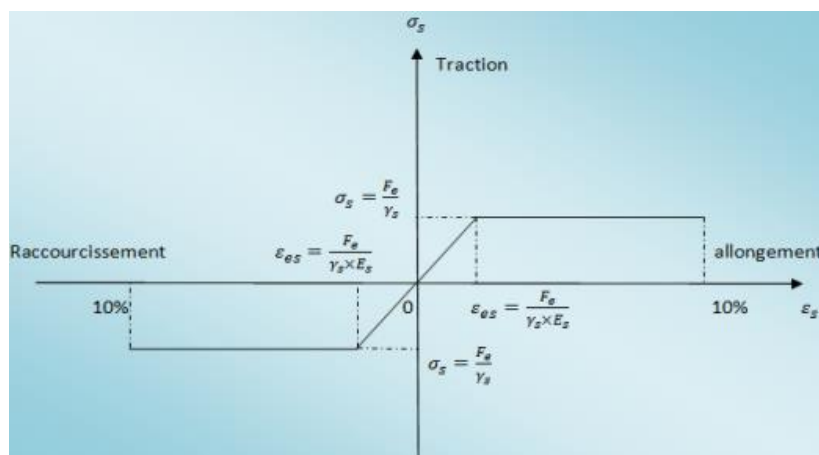
type	Nuance	$f_c$ (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	$f_cE22$	215	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées
	$f_cE24$	235	
Barres HA Type 1 et 2	$f_cE40$	400	Emploi courant.
	$f_cE50$	500	
Fils tréfiles HA Type 3	$f_cTE40$	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	$f_cTE50$	500	

**Tableau I\_1:** caractéristiques mécaniques

**Contrainte limite de l'acier :**

Etat limite ultime (ELU):

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante au de la de cette limite. On a les diagrammes contraintes- déformations



*diagramme contraintes-déformation*



On adopte le diagramme contrainte –déformations suivant avec : diagramme

$\sigma_s$ : Contrainte de l'acier

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur

$\gamma_s = 1,15$  situation durable ou transitoire

$\gamma_s = 1,0$  situation accidentelle

Rond lisse ( $f_e = 235$  MPa)

$\sigma_s = 204,34$  MPa situation durable ou transitoire

$\sigma_s = 235$  MPa situation accidentelle

Haute adhérence ( $f_e = 400$  MPa)

$\sigma_s = 348$  MPa situation durable ou transitoire

$\sigma_s = 400$  MPa situation accidentelle

$\epsilon_s$ : Allongement relatif de l'acier  $\epsilon_s = \Delta l / L$

### **Etat limite ultime (ELS):**

Fissuration peu nuisible: pas de limitation

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s \leq \sigma_s = \min \{2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_t}\}$ .

Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s \leq \sigma_s = \min \{1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_t}\}$ .

### **Allongement de rupture :**

$\epsilon_s$  = allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

Module d'élasticité longitudinale : Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations, il sera pris égale à :  $E_s = 2,1.10^5$  (MPa).

Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU

Hypothèse de calcul :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

Etat limite ultime (E.L.U) :

Les sections planes restent planes après déformation (hypothèse de BERNOUILLI) Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton

Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à La traction

Le raccourcissement unitaire de béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.

L'allongement unitaire dans les aciers les limite à 10‰.

### **Etat limite de service (ELS) :**

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Convention des sections planes. La résistance du béton à la traction est négligeable
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La contrainte de calcul, notée «  $\sigma_s$  », est définie par la relation :  $\sigma_s = Fe/\gamma_s$ .

**Chapitre II :**  
**Prédimensionnement**  
**Et descente des charges**

**II.1.1.Introduction**

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements RPA99/version 2003 et BAEL91.

**II.1.2. Planchers à Corps Creux**

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le BAEL 91 (art B.6.8, 423).

Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424).

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour les quelles le rapport h/L est au moins égal à 1/22,5.

L : est la plus grande portée parallèle au poutrelles (L= 480 cm).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{480}{22.5} = 21.33 \text{ cm.}$$

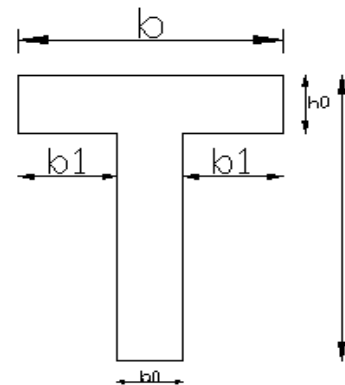
Soit  $h_t = 24 \text{ cm}$  (20+4).

Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

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

-Le hourdis choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de

Longueur 55 cm.*schéma de poutrelle.*



-La section en travée à considérer est une section en T.

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

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \dots\dots\dots (c. v) \\ \frac{L}{10} = \frac{565}{10} = 56.5 \text{ cm} \dots\dots\dots (c. v) \end{array} \right\}$$

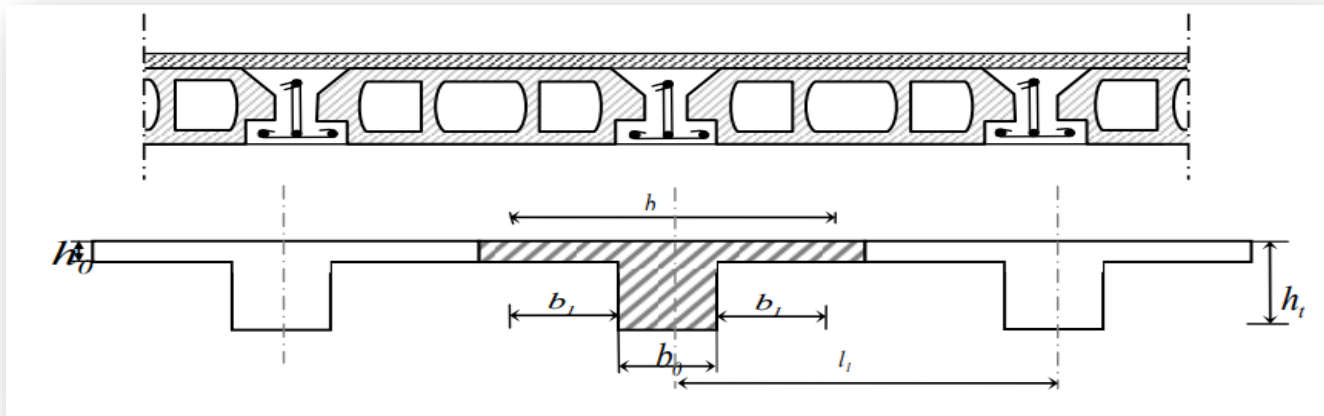
$L_n$  : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend  $b_1 = 27.5 \text{ cm}$ .

$$b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm.}$$

Soit  $b = 65$  cm.



. *Schéma de la dalle corps creux.*

### II.1.3. Les poutres

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction, conçue pour résister à la flexion.

#### II. 1.3.1 Poutres Principales

- Condition de la portée: BAEL83

$$h = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

$L_{\max}$ : la plus grand portée.

$L_{\max} = 7.80$  m.

$$h = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) 780 = (52 \div 78) \text{ cm.}$$

On prend :  $h = 65$  cm.

La largeur de la poutre suivant cette condition :  $b = (0,2 \div 0,5) h$ .

$$b = (0,2 \div 0,5) 65 = (13 \div 32,5) \text{ cm.}$$

On prend :  $b = 35$  cm.

- Condition R.P.A.2003 : les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 65 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \Rightarrow \frac{65}{35} = 1,85 < 4 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

$$b_{\text{Max}} \leq 1,5 h + b_1 \Rightarrow b_{\text{Max}} = 35 \text{ cm} .$$

$$1,5 h + b_1 = 132,5 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} < 132,5 \text{ cm}$$

**Toutes les conditions sont vérifiées, Alors on prend les dimensions des poutres transversales (35 × 65) cm<sup>2</sup>.**

### II. 1.3.2. Poutres Secondaire

- Condition de la portée:

$$h = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\text{Max}} \quad / \quad L_{\text{Max}} = 4,8 \text{ m}$$

$$h = (32 \div 48) \text{ cm}.$$

On prend : h = 50 cm.

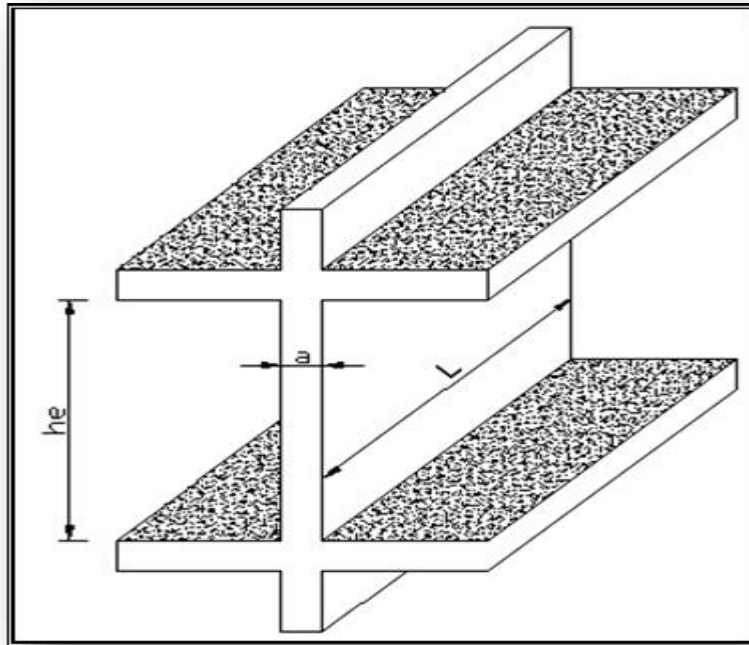
$$b = (0,2 \div 0,5) h = (10 \div 25) \text{ cm} . \quad \text{On prend : } b = 35 \text{ cm}.$$

**Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres longitudinales égales (35×50)cm<sup>2</sup>.**

### II. 1.4.les voiles

D'après (RPA.99 version 2003) art 7.7.1

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



Coupe de voile en élévation

Pour les voiles linéaires l'épaisseur minimale est fixée par le RPA 2003 comme suit :

**$a \geq h_e / 20$  = la hauteur d'étage entre deux planchers.**

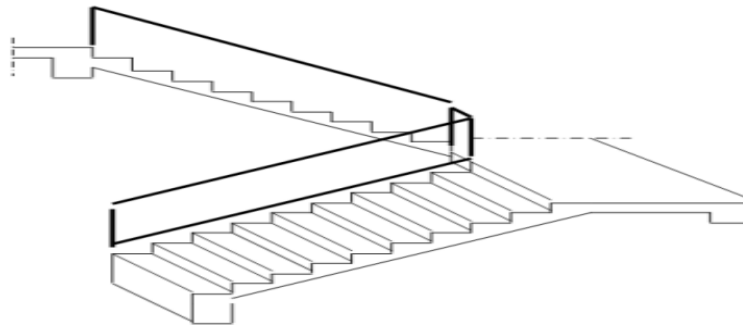
$$h_e = 306 - 24 = 282 \text{ cm}$$

$$a \geq 282 / 20 = 14.1 \text{ cm} \quad \text{on prend } = 20 \text{ cm}$$

### II.1.5. L'escalier

Les escaliers desservant les différents niveaux des bâtiments sont constitués d'une paillasse et un palier de repos, un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

Notre bâtiment à usage d'habitation comporte le même type d'escalier, il a une forme droite, composé de deux volées et un palier de repos.

*escalier*

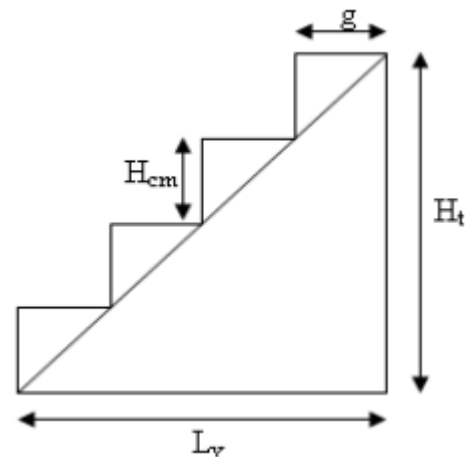
- Pour passer d'un étage à l'autre facilement, on prend « h » entre 14 et 20cm :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

Et « g » entre le 22 cm et 33cm :  $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

- Pour vérifier que la condition convient, on utilise la formule empirique de « BLONDEL » :  $g+2h=m$

Avec :  $59\text{cm} \leq m \leq 66\text{cm}$



Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de Blondel qui est:

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \leq 28 + 2(17) \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \leq 62 \leq 66 \text{ cm}$$

Nombre de contre marche

$$n = H/h = 153/17 = 9 \text{ contremarche}$$

Nombre de marche

$$n' = n - 1 = 9 - 1 \Rightarrow n' = 8 \text{ march}$$

### Calcul de l'épaisseur de la paillasse :

Type d'escalier : parallèle

Longueur de paillasse

$$L = (n - 1)g = (9 - 1)27 \Rightarrow L = 216 \text{ cm}$$

L'inclinaison  $\alpha$ :

$$\tan \alpha = h_e/L \text{ Avec } h_e = H/2 = 306/2 = 153 \text{ cm}$$



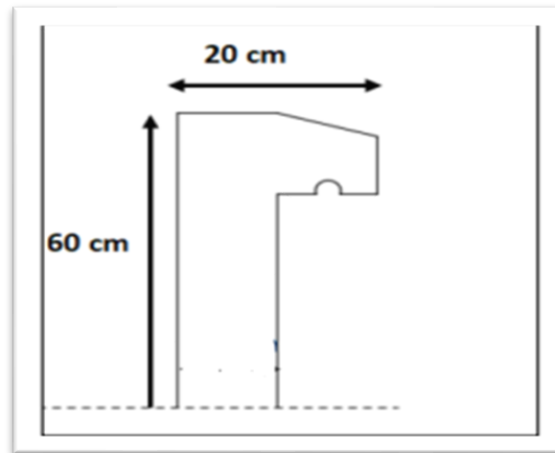
$$\tan \alpha = 153/195 = 0,7 \Rightarrow \alpha = 34,9^\circ$$

L'épaisseur de la paillasse :

$$L_0/30 \leq e \leq L_0/20 \text{ Avec } L_0 = L/\cos \alpha = 195/\cos 34,9 = 237,7 \text{ cm}$$

$$237,7/30 \leq e \leq 237,7/20 \text{ On adopte } e = 14 \text{ cm .}$$

### II.1.6.Acrotère



$$S = (0,6 \times 0,15) + (0,1 \times 0,1) + (0,1 \times 0,1) / 2 = 0,105 \text{ m}^2$$

$$G = 0,105 \times 25 = 2,63 \text{ KN/ml}$$

### II.1.7.Les balcons : dalle pleine

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.

#### 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.

$$L_x = 1,5 \text{ m}$$

$$e \geq L_x/20 \quad \text{-----} \quad e \geq 150/20 = 7,5 \text{ cm}$$

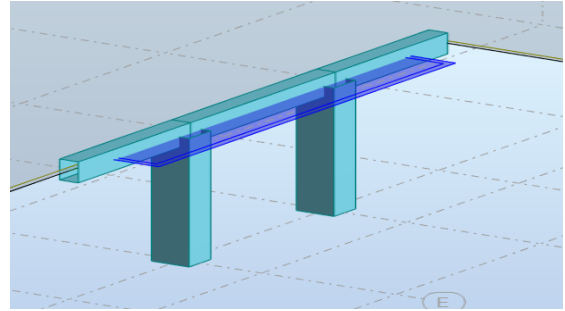
Résistance au feu

$e = 7\text{cm}$  pour une heure de coupe feu.

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

$e = 17.5\text{ cm}$  pour quatre heures de coupe feu .

On choisie = **16 cm** .

**II.1.8. Les poteaux**

Selon les règles (RPA99/v.2003) art (7.4.1) dans la zone I

$\text{Min}(b_i; h_i) \geq 30\text{cm} \Rightarrow 60\text{ cm} > 25\text{ cm}$  .

$\text{Min}(b_i; h_i) \geq h_e/20 \Rightarrow 306/20 = 15.3 \leq 55\text{ cm}$

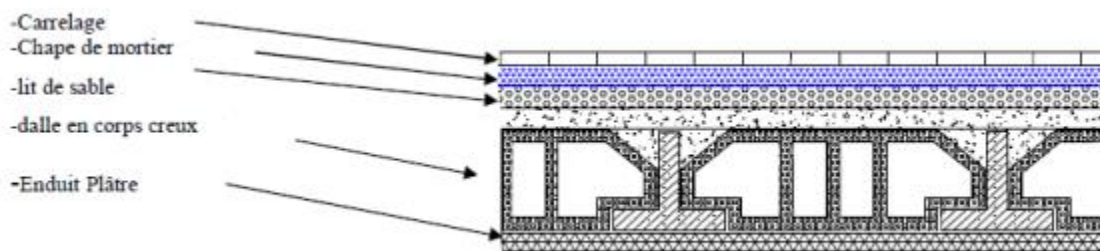
$1/4 \leq b/h \leq 4 \Rightarrow 0.24 \leq 0.78 \leq 4$  .

On adopte une section rectangulaire de **(60x70) cm<sup>2</sup>**

**II.2. Descente des charges****II.2.1. Evaluation des charges**

Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q sont évaluées selon le D.T.R.B.C.22 .

Plancher étage courant :

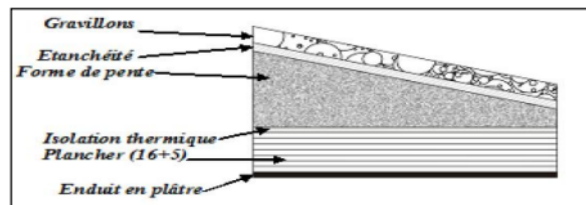


	Epaisseur <b>e</b> (cm)	Masse volumique <b><math>\rho</math></b> (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente <b>G</b> (KN/m <sup>2</sup> )
Cloisons	10	10	1
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	3	20	0.6
Lit de sable	3	18	0.54
Dalle à corps creux	24	/	3.2
Enduit de plâtre	2	10	0.2
		<b>G</b>	<b>5.94</b>
		<b>Q</b>	<b>1.5</b>

Evaluation de charges plancher étage courant.

**Tableau II\_1** :Evaluation des charges plancher étage courant

Plancher terrasse inaccessible:



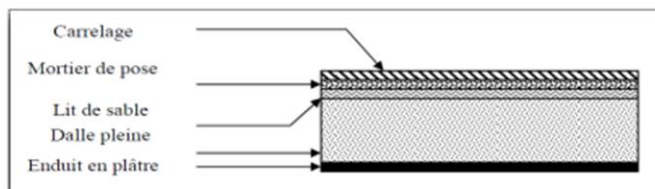
Plancher terrasse inaccessible.

	Epaisseur <b>E</b> (cm)	Masse volumique <b><math>\rho</math></b> (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente <b>G</b> (KN/m <sup>2</sup> )
Gravions de protection	5	20	1
Étanchéité multicouche	2	/	0.12
Forme de pente	8	20	1.6
Isolation thermique	4	4	0.16
Dalle à corps creux	24	/	3.2
Enduit de plâtre	2	10	0.2
		<b>G</b>	<b>6.28</b>
		<b>Q</b>	<b>1</b>

Evaluation de charges plancher terrasse inaccessible.

**Tableau II\_2** :Evaluation des charges plancher terrasse inaccessible .

-Balcon :



Balcon.

	Epaisseur <b>E</b> (cm)	Masse volumique <b>ρ</b> (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente <b>G</b> (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	3	20	0.6
Lit de sable	3	18	0.54
Dalle pleine	16	25	4
Enduit de ciment	2	18	0.36
		<b>G</b>	<b>5.9</b>
		<b>Q</b>	<b>3.5</b>

Evaluation de charges balcon.

**Tableau II\_3** :Evaluation des charges balcon.

-Paillasse :

<b>1)Les charges permanentes :</b>		
Carrelage.....	$0,02 \times 20 =$	0,4 KN/m <sup>2</sup>
Dalle incline.....	$(25/\cos\alpha) \times 0,14 =$	4.4KN/m <sup>2</sup>
Mortier de pose.....	$0,02 \times 20 =$	0,4 KN/m <sup>2</sup>
Couche de sable.....	$0,03 \times 18 =$	0,54 KN/m <sup>2</sup>
Poids des marche.....	$(0,17 \times 25) / 2 =$	2.125 KN/m <sup>2</sup>
Enduit de ciment.....	$0,02 \times 10 =$	0,2 KN/m <sup>2</sup>
<b>G =</b>		<b>8.065KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Q =</b>		<b>2.5KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II\_4** :Evaluation des charges paillasse.

Palier :

Carrelage.....	$0,02 \times 20 =$	0,4 KN/m <sup>2</sup>
Mortier de pose.....	$0,02 \times 20 =$	0.4 KN/m <sup>2</sup>
Couche de sable.....	$0,03 \times 18 =$	0,54 KN/m <sup>2</sup>

Dalle pleine.....	0, 14 ×25 =	3.5 KN/m <sup>2</sup>
Enduit de ciment.....	0, 02×10=	0.2 KN/m <sup>2</sup>
<b>G =</b>		<b>5.04KN/ m2</b>
<b>Q =</b>		<b>2.50 KN/m2</b>

**Tableau II\_5** :Evaluation des charges palier.

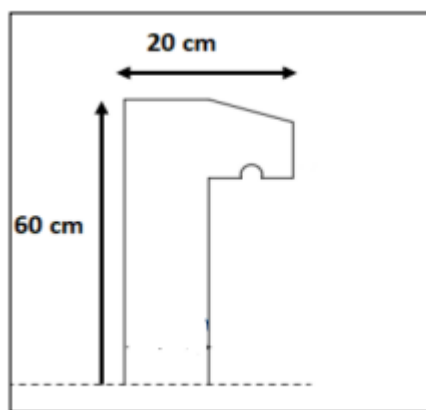
-Murs extérieurs :

	Epaisseur <b>e</b> (cm)	Masse volumique <b>ρ</b> (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente <b>G</b> (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur (ciment)	2	18	0.36
Briques creuses 15 cm	15	/	1.3
Briques creuses 10 cm	10	/	0.9
Enduit intérieur (plâtre)	2	10	0.2
		<b>G</b>	<b>2.76</b>

Evaluation de charges murs extérieurs.

**Tableau II\_6** :Evaluation des charges Murs extérieurs .

-Acrotère :



Acrotère.

$$S = (0,6 \times 0,15) + (0,08 \times 0,1) + (0,02 + 0,1 \cdot 2)/2 = 0,099 \text{ m}^2$$

$$G = 0,099 \times 25 = 2.475 \text{ KN/m}^2$$

## II.2.2. Descentes des charges

La descente de charge consiste à calculer les charges reprises par chaque élément vertical et horizontal, en partant de l'étage le plus haut et de les cumuler jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour chaque catégorie de charge : charge permanent G, charge d'exploitation Q.

- Loi de dégression des (DTR.B.C article 63)

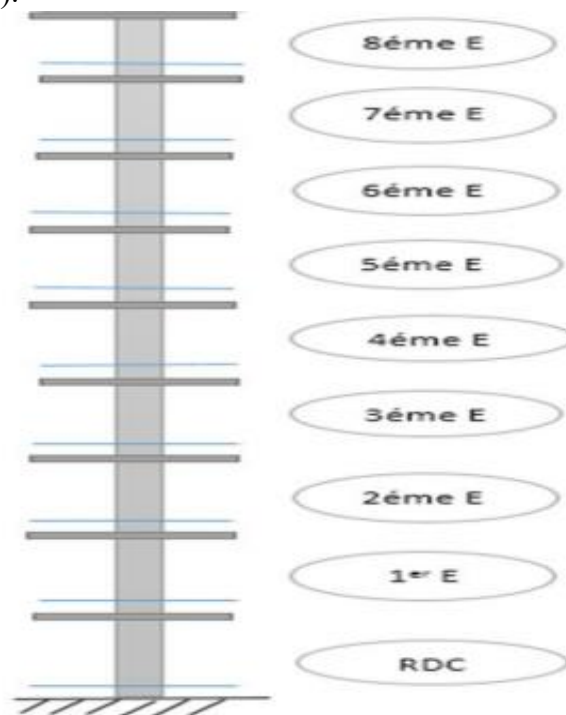
Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveau ou les occupations des divers niveaux peuvent être considéré comme indépendants. C'est le cas des bâtiment à usage d'habitation.

### Loi de dégression :

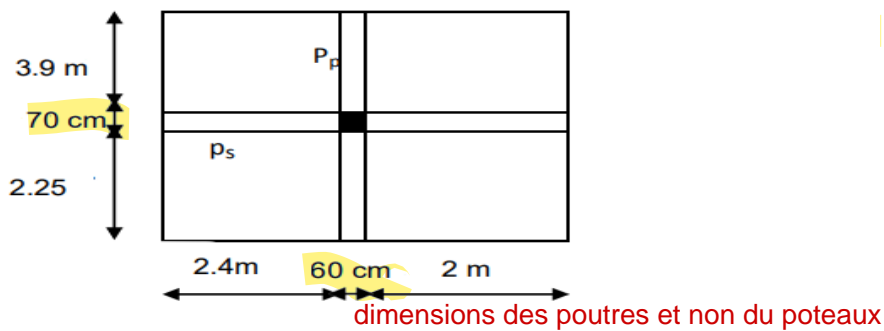
Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- } Pour la toiture ou terrasse :  $Q_0$
- } Pour le dernier étage :  $Q$
- } Pour l'étage immédiatement inférieur :  $0,9Q$
- } Pour l'étage immédiatement inférieur :  $0,8Q$

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à  $0,5Q$  (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).



. Descente des charges sur le poteau intermédiaire:



Surface afférentes :

$$S_G = (2.25 * 2.4) + (2.25 * 2) + (3.9 * 2.4) + (3.9 * 2) = 27.06 \text{ m}^2$$

$$S_Q = (2.4 + 0.6 + 2) * (2.25 + 0.7 + 3.9) = 34.25 \text{ m}^2$$

$$S_{Q_{\text{ETAGE}}} = 34.25 - (0.6 * 0.70) = 33.83 \text{ m}^2$$

Niveaux	Eléments		G(KN)	Q(KN)
1_1	Plancher terrasse :	27.06	6.43	173.996
	poutre p :	(0,35*0,65*6.15)	25	34.978
	poutre s :	(0,35*0,5*4.4)	25	19.25
	poteaux :	(0,6*0,7*3,06)	25	32.13
	surcharge : (*1)	34.25	1	34.25
2_2	Plancher étage :	27.06	5.64	152.618
	poutre p :	(0,35*0,65*6.15)	25	34.978
	poutre s :	(0,35*0,5*4.4)	25	19.25
	poteaux :	(0,6*0,7*3,06)	25	32.13
	surcharge : (*1)	33.83	1.5	50.745
3_3	Plancher étage :	27.06	5.64	152.618
	poutre p :	(0,35*0,65*6.15)	25	34.978
	poutre s :	(0,35*0,5*4.4)	25	19.25
	poteaux :	(0,6*0,7*3,06)	25	32.13
	surcharge : (*0.9)	33.83	1.5	45.67
	Plancher étage :	27.06	5.64	152.618
	poutre p :	(0,35*0,65*6.15)	25	34.978
	poutre p :	(0,35*0,65*6.15)	25	34.978

4_4	poutre s : (0,35*0,5*4.4)	25	19.25	40.596
	surcharge : (*0.8) 33.83	1.5		
5_5	Plancher étage : 27.06	5.64	152.618	35.52
	poutre p : (0,35*0,65*6.15)	25	34.978	
	poutre s : (0,35*0,5*4.4)	25	19.25	
	poteaux : (0,6*0,7*3,06)	25	32.13	
	surcharge : (*0.7) 33.83	1.5		
6_6	Plancher étage : 27.06	5.64	152.618	30.447
	poutre p : (0,35*0,65*6.15)	25	34.978	
	poutre s : (0,35*0,5*4.4)	25	19.25	
	poteaux : (0,6*0,7*3,06)	25	32.13	
	surcharge : (*0.6) 33.83	1.5		
7_7	Plancher étage : 27.06	5.64	152.618	25.37
	poutre p : (0,35*0,65*6.15)	25	34.978	
	poutre s : (0,35*0,5*4.4)	25	19.25	
	poteaux : (0,6*0,7*3,06)	25	32.13	
	surcharge : (*0.5) 33.83	1.5		
8_8	Plancher étage : 27.06	5.64	152.618	25.37
	poutre p : (0,35*0,65*6.15)	25	34.978	
	poutre s : (0,35*0,5*4.4)	25	19.25	
	poteaux : (0,6*0,7*3,06)	25	32.13	
	surcharge : (*0.5) 33.83	1.5		



9_9	Plancher étage :	27.06	5.64	152.618	25.37
	poutre p :	(0,35*0,65*6.15)	25	34.978	
	poutre s :	(0,35*0,5*4.4)	25	19.25	
	poteaux :	(0,6*0,7*3,06)	25	32.13	
	surcharge : (*0.5)	33.83	1.5		
	Total			2172.162	

**Tableau II\_7** : Descentes des charges.

**II.2.3. Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4,1)**

L'effort normal agissant ultime Nu d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_c}{\gamma_s} \right]$$

- Nu = 1,35G+1,5Q - Nu = 1.35\*2172.162+1.5\*313.338= 3402.4257KN

- N<sub>ser</sub> = G+Q - N<sub>ser</sub> = 2172.162+313.338= 2485.5 KN

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.60\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \max ( \lambda_x ; \lambda_y )$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{L_f}{b} ; \lambda_y = \sqrt{12} \frac{L_f}{h}$$

$$L_f = 0.7L_0$$

**Poteau (60\*70) :**

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{0.7*3.06}{0.7} = 10.6 \lambda_y = \sqrt{12} \frac{0.7*3.06}{0.6} = 12.36$$

$$\lambda = 12.36 \Rightarrow \alpha = 0.82$$

-Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$Br = (h-2) * (b-2) = (70-2) * (60-2) = 3944 \text{ cm}^2.$$

$$\gamma_b = 1.50 , \quad \gamma_s = 1.15 , \quad - F_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A_{min}^{BAEL} = \max\left(\frac{0.2b.h}{100}; 8\frac{(b+h)}{100}\right) = \max\left(\frac{0.2 \times 60 \times 70}{100}; 8\frac{(60+70)}{100}\right) = 8.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.7\%B \text{ (ZONE I)} = 0.007 \times 60 \times 70 = 29.4 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{min}^{BAEL}; A_{min}^{RPA}) = 29.4 \text{ cm}^2$$

Donc :  $N_u = 3402.4257 \text{ KN} \leq \bar{N} = 68275.76 \text{ KN}$       **condition vérifiée**

### II.2.4. Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1 p 50) :

- zone I :  $\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$

-  $\min(b_1, h_1) \geq h_e/20$

-  $60 > 306/20$  vérifiée

$$V = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3$$

$$V = \frac{2485500}{600 \times 700 \times 25} = 0.23 \leq 0.3 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$



**Chapitre III**  
**Les éléments**  
**secondaire**

### III.1.Introduction

Dans ce calcul on veut assurer la stabilité et la résistance des éléments secondaires de notre ouvrage (acrotère, balcon, escalier, plancher) vis-à-vis aux effets des actions vertical (permanente et exploitation) par une bonne modélisation suivit d'un calcul correct des sections d'armatures qui respectent le BAEL 91 et RPA99/V2003.

C'est à partir de la contribution de chaque élément dans la résistance aux actions sismiques ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage qu'on puisse classer les différents éléments structuraux (principaux ou secondaires).

### III.2. L'acrotère

#### III.2.1. Mode de réalisation

L'acrotère se comporte comme une console encastrée 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 surcharge horizontale due à la main courante Q

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur  $b=100\text{cm}$
- Hauteur  $H=60\text{cm}$
- Epaisseur  $e=10\text{cm}$

1. Charges permanentes

Surface :

$$S = (0.6 \times 0.15) + (0.1 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) / 2 = 0.105 \text{ m}^2$$

Poids propre de l'acrotère :

$$G = 0.105 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$$

2. Charge d'exploitation :  $Q=1,00\text{kN/ml}$

#### III.2.2. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante : [RPA 99-v2003 N°:6.2.3]

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,10

$C_p$  : Facteur de force horizontale = 0,8

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère = 2.625 KN

$F_p$ : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0.8 \times 0.10 \times 2.625 = 0.84 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN}$$

$$Q = \max(0,84 : 1)$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}$$

### III.2.3. Sollicitation

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

$$MQ = q \times h = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$$

$$NG = G = 2625 \text{ N.}$$

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

Combinaison d'action :

E.L.U : =1 on ne majore pas N

$$Nu = 1.35 \times NG = 3543.75 \text{ N/ml ;}$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$Mu = 1.5 MQ = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

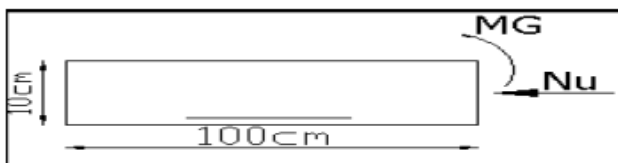
$$Tu = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/ml}$$

E.L.S :

$$N_{ser} = NG = 2625 \text{ N/ml}$$

$$M_{ser} = MQ = 600 \text{ N.ml}$$

### III.2.4. Calcul de ferrailage



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.

**Armatures longitudinales :**

E.L.U :

Détermination de l'excentricité du centre de pression

$$e = \frac{Mu}{N_u} = \frac{900}{3543.75} = 0.25 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$$e_g = 0.25 > 0.05$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple

soumise à un moment M1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

**Détermination de la section des armatures à la flexion simple :**

$$M_1 = Mu + N_u (h/2 - C) = 900 + 3543.75 (0.1/2 - 0.03) = 970.875 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{970.875}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.0139 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \sigma_b = \frac{0.85}{\gamma_b} \times F_{c28}$$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.017$$

$$\beta = [1 - 0.4\alpha] = 0.9932$$

$$A_1^u = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_1^u = \frac{970.875}{348 \times 0.9932 \times 7} = 0.401 \text{ cm}^2$$

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

$$N : \text{est un effort de compression} \Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$$

$$A = 0.401 - \frac{3543.75}{100 \times 348} = 0.29 \text{ cm}^2$$

$M_1 \text{ (N.m)}$	$\mu$	$\beta$	$A_1^u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
970.875	0.0139	0.9932	0.401	0.29

### III.2.5. Vérification

E.L.U :

Condition de non Fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{tj}}{F_e} \times \left( \frac{e_g - 0.455 \times d}{e_g - 0.185 \times d} \right)$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left( \frac{25 - 0.455 \times 7}{25 - 0.185 \times 7} \right) = 0.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.77 \text{ cm}^2$$

E.L.S :

La contrainte de traction d'armature : BAEL91 A.4.5,33

$$\text{Fissurations Préjudiciables : } \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} Fe ; 110 \sqrt{n Ft28}\right)$$

n :coeff.de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

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

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

**Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{2625} = 0.22 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

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

$$M_1 = M_{ser} + N_{ser} \left( \frac{h}{2} - C \right) = 600 + 2625(0.1/2 - 0.03) = 652.5 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{652.5}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.00937 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \sigma_b = \frac{0.85}{\gamma_b} \times Fc28$$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0117$$

$$\beta = [1 - 0.4\alpha] = 0.99532$$

$$A_1^u = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

$$A_1^u = \frac{652.5}{348 \times 0.99532 \times 7} = 0.269 \text{ cm}^2$$

**Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{Ftj}{Fe}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

**Pourcentage minimal d'armature longitudinale :BAEL(B.5.3.1)**

$$A_L \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A = \max(A^{\text{cal}}, A^{\text{min}}, A^L) \Rightarrow A = A_L = 2.5 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_1 = 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$$



**III.2.6. Vérification de l'effort tranchant : BAEL (A.5.1,1)**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \times d} \quad b_0 = b$$

$$Vu = F \times 1.5 = 0.84 \times 1.5 = 1.26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1260}{1000 \times 70} = 0.018 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \times \frac{F_{Cj}}{\gamma_b} \mid 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \times \frac{25}{1.5} \mid 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.018 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**a. Armatures de répartition : BAEL (A.8.2.41)**

$$A_r = \left( \frac{1}{4} ; \frac{1}{2} \right) \times A^l \Rightarrow A_r = (0.625 ; 1.25) \dots\dots\dots A^l = 2.5 \text{ cm}^2$$

On adopte ;  $A_r = 3T6 = 0,85 \text{ cm}^2$

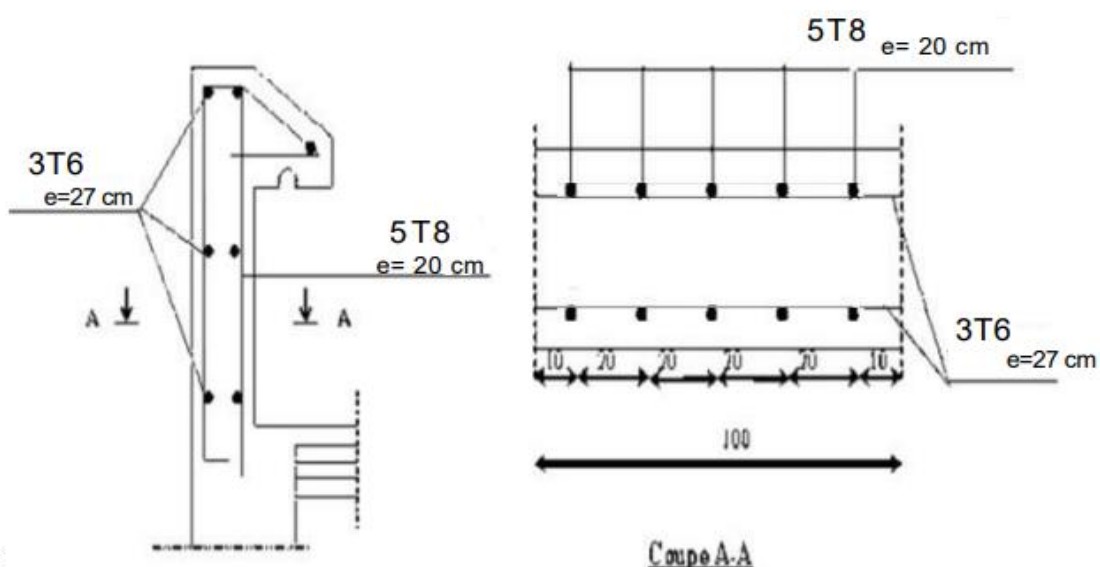
**b. Espacement des armatures : BAEL(B.5.3.3)**

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

$$A_l = 5\emptyset 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

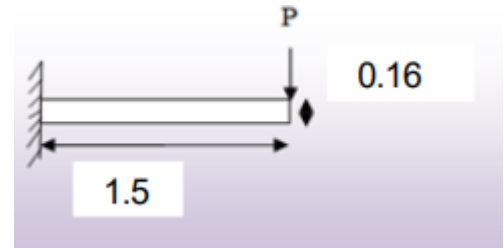
$$A_r = 3\emptyset 6 \rightarrow S_t = \frac{54}{2} = 27 \text{ cm}$$

**III.2.7. Présentation du ferrailage**



**Figure III\_1** : Ferrailage de L'acrotère.**III.3.les balcons**

Le balcon est considéré comme une porte a faux (console), on fait le calcul comme une poutre encastree d'unseul extrémite. le calcul se fait pour une bande de 1m

**III.3.1. Evaluation des charges**

Charge permanente : On a :  $G=5900 \text{ N/m}^2$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 3500 \text{ N/m}^2$

$P=2760 \times 2,90=8004 \text{ N/m}$ .

**ELU :**

$$M_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times (L^2) / 2 + (1,35 \cdot p \cdot L)$$

$$M_u = (1,35 \times 5900 + 1,5 \times 3500) \times (1,5^2) / 2 + (1,35 \times 8004 \times 1,5)$$

$$M_u = 31074,975 \text{ N.m}$$

$$T_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L + 1,35 \times p$$

$$T_u = ((1,35 \times 5900 + 1,5 \times 3500) \times 1,5) + 1,35 \times 8004$$

$$T_u = 30627 \text{ N}$$

**ELS :**

$$M_{ser} = (G+Q) \times L^2 / 2 + p \times L$$

$$M_{ser} = (5900+3500) \times 1,5^2 / 2 + 8004 \times 1,5$$

$$M_{ser} = 22581 \text{ N.m}$$

**III.3.2.Calcul du ferrailage à l'E.L.U**

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons.

-Fissuration préjudiciable :

On prend :  $C = 3 \text{ cm}$  ;  $d = h - C = 16 - 3 = 13 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{31074,975}{14,2 \times 100 \times 13^2} = 0,1294 < \mu_l = 0,392$$

$$\alpha = 1.25 ( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} ) = 0.1738$$

$$\beta = [1 - 0.4\alpha] = 0.93048$$

$$A = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

$$A = \frac{31074.975}{348 \times 0.93048 \times 13} = 7.38 \text{ cm}^2$$

### III.3.3. Vérification

Vérification à l'E.L.U :

-Condition de non fragilité : BAEL 91(ART-A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{tj}}{F_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

-Pourcentage minimal : BAEL91 (ART-B.5.3,1)

$$A_L \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2$$

-Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1)

$$T_u = 30627 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \times d} = \frac{30627}{1000 \times 130} = 0.23 \text{ MPa}$$

Comme la Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \times \frac{F_{cI}}{\gamma_b} \mid 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \times \frac{25}{1.5} \mid 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifier)}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### Vérification à l'E.L. S :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400, la vérification de  $\sigma_b$  est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq (\gamma - 1) / 2 + (f_c / 28) / 100$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{31074.975}{22581} = 1.37$$

$$\alpha \leq (1.37 - 1) / 2 + (25/100) = 0.436 \rightarrow \text{(condition vérifier)}$$

- la condition est vérifiée alors pas de vérification de  $\sigma_b$ .

- la fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de  $\sigma_s$ .

-Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification a E.L.S.

Donc :

$$A = \max (A^{\text{cal}} ; A^{\text{min}} ; A^{\text{L}}) = \max (7.38; 1.69 ; 1.6) \text{ cm}^2.$$

$$A = 7.38 \text{ cm}^2.$$

$$A = 5T14 = 7.69 \text{ cm}^2.$$

-Armature de réparation :

$$A_r = A/4 = 7.69/4 = 1,92 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

-Espacement des armatures :

A) armature longitudinal

$$SL \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (48 ; 33) \text{ cm}.$$

$$SL = \frac{100}{4.5} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } SL = 25 \text{ cm}$$

B) armature de répartition

$$S_r \leq \min (4.h; 45 \text{ cm}) = \min (64\text{cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$$

$$S_r = \frac{100}{3.4} = 33.3 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_r = 34 \text{ cm}.$$

### III.3.4. Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1)

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \frac{16}{150} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots \dots \dots (C.V)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.20}{Fe} \frac{4.20}{400} = 0.00567 < 0.0105 \quad \dots \dots \dots (C.V)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \frac{16}{150} = 0.107 \geq 0.1 (M_t = M_0) \quad \dots \dots \dots (C.V)$$

### III.3.5. Ferrailage des balcons

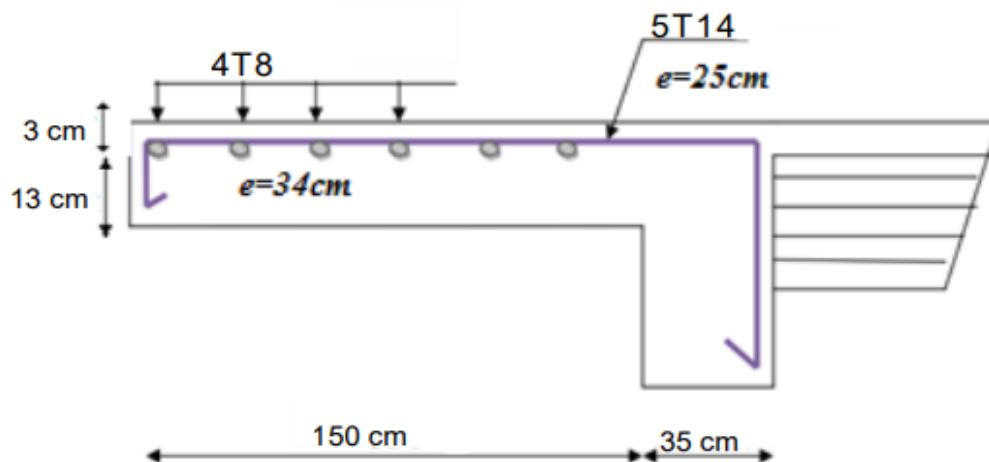


Figure III\_2 : Ferrailage de balcon.

## III.4. L'escalier

### III.4.1. Introduction

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

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

### III.4.2. Définition les éléments d'un escalier

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

#### Combinaisons d'action :

Palier :

$$G = 5.04 \text{ KN/m}^2$$

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

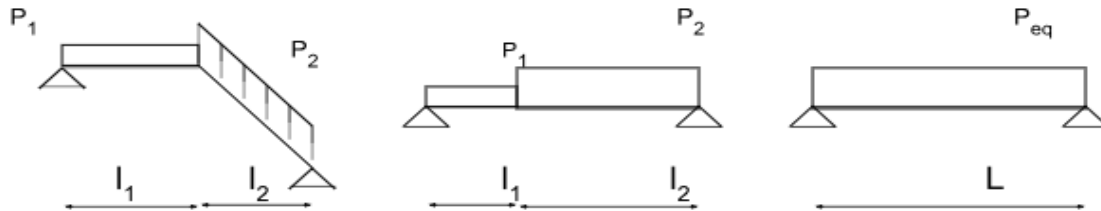
Paillasse :

$$G = 8.065 \text{ KN/m}^2$$

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

- E.L.U :  $P_u = 1,35G + 1,5Q$
- ELS :  $P_{ser} = G + Q$

	Palier (KN/mℓ)	Paillasse (KN/mℓ)
ELU	10.554	14.64
ELS	7.54	10.565



**La charge équivalente :**

La charge équivalente :  $P_{eq} = \frac{P_1 \times L_1 + P_2 \times L_2}{L_1 + L_2}$

- Le moment isostatique  $M_o = P_{eq} \times \frac{L^2}{8}$
- Moment en appuis :  $M_a = 0,3 \cdot M_o$
- Moment en travée :  $M_t = 0,85 \cdot M_o$
- L'effort tranchant :  $T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$

	$P_{eq}$ (KN/mℓ)	$M_o$ (KN.m)	$M_a = 0,3 M_o$	$M_t = 0,85 M_o$	$T_u$ (KN)
ELU	12.65	22.83	6.849	19.4055	24.035
ELS	9.09	16.407	4.9221	13.946	17.271

**III.4.3.Calcul de ferrailage**

**III.4.3.1.Armatures longitudinales**

- E.L.U :

$f_c = 400$  MPa  
 $\sigma_s = 348$  MPa ,  
 $\sigma_b = 14,2$  MPa

$\mu_\ell = 0.392$  ,  $\mu < \mu_\ell \Rightarrow \dot{A} = 0$  ; avec :  $\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2}$

L'enrobage :  $c = 3$  cm  $\rightarrow e = 14$  cm  $d = 11$  cm  $b = 1.0$  m

$\beta = (1 - 0,4 \alpha)$  ,  $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$  ,  $A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$

	$M_u$ (N.m)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	A cal (cm2 )
Travée	19405.5	0.1129	0.1501	0.93996	5.39
Appuis	6849	0.0398	0.0507	0.7972	2.24

**- E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n’y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .

- la vérification de la contrainte max du béton n’est pas nécessaire si l’inégalité suivante est vérifiée :  $\alpha \leq \bar{\alpha}$

$$\bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	Mu (N.m)	Ms(N.m)	$\gamma$	fc28(MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
Travée	19405.5	13946	1.39	25	0.445	Vérifier
Appuis	6849	4922.1	1.39	25	0.445	Vérifier

**condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2.1)**

- Section minimal d’armatures :

$$A^1_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A^1_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 11 \times \frac{2.1}{400} = 1.32 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A^2_{\min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 14 = 1.4 \text{ cm}^2$$

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

	Au (cm <sup>2</sup> )	A <sup>1</sup> <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>2</sup> <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	5.39	1.32	1.4	5.39	5.65=5T12
Appuis	2.24	1.32	1.4	2.24	2,51=5T8

**Tableau III\_1** : Choix de l’armature de L’escalier.

**III.4.3.2. Les armatures de répartitions**

$$A_t = A_l / 4$$

	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	5.65	1.41	2,01=4T8
Appuis	2,51	0.62	0.85=3T6

**III.4.4. Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 4.2)**

a- Armatures longitudinale :

$$St \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min ( 3 \times 14 : 33\text{cm} ) = \min (42 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

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

$$\text{-Appuis : } St = \frac{100}{4} = 20 \text{ cm}$$

b-Armatures répartition :

$$St \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 14 : 33 \text{ cm}) = \min(56 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

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

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

### III.4.5. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte tangente : BAEL91 (art A.5.1,1)

$$T_u = 24035 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{24035}{1000 \times 110} = 0.21 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{F_{cI}}{\gamma_b} \mid 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5} \mid 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)}$$

### III.4.6. Vérification de la flèche

$$1/ h/L \geq Mt/(10.M_o) \rightarrow 14/380 \geq 19405.5/(10 \times 22830) = 0.036 < 0.085 \dots\dots\dots \text{(condition non vérifier)}$$

$$2/ A/(b.d) \leq 4.00/Fe \rightarrow 5.65/(100 \times 11) = 0.0054 < 4.2/400 = 0.01 \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)}$$

$$3/ / h/L \geq 1/16 \rightarrow 14/380 = 0.0368 < 0.0625 \dots\dots\dots \text{(condition non vérifier)}$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

**Selon CBA 93 ART On a**

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

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = 0.0049$$

$$\lambda_i = 4.28$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2+3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 1.71$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.4 \text{ MPa}$$



$$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + \eta \left[ A \left( \frac{h}{2} - d \right)^2 + A_c \left( \frac{h}{2} - d \right)^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{10014^3}{12} + 15 \left[ 5.39 \left( \frac{14}{2} - 11 \right)^2 \right] = 24160.267 \text{ cm}^4$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 0.58$$

$$I_{fi} = 7631.6 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 13342.85 \text{ cm}^4$$

$$F_i = \frac{M L^2}{10 E_i I_{fi}} = 0.3 \text{ mm}$$

$$F_v = \frac{M L^2}{10 E_v I_{fv}} = 0.51 \text{ mm}$$

$$\Delta f = F_v - F_i$$

$$\Delta f = 0.51 - 0.3 = 0.19 \text{ mm}$$

$$f = \frac{L}{500} = \frac{1950}{500} = 3.9 \text{ mm} > \Delta f = 0.19 \text{ mm}$$

Schéma de ferrailage de l'escalier:

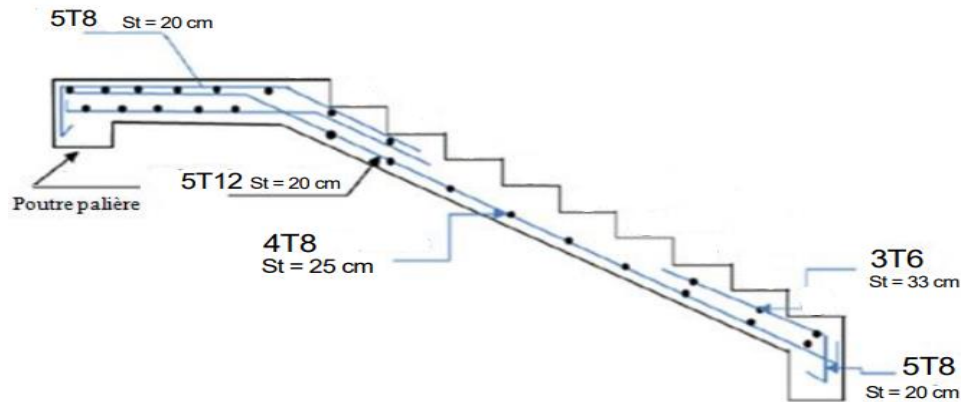


Figure III\_2 : Ferrailage de L'escalier.

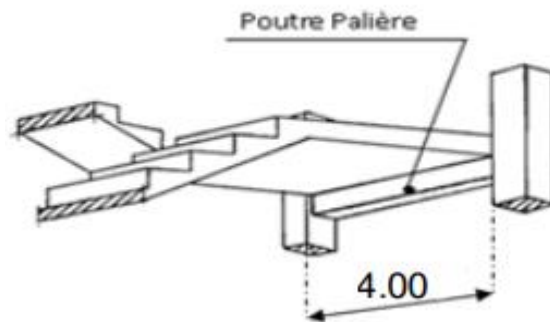
### III.5. Étude de la poutre palière

#### III.5.1. Dimensionnement

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- .  $b \geq 20 \text{ cm}$
- .  $h \geq 30 \text{ cm}$
- .  $h/b \leq 4$

soit : les dimensions de la poutre palière (35×40) cm<sup>2</sup>.



#### III.5.2. Les hypothèse de calcul

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, Elle est soumise à :

Son poids propre **g**

La réaction de l'escalier (**P, q**)

Poids du mur extérieur **g<sub>m</sub>**

- Les charges:

- $g = b \cdot h \cdot \gamma = 0,35 \times 0,40 \times 25 = 3.5 \text{ KN/ml}$
- $P = P_{eq} \times \frac{L}{2} = 8.69 \times \frac{4}{2} = 17.38 \text{ KN/m}$
- $q = Q \times \frac{L}{2} = 2.5 \times \frac{4}{2} = 5 \text{ KN/ml}$
- $g_m = 1.36 \times \left( \frac{3.06}{2} - 0.5 \right) = 1.401$

-Calcul de la poutre à la flexion :

➤ **Combinaisons d'actions :**

<b>ELU</b>	<b>Pu</b>	$1.35(g + P + g_m) + 1.5q$	37.57 (KN.m)
<b>ELS</b>	<b>Pser</b>	$(g + P + g_m) + q$	27.281 (KN.m)

➤ **Les sollicitations:**

	$M0 = \frac{Pl^2}{8} \text{ KN.m}$	$Ma = 0.3M0$	$Mt = 0.85M0$	$Tu = \frac{Pl}{2}$
E.L.U	75.14	22.542	63.869	150.28
E.L.S	54.562	16.369	46.378	109.124

**III.5.3. Calcul de ferrailage**

➤ ELU:

**L'enrobage :**

=>> C = 3cm =>> d = h - 3=>> d= 40-3= 37 cm.

- $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$
- $\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow Ac = 0 \Rightarrow$  Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires
- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$
- $\beta = (1 - 0.4\alpha)$
- $A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$

	$M_u$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cat}$
<i>Travée</i>	63.869	0.093	0.122	0.9512	5.21
<i>Appui</i>	22.542	0.033	0.04	0.984	1.77

**Les armatures longitudinales**

➤ ELS:

- La fissuration est peu nuisible =>> Il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .
- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

suiivante est::  $\alpha < \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	$M_u$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)	$\gamma$	$f_{c28}$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	condition
<i>Travée</i>	63.869	46.378	1.37	25	0.122	0.435	CV
<i>Appuis</i>	22.542	16.369	1.37	25	0.04	0.435	CV

➤ **Condition de non fragilité selon BAEL91 (art A.4.2.1) page 22:**

$$A'_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A'_{min} \geq 0.23 \times 35 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.56cm^2$$

➤ **Pourcentage minimal CBA93 article (B.6.4):**

$$A_{min}'' \geq 0.001 \times b \times h \Rightarrow A_{min}'' \geq 0.001 \times 35 \times 40 = 1.4cm^2$$

$$A_{min} = \max (A_{min}'; A_{min}'') = A_{min}' = 1.56 cm^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.005bh = 7.00cm^2$$

	$A_{cal}(cm^2)$	$A'_{min}(cm^2)$	$A_{min}''(cm^2)$	$A_{min}^{RPA}(cm^2)$ Amin sur toute la section	$A_{max}(cm^2)$	$A_{adopt}(cm^2)$
Travée	5.21	1.56	1.4	7	7	4T16=8.04
Appuis	1.77	1.56	1.4	7	7	4T16=8.04

Tableau III\_2 : Choix de l'armature de poutre palier.

### III.5.4. Vérification de l'effort tranchant : BAEL 91 (A.5.1)

- $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{150.28 \times 10^3}{350 \times 370} = 1.15 \text{ Mpa}$
- les fissurations peu nuisibles, donc:

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] = \min \left[ 0.20 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ Mpa} \right] = \min [3; 33; 5] = 3.33 \text{ Mpa}$$

- Alors:  $1.15 < 3.33 \text{ Mpa (CV)}$

### III.5.5. Les armatures transversales : RPA 99/version2003(7.5.2.2)

- **Zone nodale:**

$$St = \min (h/4; 12\phi_1) = \min (10; 36) = 10 \text{ cm}$$

$$At = 0,003 \cdot St \cdot b = \Rightarrow At = 0,003 \cdot 10 \cdot 35 = 2.1 \text{ cm}^2 = \Rightarrow \text{On adopte } 3\phi 8 = 3.02 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante:**

$$S \leq \frac{h}{2} = \Rightarrow S \leq \frac{40}{2} = \Rightarrow S = 20 \text{ cm}$$

$$At = 0,003 \cdot St \cdot b = \Rightarrow At = 0,003 \cdot 20 \cdot 35 = 2.1 \text{ cm}^2 = \Rightarrow \text{On adopte } 6\phi 8 = 3.02 \text{ cm}^2$$

### III.5.6. Calcul de la poutre à la torsion

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier

$$M_t = M_a \text{ (escalier)}$$

On utilise les règles exposées dans le BAEL91 [4].

### III.5.6.1. Contraintes tangentes de torsion

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier:

$$T_u = M_a (\text{escalier}) = 22.542 \text{ KN.m}$$

Le moment de torsion maximale:

$$M_{tor} = M_a \times \frac{L}{2} = 22.542 \times \frac{4}{2} = 45.084 \text{ KN.m}$$



#### ➤ Vérification de béton:

##### ❖ Contrainte tangente due a l'effort tranchant :BAEL91(A.5.4.21)

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi "bt" est égale au  $\frac{1}{6}$  du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieure de la section.

$$\tau_{uv} = \frac{T_u}{2 \times \Omega \times b_0} \quad \text{formule de "Rausch"}$$

$$T_u = \text{Moment de torsion} (T_u = 22.542 \text{ KN.m}) = 22542 \text{ N.m}$$

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ cm}$$

$\Omega$ : aire de contour à mi-épaisseur

$$\Omega = (40 - 5.83) (35 - 5.83) = 996.74 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{uv} = \frac{22542}{2 \times 996.74 \times 5.83} = 1.93 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 \leq (\bar{\tau}_{ultim})^2 \text{ section pleine}$$

$$\Rightarrow 1.15^2 + 1.93^2 \leq 3.33^2 \Rightarrow 5.05 < 11.09 \dots (CV)$$

##### ❖ Les armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{\mu \cdot M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} = \frac{126.68 \times 45084}{2 \times 996.74 \times 348} = 8.23 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 2[(b - b_t) + (h - b_t)] = 2[(35 - 5.83) + (40 - 5.83)] = 126.68 \text{ cm}$$

$$\text{On prend} \Rightarrow A_L = 4T12 + 2T16 = 8.54 \text{ cm}^2$$

##### ❖ Les armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \Rightarrow A_t = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \Rightarrow A_t = \frac{45084 \times 15}{2 \times 996.74 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_t = 0.97 \text{ cm}^2$$

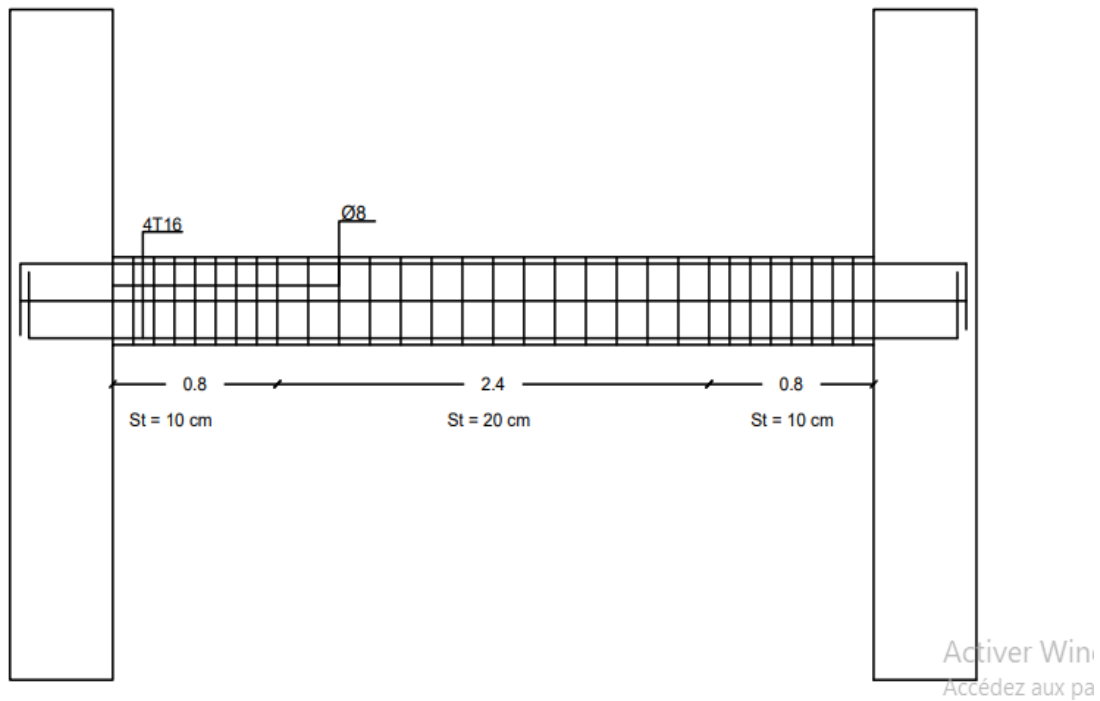
$$\text{On prend} \Rightarrow A_t = 3\emptyset 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

**III.5.6.2. Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)**

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{400} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.1 > 0.0625 \dots \dots \dots (CV)$
- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7 \times 10^2}{370 \times 350} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.005 \leq 0.01 \dots \dots \dots (CV)$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{40}{400} \geq \frac{63.869}{10 \times 75.14} \Rightarrow 0.1 > 0.085 \dots \dots \dots (CV)$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

**III.5.6.3. Schéma de ferrailage**



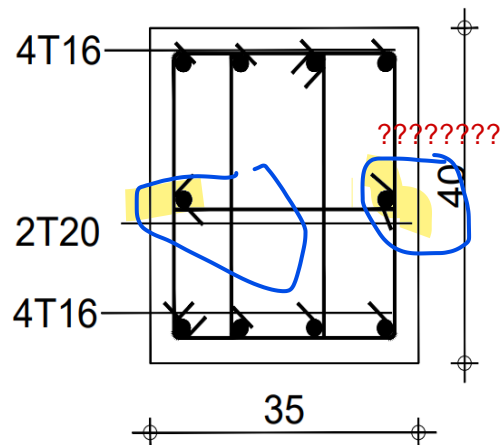


Figure III\_2 : Ferrailage de poutre palier. palière

### III.6. Etudes des plancher

#### III.6.1. Introduction :

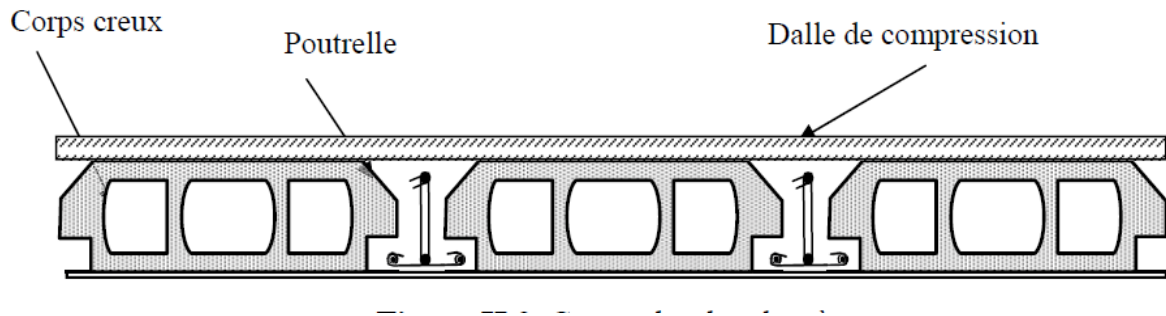
présenter les types de planchers

Un plancher est un élément de structure généralement de surface plane, destinier à limiter les étages et supporter les revêtements de sols, ses fonctions principales sont :

- Supporter son poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Transmettre les charges aux éléments porteurs (poteaux, murs, voiles .....)
- Assurer l'isolation thermique (en particulier pour les locaux situés sous la terrasse ou ceux situés sous vide sanitaire) et acoustique (étanchéité au bruit) entre les différents étages.
- Rigidifier la structure et participer à la résistance (répartition des efforts horizontaux)

On peut distinguer deux grandes classes de plancher :

- Les planchers coulés sur place ou plancher dits « traditionnels ».
- Les planchers préfabriqués, la préfabrication pouvant être totale ou partielle.



### Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle)s, et par des éléments de remplissage corps creux (20+4) de largeur  $h_{\text{ourdis}} = 55$  cm avec une dalle de compression de 4 à 5 cm d'épaisseur.

#### III.6.2. Méthode de calcul

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des planchers d'un bâtiment, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte et de Caquot.

##### Calcul des poutrelles :

##### **-méthode forfaitaire :**

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées  $Q \leq 2G$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées
- Les portées successives sont comprises entre :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

##### **Méthode de Caquot :**

La méthode de Caquot s'applique essentiellement aux planchers à charges



d'exploitation élevées et susceptibles de variations rapides dans le temps et en position et où

G et Q vérifient :

$$Q > 2G \text{ ou } Q > 5 \text{ KN/m}^2$$

### III.6.3. Plancher terrasse

La fissuration est préjudiciable, donc on applique la méthode de caquot

#### Évaluation des charges

$$G = 6.28 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

#### Combinaison des charges

$$\text{- E.L.U : } P_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0.65 = 6.48 \text{ KN/m}$$

$$\text{- ELS : } P_{\text{ser}} = (G + Q) \times 0.65 = 4.7 \text{ KN/m}$$

#### Calcul les moments fléchissant et les efforts tranchants :

##### 1) Moment sur appuis :

$$M_i = \frac{q_w \cdot L_w'^3 + q_e \cdot L_e'^3}{8,5(L_w' + L_e')}$$

Avec :

$L' = L$  pour une travée de rive.

$L' = 0,8L$  pour une travée intermédiaire.

$q_w$  : charge permanente a gauche de l'appuis.

$q_e$  : charge permanente a droite de l'appuis.

##### 2) Moment en travée

$$X_{tmax} = \frac{L}{2} - \left( \frac{M_w - M_e}{P \times L} \right)$$

$$M_t = \frac{P \times x_{tmax}^2}{2} + M_w$$

Avec :  $M_w$  et  $M_e$  : étant les moments à gauche et à droite de la travée

3) Les efforts tranchants

$$V_{xa} = + \frac{P \times L}{2} + \left( \frac{Me - Mw}{L} \right)$$

$$V_{xb} = - \frac{P \times L}{2} + \left( \frac{Me - Mw}{L} \right)$$

III.6.3.1 résultats des moments à l'ELU

$$M_A = M_H = 0$$

$$M_B = \frac{PwL'w^3 + PeL'e^3}{8.5(L'w + L'e)} = \frac{6.48 \times 4.8^3 + 6.48 \times (4 \times 0.8)^3}{8.5(4.8 + (4 \times 0.8))} = -13.66 \text{ KN.m}$$

Moment en travée (A-B)

$$X_{tmax} = \frac{L}{2} - \left( \frac{Mw - Me}{P \times L} \right) = \frac{4.8}{2} - \left( \frac{0 + 13.66}{6.48 \times 4.8} \right) = 1.96 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{P \times x_{tmax}^2}{2} + Mw = \frac{6.48 \times 1.96^2}{2} + 0 = 12.4 \text{ KN.m}$$

effort tranchant

$$V_{xa} = + \frac{P \times L}{2} + \left( \frac{Me - Mw}{L} \right) = + \frac{6.48 \times 4.8}{2} + \left( \frac{-13.66 - 0}{4.8} \right) = 12.706 \text{ KN}$$

$$V_{xb} = - \frac{P \times L}{2} + \left( \frac{Me - Mw}{L} \right) = - \frac{6.48 \times 4.8}{2} + \left( \frac{-13.66 - 0}{4.8} \right) = -18.4 \text{ KN}$$

	ELU				
TRAVÉE	Moment en appuis (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort	Trenchant (KN)
	Mw	Me		Tw	Te
<b>A-B</b>	0	-13.66	12.467	12.706	-18.4
<b>B-C</b>	-13.66	-6.445	3.159	11.156	-14.764
<b>C-D</b>	-6.445	-6.445	1.339	10.046	-10.046
<b>D-E</b>	-6.445	-6.445	6.515	12.96	-12.96
<b>E-F</b>	-6.445	-6.445	1.339	10.046	-10.046

<b>F-G</b>	-6.445	-13.66	3.14	14.764	-11.156
<b>G-H</b>	-13.66	0	12.288	18.4	-12.706

**Tableau III\_3** : Etude de plancher terrasse a E.L.U

### III.6.3.2 résultats des moments à l'ELS

$$M_A = M_H = 0$$

$$M_B = \frac{PwL'w^3 + PeL'e^3}{8.5(L'w + L'e)} = \frac{4.7 \times 4.8^3 + 4.7 \times (4 \times 0.8)^3}{8.5(4.8^3 + (4 \times 0.8))} = -9.909 \text{ KN.m}$$

Moment en travée (A-B)

$$X_{tmax} = \frac{L}{2} - \left( \frac{Mw - Me}{P \times L} \right) = \frac{4.8}{2} - \left( \frac{0 + 9.909}{4.8 \times 4.8} \right) = 1.96 \text{ m}$$

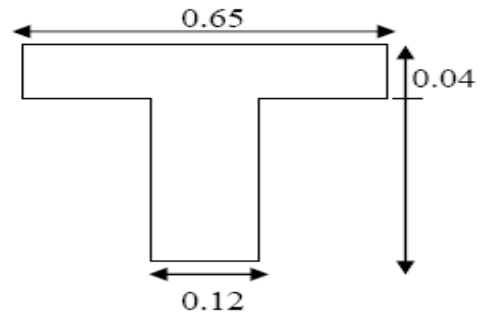
$$M_t = \frac{P \times x_{tmax}^2}{2} + Mw = \frac{4.7 \times 1.96^2}{2} + 0 = 9.03 \text{ KN.m}$$

effort tranchant

$$V_{xa} = + \frac{P \times L}{2} + \left( \frac{Me - Mw}{L} \right) = + \frac{4.7 \times 4.8}{2} + \left( \frac{-9.909 - 0}{4.8} \right) = 9.216 \text{ KN}$$

$$V_{xb} = - \frac{P \times L}{2} + \left( \frac{Me - Mw}{L} \right) = - \frac{4.7 \times 4.8}{2} + \left( \frac{-9.909 - 0}{4.8} \right) = -13.344 \text{ K}$$

<b>ELS</b>					
<b>TRAVÉE</b>	Moment en appuis (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort	Trenchant (KN)
	Mw	Me		Tw	Te
<b>A-B</b>	0	-9.909	9.03	13.344	-9.216
<b>B-C</b>	-9.909	-4.675	2.291	8.0915	-10.708
<b>C-D</b>	-4.675	-4.675	0.971	7.285	-7.285
<b>D-E</b>	-4.675	-4.675	4.725	9.4	-9.4



<b>E-F</b>	-4.675	-4.675	0.971	7.285	-7.285
<b>F-G</b>	-4.675	-9.909	2.277	10.708	-8.0915
<b>G-H</b>	-9.909	0	8.912	9.216	-13.344

**Tableau III\_4** : Etude de plancher terrasse a E.L.S.

**Les resultants max:**

	$M_{amax}(t.m)$	$M_{tmax}(KN.m)$	$T_{max}(KN)$
<b>ELU</b>	13.66	12.467	18.4
<b>ELS</b>	9.909	9.03	13.344

**Tableau III\_5** : Les résultats max.

### III.6.3.3 Ferrailage des poutrelles

$$b = 65\text{cm} \quad ; \quad b_0 = 12\text{cm}$$

$$h = 24 \quad ; \quad h_0 = 4\text{cm}$$

$$d = 21\text{cm} \quad ; \quad c = 3 \text{ cm}$$

**- En travée:**

Le moment fléchissant  $M_0$  équilibré par la table est :

$$M_0 = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.2 \times 65 \times 4 \left(21 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 70.148 \text{KN.m}$$

$$M_0 = 70.148 > M_{tmax} = 12.467$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur  $b = 65\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2}; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \beta = [1 - 0.4\alpha]; A = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

- **Condition de non fragilité** : BAEL (A.4.2,1)

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

- **Pourcentage minimal** : BAEL91 (art B.6.4)

$$A_m' \geq 0.001 \times b \times h$$

Mt(KN.m)	$\mu$	$\mu l$	$\alpha$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>m'</sub> (cm <sup>2</sup> )
12.467	0.0306	0.392	0.0388	0.98448	1.73	1.64	1.56

- **EnAppuis** :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 12\text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2}; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \beta = [1 - 0.4\alpha]; A = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

- **Condition de non fragilité** : BAEL (A.4.2,1)

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

- **Pourcentage minimal** : BAEL91 (art B.6.4)

$$A_m' \geq 0.001 \times b \times h$$

Ma	$\mu$	$\mu l$	$\alpha$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>m'</sub> (cm <sup>2</sup> )
13.66	0.0335	0.392	0.0426	0.98296	1.9	0.30	0.28

**Tableau ferrailage**

	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>m</sub> '(cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travées	1.73	1.64	1.56	<b>2T12 = 2.26 cm<sup>2</sup></b>
Appuis	1.9	0.30	0.28	<b>2T12 = 2.26 cm<sup>2</sup></b>

**Tableau III\_6** : choix de l'armature de plancher terrasse.**III.6.3.4 Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)**

- La contrainte tangente :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$  (BAEL91 (A.5.1,1))

$V_u$  : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U.

$b_0$  : Désigne de largeur de l'âme.

$d$  : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \tau_u = \frac{18.4 \times 10^3}{120 \times 210} = 0.73 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droites ( $\perp$  à la fibre moyenne), donc  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0, 20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \text{ fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1,211)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0, 13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3, 33; 5 \text{ MPa}) = 3, 33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.73 \text{ Mpa} > \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

**Diamètres minimaux  $\phi_t$ :** BAEL91 (A.7.2, 2)

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

**$\phi_l$**  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{240}{35}; 10; \frac{120}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(6, 85; 10; 12)$$

Soit  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  FeE235

$$A_t = 2\phi 8 = 1 \text{ cm}^2.$$

**L'espaceur  $S_t$ :** BAEL91 (A.5.1, 22)

$$S_t \leq \min(0, 9d; 40 \text{ cm}) = 18, 9 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0, 4 b_0} = \frac{3, 73 \times 400}{0, 4 \times 100} = 37, 3 \text{ cm}$$

$k = 1 \rightarrow$  flexion simples

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b_0(\tau_u - 0,3Kft_{28})} \quad \text{BAEL91 (A.5.1, 23)}$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \times 3.73 \times 400}{100(0.73 - 0,3 \times 1 \times 2.1)} = 119,36 \text{ cm}$$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

### III.6.3.5 Evaluation de la flèche selon le BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93.

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \frac{24}{480} \geq \frac{1}{16} \quad 0.05 < 0.0625 \quad \dots\dots \text{(C.N.V)}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad 0.05 < 0.1 \quad \dots\dots \text{(C.N.V)}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.014 > 0.010 \quad \dots\dots \text{(C.N.V)}$$

Selon CBA 93 ART On a

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

$$\lambda_i = 2.93$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2+3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 1.17$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d''\right)^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 24^3}{12} + 15 [1.73 \left(\frac{24}{2} - 19.8\right)^2] = 86214.21 \text{ cm}^4$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 0.91$$

$$I_{fi} = 23957.2 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 42540.94 \text{ cm}^4$$

$$F_i = \frac{M L^2}{10 E_i I_{fi}} = 3.72 \text{ mm}$$

$$F_v = \frac{ML^2}{10EvIfv} = 6.31 \text{ mm}$$

$$\Delta f = F_v - F_i$$

$$\Delta f = 6.31 - 3.72 = 2.59 \text{ mm}$$

$$-f = \frac{L}{500} = \frac{4800}{500} = 9.6 \text{ mm} > \Delta f = 2.59 \text{ mm}$$

### III.6.3.6 La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le ferrailage de la dalle de compression sera ferrillé les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage est en treille soudée (BEAL 91 B.6.8.4)

-Les conditions suivantes doivent être respectés :

-les dimensions des mailles sont normalisées (ART.B68.BAEL91) comme suit :

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures.

(A en :  $\text{cm}^2$  pour mètre de nervures).

Avec :  $L_1$  : distance entre l'axe des poutrelles ( $L_1=65 \text{ cm}$ ).

$A_1$  : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

$A_2$  : diamètre parallèle aux poutrelles.

$$A_2 = A_1/2$$

$$F_e = 235 \text{ MPa}$$

$$A_1 = 4 \cdot \frac{65}{235} = 1,1 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}_l}$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_2 = A_1/2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$$



et  $S_t=20\text{ cm}$ .

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis

Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

### III.6.3.7. Présentation du ferrailage :

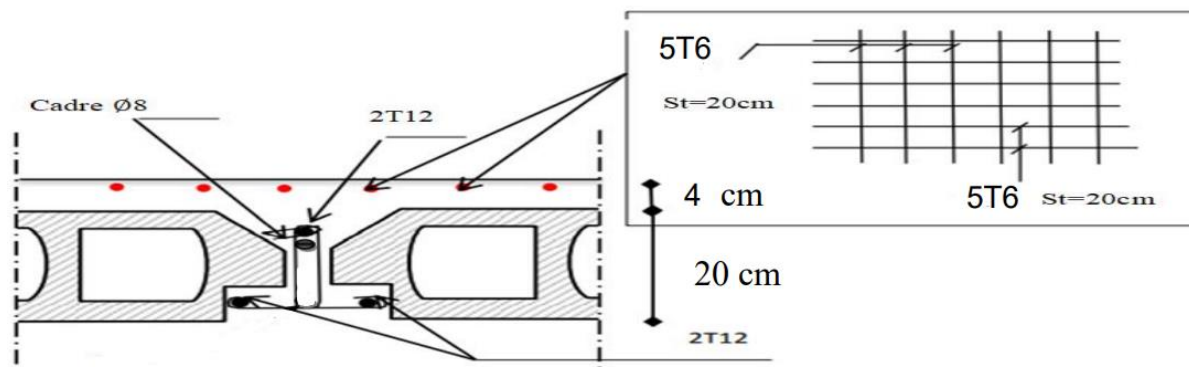


Figure III\_4 : ferrailage de plancher terrasse.

### III.6.4. Planchers étage

#### Les conditions d'applications de la méthode forfaitaire :

Pour que la méthode soit applicable il faut que :

$$A/ Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

$$Q \leq \max(2 \times 5,94 ; 5 \text{ KN/m}^2) \Rightarrow Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 11,88 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

B/ L'inertie des différentes travées sont les mêmes.....vérifiée

$$C/ 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{4.8}{4} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 1.2 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{4}{3.1} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 1.29 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

\*

#### Évaluation des charges

$$G = 5.94 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

**Combinaison des charges**

$$\text{- E.L.U : } P_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = 6,675 \text{ KN/m}$$

$$\text{- ELS : } P_{\text{ser}} = (G + Q) \times 0,65 = 4,836 \text{ KN/m}$$

**Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants :****1) Moment sur appuis :**

$$M_i = \frac{q_w \cdot L_w^3 + q_e \cdot L_e^3}{8,5(L'_w + L'_e)}$$

Avec :

$L' = L$  pour une travée de rive.

$L' = 0,8L$  pour une travée intermédiaire.

$q_w$  : charge permanente a gauche de l'appuis.

$q_e$  : charge permanente a droite de l'appuis.

**2) Moment en travée**

$$x_{tmax} = \frac{L}{2} - \left( \frac{M_w - M_e}{P \times L} \right)$$

$$M_t = \frac{P \times x_{tmax}^2}{2} + M_w$$

Aec :  $M_w$  et  $M_e$  : étant les moments à gauche et à droite de la travée

**3) Les efforts tranchants**

$$V_{xa} = + \frac{P \times L}{2} + \left( \frac{M_e - M_w}{L} \right)$$

$$V_{xb} = - \frac{P \times L}{2} + \left( \frac{M_e - M_w}{L} \right)$$

### III.6.4.1. Résultats des moments à l'ELU

$$M_A = M_H = 0$$

$$M_B = \frac{PwL'w^3 + PeL'e^3}{8.5(L'w + L'e)} = \frac{6.675 \times 4.8^3 + 6.675 \times (4 \times 0.8)^3}{8.5(4.8 + (4 \times 0.8))} = -14.07 \text{ KN.m}$$

Moment en travée (A-B)

$$X_{tmax} = \frac{L}{2} - \left( \frac{Mw - Me}{P \times L} \right) = \frac{4.8}{2} - \left( \frac{0 + 14.07}{6.675 \times 4.8} \right) = 1.96 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{P \times x_{tmax}^2}{2} + Mw = \frac{6.675 \times 1.96^2}{2} + 0 = 12.821 \text{ KN.m}$$

effort tranchant

$$V_{xa} = + \frac{P \times L}{2} + \left( \frac{Me - Mw}{L} \right) = + \frac{6.675 \times 4.8}{2} + \left( \frac{-14.07 - 0}{4.8} \right) = 13.088 \text{ KN}$$

$$V_{xb} = - \frac{P \times L}{2} + \left( \frac{Me - Mw}{L} \right) = - \frac{6.48 \times 4}{2} + \left( \frac{22.85 - 0}{4} \right) = -18.95 \text{ KN}$$

ELU					
TRAVÉE	Moment en appuis (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort Tw	Trenchant Te (KN)
	Mw	Me			
A-B	0	-14.07	12.821	18.952	-13.088
B-C	-14.07	-6.445	3.25	11.492	-15.208
C-D	-6.445	-6.445	1.378	10.346	-10.346
D-E	-6.445	-6.445	6.019	13.7	-13.7
E-F	-6.445	-6.445	1.378	10.346	-10.346
F-G	-6.445	-14.07	3.428	15.208	-11.492
G-H	-14.07	0	12.659	13.088	-18.952

Tableau III\_7 : Etude de plancher étage a E.L.U.

### III.6.4.2. Résultats des moments à l'ELS

$$M_A = M_H = 0$$

$$M_B = \frac{PwL'w^3 + PeL'e^3}{8.5(L'w + L'e)} = \frac{4.836 \times 4.8^3 + 4.836 \times (4 \times 0.8)^3}{8.5(4.8^3 + (4.8 \times 0.8))} = -10.2 \text{ KN.m}$$

Moment en travée (A-B)

$$X_{tmax} = \frac{L}{2} - \left( \frac{Mw - Me}{P \times L} \right) = \frac{4.8}{2} - \left( \frac{0 + 10.2}{4.836 \times 4.8} \right) = 1.96 \text{ m}$$

$$Mt = \frac{P \times x_{tmax}^2}{2} + Mw = \frac{4.836 \times 1.96^2}{2} + 0 = 9.289 \text{ KN.m}$$

effort tranchant

$$V_{xa} = + \frac{P \times L}{2} + \left( \frac{Me - Mw}{L} \right) = + \frac{4.836 \times 4.8}{2} + \left( \frac{-10.2 - 0}{4.8} \right) = 9.48 \text{ KN}$$

$$V_{xb} = - \frac{P \times L}{2} + \left( \frac{Me - Mw}{L} \right) = - \frac{4.836 \times 4.8}{2} + \left( \frac{-10.2 - 0}{4.8} \right) = -13.731 \text{ KN}$$

ELS					
TRAVÉE	Moment en appuis (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort	Trenchant (KN)
	Mw	Me		Tw	Te
<b>A-B</b>	0	-10.2	9.289	13.731	-9.48
<b>B-C</b>	-10.2	-4.81	4.516	7.446	-11.898
<b>C-D</b>	-4.81	-4.81	0.999	7.496	-7.496
<b>D-E</b>	-4.81	-4.81	4.862	9.672	-9.672
<b>E-F</b>	-4.81	-4.81	0.999	7.496	-7.496
<b>F-G</b>	-4.81	-10.2	2.343	11.898	-7.446
<b>G-H</b>	-10.2	0	9.245	9.48	-13.731

**Tableau III\_8** : Etude de plancher étage a E.L.S.

**Les resultants max:**

	$M_{amax}(t.m)$	$M_{tmax}(KN.m)$	$T_{max}(KN)$
<b>ELU</b>	14.07	12.821	18.952
<b>ELS</b>	10.2	9.289	13.731

**Tableau III\_9** : Les résultats max.

**III.6.4.3. Ferrailage des poutrelles**

$b = 65\text{cm}$  ;  $b_0 = 12\text{cm}$

$h = 24$  ;  $h_0 = 4\text{cm}$

$d = 21\text{cm}$  ;  $c = 3\text{ cm}$

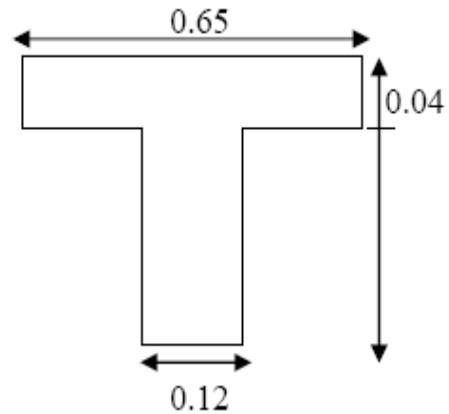
**- En travée:**

Le moment fléchissant  $M_0$  équilibré par la table est :

$$M_0 = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 65 \times 4 \left( 21 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 70.148 \text{KN.m}$$

$M_0 = 70.148 > M_{tmax} = 12.821$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur  $b = 65\text{cm}$



$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} ; \alpha = 1.25 ( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} ) ; \beta = [1 - 0,4\alpha) ; A = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

**- Condition de non fragilité** : BAEL (A.4.2,1)

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

**- Pourcentage minimal** : BAEL91 (art B.6.4)

$A_m' \geq 0.001 \times b \times h$

Mt(KN.m)	$\mu$	$\mu l$	$\alpha$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>m'</sub> (cm <sup>2</sup> )
12.821	0.0314	0.392	0.0398	0.984	1.78	1.64	1.56

**- EnAppuis :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 12\text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} ; \alpha = 1.25 ( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} ) ; \beta = [1 - 0,4\alpha) ; A = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

- **Condition de non fragilité** : BAEL (A.4.2,1)

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

- **Percentage minimal** : BAEL91 (art B.6.4)

$$A_m' \geq 0.001 \times b \times h$$

Ma(KN.m)	$\mu$	$\mu l$	$\alpha$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>m'</sub> (cm <sup>2</sup> )
14.07	0.0345	0.392	0.0438	0.982	1.96	1.64	1.56

**Tableau ferrailage**

	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>m'</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travées	1.96	1.64	1.56	<b>2T12 = 2.26 cm<sup>2</sup></b>
Appuis	1.78	1.64	1.56	<b>2T12 = 2.26 cm<sup>2</sup></b>

**Tableau III\_10** : choix de L'armature de plancher étage.

**III.6.4.4. Vérification de l'effort tranchant** : BAEL91 (art A.5.1)

▪ La contrainte tangente :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$  (BAEL91 (A.5.1,1))

**V<sub>u</sub>** : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U.

**b<sub>0</sub>** : Désigne de largeur de l'âme.

**d** : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \tau_u = \frac{18.509 \times 10^3}{120 \times 210} = 0.73 \text{ Mpa}$$

\_ Les armatures d'âme sont droites ( $\perp$  à la fibre moyenne), donc  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0, 20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1,211)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min (3,33; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.73 \text{ Mpa} > \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots (C.V)$$

**Diamètres minimales  $\Phi_t$** : BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\varphi_t \leq \min \left( \frac{ht}{35}; \varphi_l; \frac{b_0}{10} \right)$$

**$\Phi_l$**  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{240}{35}; 10; \frac{120}{10}\right) \Rightarrow \varphi_t \leq \min(6,85; 10; 12)$$

$$\text{Soit } \varphi_t = 8\text{mm} \quad \text{FeE235}$$

$$A_t = 2\varphi 8 = 1 \text{ cm}^2.$$

**L'espacement  $S_t$ :**BAEL91 (A.5.1, 22)

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = 18,9\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0} = \frac{3,73 \times 400}{0,4 \times 100} = 37,3\text{cm}$$

$k = 1 \rightarrow$  flexion simples

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b_0(\tau_u - 0,3k f_{t28})} \quad \text{BAEL91 (A.5.1, 23)}$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \times 3,73 \times 400}{100(0,73 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} = 119,36 \text{ cm}$$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

### III.6.4.5. Evaluation de la flèche selon le BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93.

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \frac{24}{480} \geq \frac{1}{16} = 0,05 < 0,0625 \quad \dots\dots (\text{C.N.V})$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad 0,05 < 0,1 \quad \dots\dots (\text{C.N.V})$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad 0,014 > 0,010 \quad \dots\dots (\text{C.N.V})$$

**Selon CBA 93 ART On a**

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

$$\lambda_i = 2,93$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2+3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 1,17$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721,4 \text{ MPa}$$

$$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + \eta [A \left(\frac{h}{2} - d\right)^2]$$

$$I_0 = \frac{65 \times 24^3}{12} + 15 \left[1.96 \left(\frac{24}{2} - 21\right)^2\right] = 79849.35 \text{ cm}^4$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho_{cs} + f_{t28}} = 0.91$$

$$I_{fi} = 23957.2 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 42540.94 \text{ cm}^4$$

$$F_i = \frac{M L^2}{10 E_i I_{fi}} = 3.83 \text{ mm}$$

$$F_v = \frac{M L^2}{10 E_v I_{fv}} = 6.47 \text{ mm}$$

$$\Delta f = F_v - F_i$$

$$\Delta f = 6.47 - 3.83 = 2.64 \text{ mm}$$

$$- f = \frac{L}{500} = \frac{4800}{500} = 9.6 \text{ mm} > \Delta f = 2.64 \text{ mm}$$

### III.6.4.6. La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le ferrailage de la dalle de compression sera ferrillé les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage est en treille soudée (BEAL 91 B.6.8.4)

-Les conditions suivantes doivent être respectés :

-les dimensions des mailles sont normalisées (ART.B68.BAEL91) comme suit :

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures.

(A en : cm<sup>2</sup> pour mètre de nervures).

Avec : L<sub>1</sub> : distance entre l'axe des poutrelles (L<sub>1</sub>=65 cm).

A<sub>1</sub> : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A<sub>2</sub> : diamètre parallèle aux poutrelles.

$$A_2 = A_1 / 2$$



$F_c=235 \text{ MPa}$

$$A_1 = 4 \cdot \frac{65}{235} = 1,1 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_2 = A_1/2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

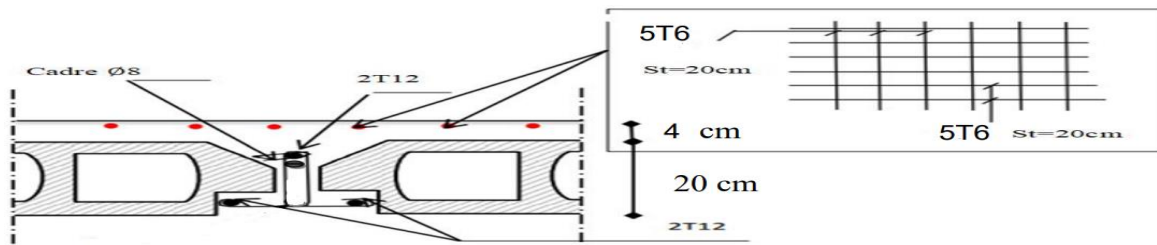
$$\text{Soit } 5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$$

et  $S_t=20 \text{ cm}$ .

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis

Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

### III.6.4.7. Présentation du ferrailage



FigureIII\_5 : Schéma Ferrailages de plancher étage.

# **Chapitre IV**

## **Etude dynamique**

## **IV.1. Introduction**

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celle qui a le plus d'effets de structures dans les zones urbanisées.

Peut-on prévoir un tremblement de terre ? Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques.

Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre ; plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiques justifier et techniquement cohérent.

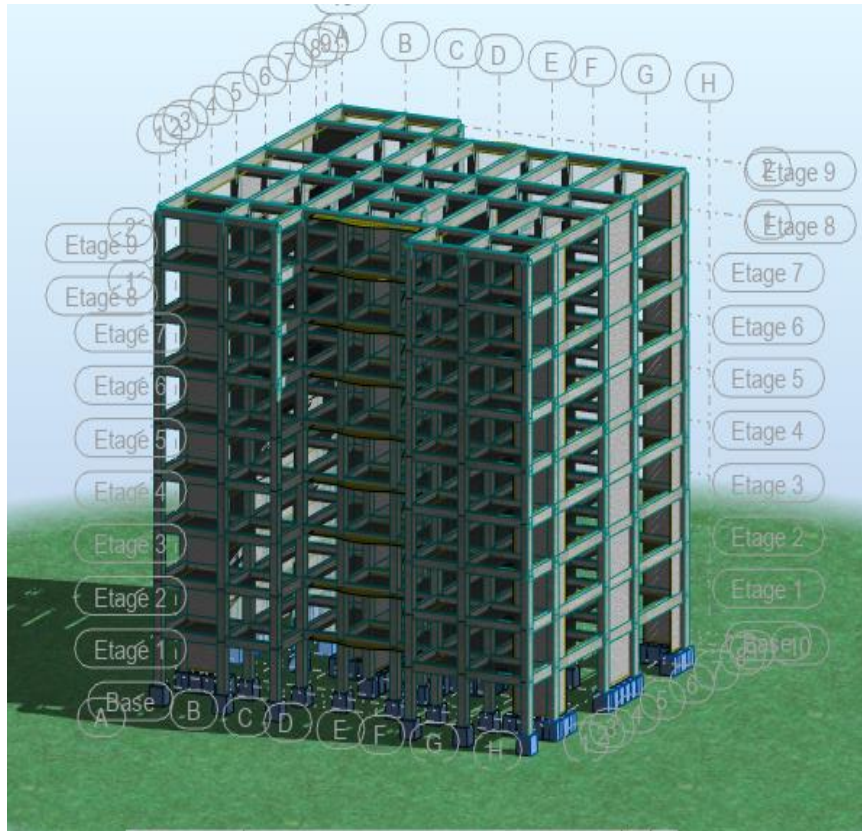
## **IV.2. Étude dynamique**

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

## **IV.3. Étude sismique**

### **IV.3.1 Introduction**

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel ROBOT ANALYSES STRUCTURAL 2024.



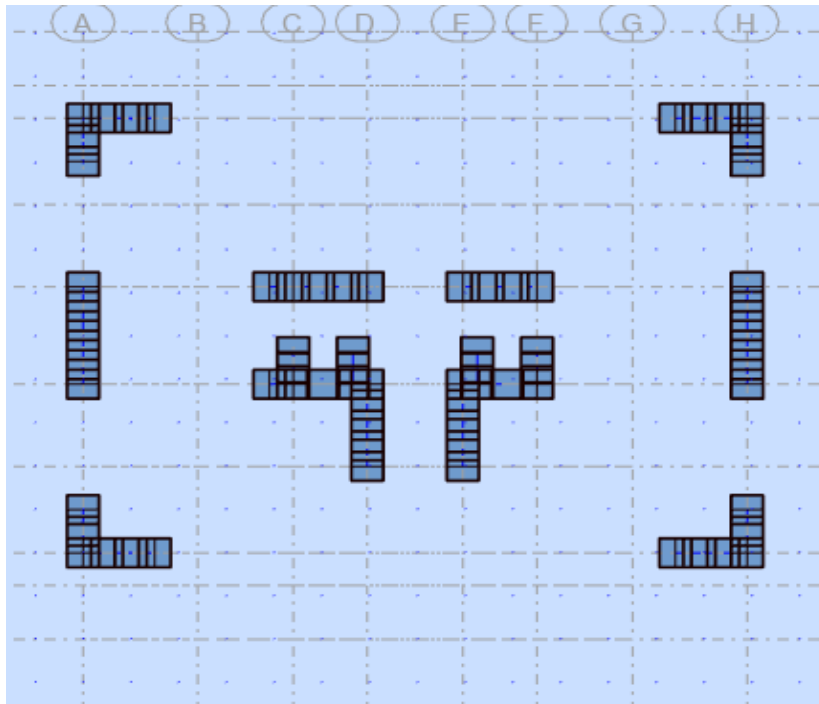
*Vue 3D de la structure*

### **Disposition des voiles :**

Le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- \_ Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- \_ Symétrie dans le système structurel pour éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- \_ Eviter des modifications de fond de l'architecture.

Après plusieurs changements de disposition des voiles on a choisi une variante pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposées par le RPA, nous présentons dans ce qui suit la disposition que nous avons adopté :



*Disposition des voiles*

### **Modélisation de la masse**

Pour la masse des planchers ; nous avons concentré en chaque nœud d'un panneau de dalle le (1/4) de la masse de ce panneau. La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  Imposée par le RPA99 version 2003 avec  $(\beta=0,2)$  pour un bâtiment à usage d'habitation.

\_ La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $25\text{KN/m}^3$ .

\_ La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

\_ La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).

\_ La masse de chaque balcon a été concentrée au niveau des deux nœuds de la poutre servant d'appui au balcon.

### **IV.3.2. Choix de la méthode de calcul :**

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de

prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) (1) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

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

### **IV.3.3. La méthode modale spectrale :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Principe :

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

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- \_ Concentration des masses au niveau des planchers.
- \_ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- \_ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales 90%.
- \_ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

#### **IV.3.3.1. Analyse modale spectrale :**

##### **Utilisation des spectres de réponse :**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\zeta$ ) et de la pulsation naturelle ( $\omega$ ).

Donc pour des accélérogramme données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et

qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

$$\frac{Sa}{g} \left[ \begin{array}{ll} 1.25A(1 + \frac{T}{T1}) \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) & 0 \leq T \leq T1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T1 \leq T \leq T2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.00s \end{array} \right]$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur,

A : coefficient d'accélération de zone,

$\eta$ : facteur de correction d'amortissement,

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement,

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

Q : Facteur de qualité

Calcul de la force sismique totale par méthode statique équivalente

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement

Dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone, donné par le tableau 4.1 page 26 du RPA, il dépend Du Groupe de la structure et de la zone sismique.

Groupe d'usage 2

A = 0,1

Zone sismique I .

R : coefficient de comportement global de la structure.

Valeur donnée par le tableau (4-3) page 28 du RPA 99 en fonction du système de Contreventement.

(Voiles porteurs  $R = 3.5$ ). Comment aucune vérification

Q : facteur de qualité.

$Q = 1.3$  comment?????

W : poids total de la structure .

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 99.

$\beta=0.2$  usage d'habitation

Le poids de la structure est donné par logiciel ROBOT  $W= 80415,18$  KN.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la période Fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left( \frac{3,0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tab (4.7) ;



Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1(sec)</sub>	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2(sec)</sub>	0,30	0,40	0,50	0,70

site	T1	T2
S3	0,15	0,5

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 = 0,764 \geq 0,7$$

Où  $\xi$ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (RPA 99 tab4.2)

Construction auto stable  $\xi = 7\%$

Contreventement par voiles  $\xi = 10\%$

Période fondamentale (T) :

$$T_{empirique} = \min \left\{ C_T (h_N)^{3/4} ; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

Le tableau ci-dessous montre comment choisir la période de calcul de  $V_{MSE}$

Si :	La période choisie pour le calcul du facteur D est :
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{analytique} \geq 1,3T_{empirique}$	$T = 1,3T_{empirique}$

Ct	hn(m)	T empirique (sec)	
		x	y
0,05	27,54	0,470	0,468
	L	27,8	28,1

	T logiciel(sec)	T empirique (sec)	1.3* T empirique (sec)	T(sec)
xx	0,57	0,470	0,611	0,57
yy	0,51	0,468	0,608	0,51

**Tableau IV.1 : Période de structure.**

Donc:

$$D_x = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} D_x = 1,750$$

$$D_y = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} D_y = 1,884$$

#### IV.3.4. L'effort tranchant à la base donné par la méthode statique équivalente

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

V<sub>d</sub> = la résultats est adopté selon ROBOT :

sens	Vd (KN)	Vst(KN)	80%Vst (KN)	Vérification (V <sub>d</sub> > 80%Vst)
xx	31539,53	5226,07	4180,86	cv
yy	33911,04	5628,31	4502,65	cv

**Tableau IV.2 : Vérification de l'effort sismique.**

#### IV.3.5. Périodes et facteurs de participation nodaux :

Les périodes propres et les formes de la structure proposée sont résumés dans le tableau

MODE	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0,57	71,55	0,08	71,55	0,08
2	0,51	0,09	71,58	71,64	71,66
3	0,49	0,06	0,51	71,71	72,16
4	0,15	16,36	0,00	88,07	72,17
5	0,14	0,00	15,30	88,07	87,47
6	0,13	0,01	0,85	88,08	88,32

7	0,07	5,74	0,00	93,82	88,32
8	0,07	0,01	5,30	93,82	93,62
9	0,06	0,03	0,31	93,85	93,93
10	0,05	2,67	0,00	96,52	93,93

**Tableau IV.3** : Périodes et factures de participation massique modale.

Remarque :

- \_ Le 1er mode représente une translation suivant X.
- \_ Le 2ème mode représente une translation suivant Y.
- \_ Le 3ème mode représente une torsion.
- \_ IL faut que les masses doivent participer avec 90%.(selon RPA99/version 2003).

### IV.3.6. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est donné par :

$$\delta_K = R \times \delta_{ck}$$

$\delta_{ck}$ : déplacement due aux forces sismiques  $F_i$

R : coefficient de comportement (R=3,5) .

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq 1\%H_{\text{étage}}$$

Niveau	Sens X		Sens Y		Vérification
	$\delta_K(\text{cm})$	$\Delta_k(\text{cm})$	$\delta_K(\text{cm})$	$\Delta_k(\text{cm})$	
rdc	0,2	0,2	0,1	0,1	oui
1er	0,4	0,3	0,4	0,3	oui
2e	0,8	0,4	0,7	0,3	oui
3e	1,2	0,4	1,1	0,4	oui
4e	1,7	0,4	1,5	0,4	oui
5e	2,1	0,4	1,8	0,4	oui
6e	2,5	0,4	2,2	0,3	oui
7e	2,9	0,4	2,5	0,3	oui
8e	3,2	0,3	2,8	0,3	oui

**Tableau IV.4** : Déplacements absolus pour les deux directions.

### IV.3.7. Vérification de l'effet P- $\Delta$ :

Les effets du second ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition

suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

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

$V_k$ : Effort tranchant d'étage au niveau "k".

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$H_K$ : Hauteur de l'étage « k ».

Sens X					
Niveau	$P_k(\text{KN})$	$\Delta_k(\text{cm})$	$V_{.kx}(\text{KN})$	$h_k(\text{cm})$	$\theta_K$
rdc	212952,66	0,2	4867,82	306	0,029
1er etage	132537,486	0,3	4772,64	306	0,027
2	61812,436	0,4	4568,46	306	0,018
3	52899,834	0,4	4270,91	306	0,016
4	43987,23	0,4	3868,43	306	0,015
5	35074,628	0,4	3362,17	306	0,014
6	26162,026	0,4	2742,92	306	0,012
7	17249,422	0,4	1999,01	306	0,011
8	8343,006	0,3	1087,17	306	0,008

**Tableau IV.5** : Vérification de l'effet P- $\Delta$  pour le sens X.

Sens Y					
Niveau	$P_k(\text{KN})$	$\Delta_k(\text{cm})$	$V_{.ky}(\text{KN})$	$h_k(\text{cm})$	$\theta_K$
rdc	212952,66	0,1	5233,15	306	0,013
1er etage	132537,486	0,3	5143,6	306	0,025
2	61812,436	0,3	4926,81	306	0,012
3	52899,834	0,4	4602,3	306	0,015
4	43987,23	0,4	4169,62	306	0,014
5	35074,628	0,4	3614,99	306	0,013
6	26162,026	0,3	2940,44	306	0,009
7	17249,422	0,3	2134,96	306	0,008
8	8343,006	0,3	1145,17	306	0,007

**Tableau IV.6** : Vérification de l'effet P- $\Delta$  pour le sens Y.

$\theta_K \leq 0.1 \Rightarrow$  Donc l'effet P- $\Delta$  est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

### IV.3.8. Vérification au renversement :

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivants :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

$M_s$  : moment stabilisant : ( les résultats d'analyse par logiciel ROBOT )

$M_r$  : moment renversant.

Moment résistant (KN.M)		Moment de renversement (KN.M)	Mres/Mrenv	Vérification
xx	1076759,18	103812,69	10,37	C.V
yy	1061480,3	111617,51	9,51	C.V

**Tableau IV.7** : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales .

\_ La stabilité au renversement est vérifiée.

### IV.3.9. EXCENTRICITE :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = |X_{CT} - X_{CM}|$$

$$e_y = |Y_{CT} - Y_{CM}|$$

Le tableau suivant résume les résultats :

ETAGE	$e_x$ (m)	$e_y$ (m)
RDC	0,46	0,72
1	0,47	0,72
2	0,47	0,72
3	0,47	0,72
4	0,47	0,72
5	0,47	0,72
6	0,47	0,72
7	0,47	0,71
8	0,47	0,71

**Tableau IV.8.** Excentricité.

L'excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par le RPA 99V2003 (art4.2.7) est de 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- $e_{ax} = 0.05 L$  avec :  $L_x = 27,80$  m  $e_{ax} = 1,39$  m
- $e_{ay} = 0.05 L$  avec :  $L_y = 28,10$  m  $e_{ay} = 1,41$  m

Donc : l'excentricité à prendre en compte dans le calcul sera :

- $e_x = 0,47 < e_{ax} = 1,39$  .....(CV)
- $e_y = 0,72 < e_{ay} = 1,41$  .....(CV)

**Remarque :**

Pour les bâtiments en béton armé, les actions provoquées par le vent sont Faibles par rapport séisme, le calcul au contreventement sera uniquement pris en considération du séisme, car il est dominant. Vous n'avez pas calculer le vent?????????

# **Chapitre V**

## **Etude des éléments Structuraux**

### V.1. Introduction :

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

On distingue les poutres, les poteaux et les voiles.

#### Combinaisons d'actions :

\_ G : charges permanentes.

\_ Q : charge d'exploitations.

\_ E : efforts sismiques.

#### Combinaison prise en compte :

\_ BAEL 91 : combinaisons fondamentales ou bien durable et transitoires :

$$1.35G+1.5Q \rightarrow \text{ELU}$$

$$G+Q \rightarrow \text{ELS}$$

\_ RPA99(version 2003) : combinaisons accidentelles :

$$G + Q \pm E \quad 0.8 G \pm E$$

### V.2. Etude des poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des plancher aux Poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts.

#### Les armatures longitudinales :

Recommandation du RPA99(2003):

\_ Armatures maximales :  $4\% \cdot 4$  en zone courante.

\_ La longueur de recouvrement :  $6\% \cdot B$  en zone de recouvrement.

Avec :B: section de la poutre.

#### Les armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{\text{min}}=0.003 \cdot S \cdot b$$

Avec :



\_ b : largeur de la section.

\_ S : l'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

\_ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min (h/4 ; 12 \times \emptyset).$$

\_ En dehors de la zone nodale :

$$S = h/2.$$

**Règlement BAEL91 :**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0.23 \cdot f_{t28} / f_e \cdot b \cdot d \text{ pour les armatures tendues.}$$

**V.2.1 Les sollicitation :**

A l'aide du fichier des résultats donnée par logiciel "ROBOT", on obtient les résultats suivants:

	ELU		ELS		accidentelle	Efforts tranchants
	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	T (KN)
Poutre principale (35*65)	338.52	164.52	244.7	118.87	298.57	247.97
Poutre secondaire (35*50)	187.14	85.44	135.19	62.48	146.31	200.10

sur appuis positif ou négatif???

**Tableau V.1 :** Sollicitations de poutre principale et secondar.

**V.2.2 Calcul de ferrailage :**

**V.2.2.1 Ferrailage des poutres principales (35\*65) :**

a) Armatures Longitudinales :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} ; \alpha = 1.25 ( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} ) ; \beta = [1 - 0.4\alpha] ; A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

ELU							
	Moments(KN.m)	$\mu$	$\mu l$	$\alpha$	$\beta$	$A^{cal}(cm^2)$	$A_{adopt}(cm^2)$
Ma(KN.m)	338.52	0.0072	0.392	0.009	0.9964	15.74	6T14+6T12 =16.02
Mt (KN.m)	164.52	0.0035	0.392	0.004	0.9984	7.63	6T14=9.23

**Tableau V.2** : ferrailage de poutre principale à ELU.

Combinaison (G + Q + E)						
	Moments(KN.m)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A^{cal}(cm^2)$	$A_{adopt}(cm^2)$
Ma(KN.m)	298.57	0.119	0.158	0.9368	12.85	6T14+4T12 =13.76

**Tableau V.3** : ferrailage de poutre principale à Combinaison (G + Q + E).

**E.L.S : Combinaison (G + Q)**

- La fissuration est peut nuisible → Il n’y a aucune vérification concernent  $\sigma_s$  .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n’est pas nécessaire si l’inégalité suivante est. Vérifiée

$$\alpha \leq (\gamma-1)/2 + (fc28 /100)$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}}$$

	Mu	Mser	$\alpha$	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	Condition
Mt	164.52	85.44	0.009	1.92	0.71	vérifiée

**Tableau V.4** : Vérification poutre principale à ELS.

**Condition De non Fragilité :**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{Ftj}{Fe}$$

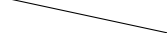
$$A_{min} \geq 0.23 \times 35 \times 62 \times \frac{2.1}{400} = 2.62 \text{ cm}^2$$

**Pourcentage minimal d’armature longitudinale :**

$$A_L \geq 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 35 \times 65 = 11.37 \text{ cm}^2$$

**Tableau Récapitulatif :**

	(ELU) $A^{cal}(cm^2)$	(G + Q + E) $A^{cal}(cm^2)$	(BAEL) $A_{min}(cm^2)$	(RPA) $A_L(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{adopt}(cm^2)$
<b>Appuis</b>	15.74	12.85	2.62	11.37	15.74	<b>4T20+2T16=16.58</b>

<b>Travée</b>	7.63		2.62	11.37	11.37	<b>4T20= 12.56</b>
---------------	------	---	------	-------	-------	--------------------

**Tableau V.5 :** Choix de L'armature de poutre principale.

**b) Armatures transversale :**

**L'espaceur d'armatures transversales :**

**Zone nodale :**

Suivant le RPA la zone nodale est calculée comme suit :

**L'=2h = 2x60                      L'=120cm**

Espaceur

**S = min (h/4 ; 12 Øl) =min (60/4 ; 12x1.4) =min (15,16.8) S=15cm**

On adopte : HA8 espaceur 15

**Zone courante :**

Espaceur :

**S' = h/2 = 65/2 = 32.5cm on prend S'=15cm**

**Recouvrement :**

Selon l'RPA la longueur min de recouvrement en zone IIa est de : 40 Ø

**Donc : L= 40x1.6                                      L= 64 cm**

**V.2.2.1.1 Vérification de l'effort tranchant :**

$T_u = 247970 \text{ N}$

$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \times d} = \frac{247970}{350 \times 620} = 1.14 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \times \frac{F_{CJ}}{\gamma_b} \mid 5 \text{ MPa} \right)$

$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \times \frac{25}{1.5} \mid 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

$\tau_u = 1.14 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow (\text{condition vérifier})$

**V.2.2.1.2 vérification de la flèche :**

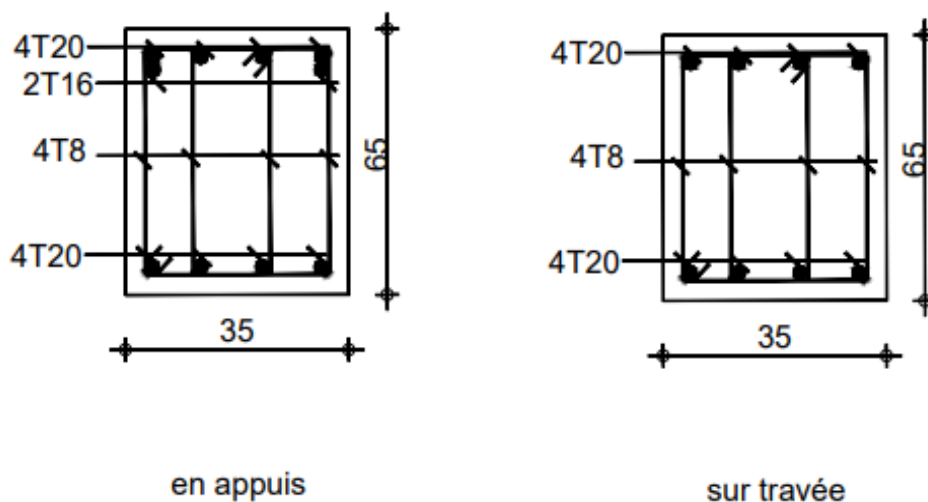
D'après le BAEL 91 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \frac{65}{780} = 0.083 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots (C.V)$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.20}{Fe} \quad 0.00551 < 0.0105 \quad \dots \dots \dots (C.V)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10.Mo} \frac{65}{780} = 0.083 \geq 0.032 \quad \dots \dots \dots (C.V)$$

**V.2.2.1.3 Schéma de ferrailage :**



**FigureV.1 :** Ferrailages de poutre principale.

**V.2.2.2 Ferrailage des Poutres secondaires (35\*50) :**

**a) Armatures Longitudinales :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} ; \alpha = 1.25 ( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} ) ; \beta = [1 - 0.4\alpha] ; A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

		ELU					
	Moments(KN.m)	$\mu$	$\mu l$	$\alpha$	$\beta$	$A^{cal}(cm^2)$	$A_{adopt}(cm^2)$
Ma(KN.m)	187.14	0.170	0.392	0.234	0.932	12.27	6T14+3T12 =12.62
Mt (KN.m)	85.44	0.077	0.392	0.1	0.9692	5.38	4T14=6.15

**Tableau V.6 :** ferrailage de poutre secondaire à ELU.

<b>Combinaison (G + Q + E)</b>						
	Moments(KN.m)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A^{cal}(cm^2)$	$A_{adopt}(cm^2)$
Ma(KN.m)	146.31	0.102	0.134	0.9464	8.22	6T14=9.23

**Tableau V.7 :** ferrailage de poutre secondaire à Combinaison (G + Q + E).

**E.L.S : Combinaison (G + Q)**

- La fissuration est peut nuisible → Il n’y a aucune vérification concernent  $\sigma_s$  .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n’est pas nécessaire si l’inégalité suivante est. Vérifiée

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = (\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100)$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	<b>Mu</b>	<b>Mser</b>	<b><math>\alpha</math></b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\bar{\alpha}</math></b>	<b>Condition</b>
Mt	85.44	62.48	0.134	1.367	0.4335	vérifiée

**Tableau V.8 :** Vérification poutre secondaire à ELS.

**Condition De non Fragilité :**

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 35 \times 47 \times \frac{2.1}{400} = 1.98 \text{ cm}^2$$

**Pourcentage minimal d’armature longitudinale :**

$$A_L \geq 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 35 \times 50 = 8.75 \text{ cm}^2$$

**Tableau Récapitulatif :**

	<b>(ELU)</b> $A^{cal}(cm^2)$	<b>(G + Q + E)</b> $A^{cal}(cm^2)$	<b>(BAEL)</b> $A_{min}(cm^2)$	<b>(RPA)</b> $A_L(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	<b>Aadopt</b> $(cm^2)$
<b>Appuis</b>	12.27	8.22	1.98	8.75	12.27	<b>6T16+1T14=13.60</b>
<b>Travée</b>	5.38		1.98	8.75	8.75	<b>6T14=9.23</b>

**Tableau V.9 :** Choix de L’armature de poutre secondaire.

**b)Armatres transversale :**

**L’espacement d’armatures transversales :**

**Zone nodale :**

Suivant le RPA la zone nodale est calculée comme suit :

$$L'=2h = 2 \times 50 \quad L'=100\text{cm}$$

Espacement

$$S = \min (h/4 ; 12 \varnothing) = \min (50/4 ; 12 \times 1.4) = \min (12.5 , 16.8) S=15\text{cm}$$

On adopte : HA8 espacement 15

**Zone courante :**

Espacement :

$$S' = h/2 = 50/2 = 25\text{cm} \text{ on prend } S'=15\text{cm}$$

**Recouvrement :**

Selon l'RPA la longueur min de recouvrement en zone IIa est de : 40  $\varnothing$

$$\text{Donc : } L = 40 \times 1.6 \quad L = 64 \text{ cm}$$

### V.2.2.2.1 Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u = 200100 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{200100}{350 \times 470} = 1.21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \times \frac{F_{CJ}}{\gamma_b} \mid 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \times \frac{25}{1.5} \mid 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow (\text{condition vérifier})$$

### V.2.2.2.2 vérifications de la flèche :

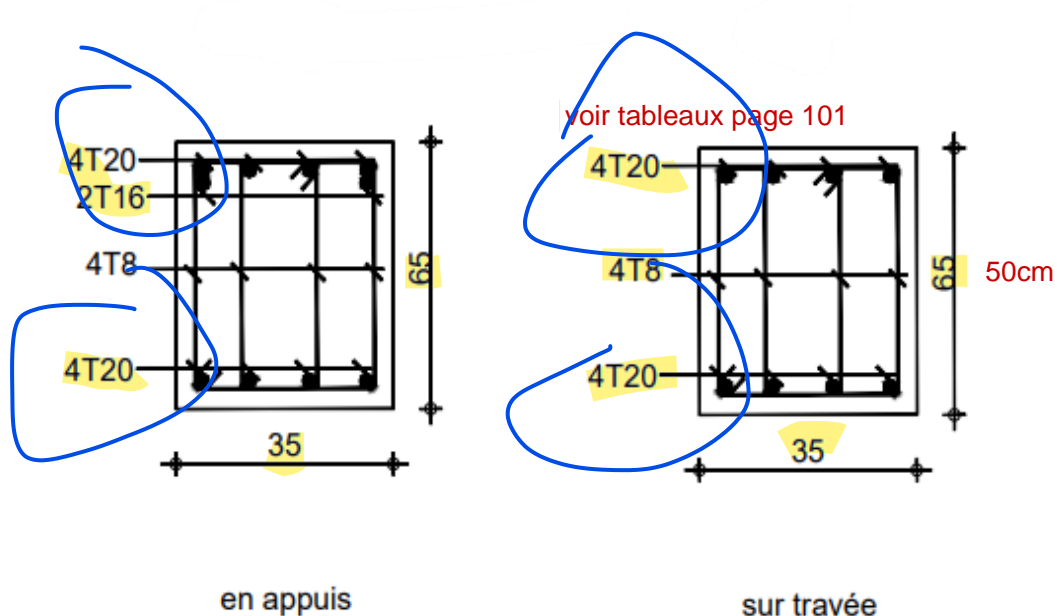
D'après le BAEL 91 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \frac{50}{480} = 0.104 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots \dots \dots (C.V)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.20}{F_e} \quad 0.00551 < 0.0105 \quad \dots \dots \dots (C.V)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10. M_o} \frac{50}{480} = 0.104 \geq 0.032 \quad \dots \dots \dots (C.V)$$

**V.2.2.2.3 Schéma de ferrailage :**



**Figure V.2 :** Ferrailages de poutre secondaire.

**V.3 Etude des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts vers les fondations, et ils sont soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens longitudinaux, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les sections d'acier sont calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

$$\begin{aligned}
 \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q &\rightarrow \{N_{max} ; M_{correspondant}\} \\
 \text{acc : } \begin{cases} 0.8G + Q \mp E \\ G + Q \mp E \end{cases} &\rightarrow \begin{cases} N_{min} ; M_{correspondant} \\ M_{max} ; N_{correspondant} \end{cases}
 \end{aligned}$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité  $\gamma_s, \gamma_b$

$$\text{Normale : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1.5 \rightarrow \sigma_b = 14.2 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Accidentelle} : \begin{cases} \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow \sigma_b = 18.5 \text{ MPa} \end{cases}$$

### V.3.1 Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :

\_ Les armatures longitudinales doivent être haute adhérence droite et sans crochet ;

\_ Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I) ;

\_ pourcentage maximal sera de :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement.

\_ Le diamètre minimum est de 12 mm ;

\_ La longueur minimale des recouvrements est de :  $40\varnothing$  (zone I) .

\_ Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau no doit pas dépasser 25 cm en zone I ;

\_ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux :

Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :

Poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> =0.7%(cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> =4% (cm <sup>2</sup> )
(60*70)	29.4	168

**Tableau V.10** : Ferrailage exigé par RPA.

### V.3.2 Les résultats des efforts et moments pour chaque Combinaison :

	ELU		0.8G+E		G+Q+E		ELS	
	A1		A2		A3			
<b>poteau</b>	<i>N<sub>max</sub></i> (KN)	<i>M<sub>correspondant</sub></i> (KN.m)	<i>N<sub>min</sub></i> (KN)	<i>M<sub>correspondant</sub></i> (KN.m)	<i>M<sub>max</sub></i> (KN.m)	<i>N<sub>correspondant</sub></i> (KN)	<i>N<sub>max</sub></i> (KN)	<i>M<sub>correspondant</sub></i> (KN.m)
(55*70)	4187.29	77.21	21	51.71	163.76	1048.15	2988,92	55.49

**Tableau V.11** : Sollicitations de poteau.



### V.3.3 Exemple de calcul :

Poteau de Section (60x70) cm<sup>2</sup> ( RDC+8) :

Données :

- \_ Largeur du poteau b= 60 cm.
- \_ hauteur de la section ht = 70 cm.
- \_ Enrobage c = 4 cm.
- \_ Hauteur utile des aciers tendus d = ht-c= 66 cm
- \_ Contrainte des aciers utilisés fe = 400 Mpa
- \_ Contrainte du béton à 28 jours fc28 = 25 Mpa
- \_ Contrainte limite de traction du béton ft28 = 2,1Mpa.
- \_ Fissuration peu préjudiciable

#### Combinaison du A<sub>1</sub> :

##### 1) Ferrailage longitudinal :

ELU BAEL91 (art A.4.3) :

Les sections soumises à un effort normal de compression sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de résistance de forme en adoptant une excentricité totale de calcul  $e_t = e_1 + e_2$   
Cependant il est possible de tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire lorsque :

$$\frac{L_f}{h} < \max \left( 15; 20 \frac{e_1}{h} \right)$$

Avec : h : la hauteur totale de la structure dans la direction du flambement.

**e<sub>1</sub>**: excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales ;

y compris l'excentricité additionnelle.  $e = \frac{M}{N} + e_1$

**e<sub>a</sub>**: excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques des efforts appliqués

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

$$e_a = \max (2\text{cm}, 306/250) \rightarrow e_a = \max (2\text{cm}, 1.22 \text{ cm}) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

**e<sub>2</sub>**: excentricité due aux effets du second ordre, liée à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3L_f}{10^4 h} (2 + \alpha \cdot \emptyset)$$

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasipermanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$\emptyset$  : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égale à 2.

$$l_f = 0.7 \times L = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \cdot \emptyset)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{77.21}{4187.29} = 0.018 \text{ m} = 1.8 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 1.8 + 2 = 3.8 \text{ cm}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\frac{L_f}{h} < \max \left( 15; 20 \frac{e_1}{h} \right)$$

$l_0$  : Hauteur totale du Poteau.

$l_f$ : Longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$\frac{2.14}{70} = 3.05 < \max \left( 15; 20 \times \frac{2.06}{70} = 0.58 \right)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = 3.46 \frac{L_f}{h} = 3.46 \frac{2.14}{0.7} = 10.57$$

$$\lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{10.57}{35} \right)^2} = 0.83$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \cdot \emptyset) \emptyset : \text{généralement on prend } \emptyset = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 70} (2 + 0.83 \times 2) = 0.00007 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 3.8 + 0.0071 = 3.8071 \text{ cm}$$

$$M \text{ corrigé} = NELU \times e = 4187.29 \times 0.038071 = 159.414 \text{ KN.m}$$

**Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{MAX}} = 4187.29 \text{ KN} ; M \text{ corr} = 159.414 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 159.414 + 4187.29(0.66 - 0.70/2) = 1457.474 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{ua} = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1457.474 \times 10^3}{14.2 \times 60 \times 66^2} = 0.392 \leq 0.48$$

- Donc la section sera partiellement comprimée.

Calcul à la flexion simple :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{ua}}) = 0.647$$

$$\mu_{ua} \leq \mu_L \rightarrow 0.392 \leq 0.392 \quad (\text{Donc Asc} = 0)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{ua}}) = 0.669$$

$$\beta = [1 - 0.4\alpha] = 0.7324$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_{st} \times \beta \times d} = \frac{1457.474 \times 10^3}{348 \times 0.7412 \times 66} = 86.64 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 86.64 - \frac{4187.29 \times 10^3}{100 \times 348} = -33.68 \text{ cm}^2$$

Condition De non Fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times F_{tj}/F_e$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 60 \times 66 \times 2.1/400 = 4.78 \text{ cm}^2$$

		N	M corrigé	M <sub>ua</sub>	A <sub>s</sub>
ELU	A1	4187.29	1457.474	1419.83	-33.68
accidentelle	A2	21	52.08	58.59	1.71
	A3	1048.15	178.185	503.11	-6.04

**Tableau V.12 :** Résultats calcul de poteau.

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{BAEL}_{\min}}, A_{\text{RPA}_{\min}}) = (1.71 ; 4.78 ; 29.4) = 29.4 \text{ cm}^2$$

**On adopte : 6T25 = 29.45 cm<sup>2</sup>**

### V.3.4 Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

Les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de ( $N_{ser}$ ,  $M_{ser}$ ).

La contrainte du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_c 28 = 15 \text{ MPa}$

La contrainte d'acier est limitée par :  $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

-Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$N_{ser} = 2912.37 \text{ KN}$  ;  $M_{ser} = 54.92 \text{ KN.m}$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{54.92}{2912.37} = 0.018 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0.116 \text{ m}$$

- La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que  $\sigma_b < 0,6 f_c 28 = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A + A') = 60 \times 70 + 15(29.4) = 4641 \text{ cm}^2$$

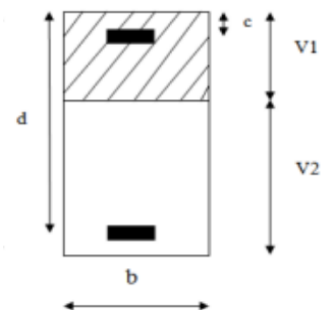
$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A \cdot c + A' \cdot d) \right] = \frac{1}{4641} \left[ \frac{60 \times 70^2}{2} + 15(14.7 \times 4 + 14.7 \times 4) \right] = 32.05 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 70 - 32.06 = 37.94 \text{ cm}$$

$$I_{XX} = \frac{b}{2} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A(V_1 - C_1)^2 + A(V_2 - C_2)^2]$$

$$I_{XX} = \frac{60}{2} (32.05^3 + 37.94^3) + 15[14.7(32.05 - 4)^2 + 14.7(37.94 - 4)^2] = 3053519.014 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX}}$$



$M_G$ : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène. **Section de poteau**

$$M_G = 55.49 \text{ KN.m}$$

$$K = \frac{55.49 \times 10^3}{3053519.014} = 0.018$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100B_0} = \frac{2988.92 \times 10^3}{100 \times 4641} = 6.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K v_1 = 6.44 + 0.018 \times 32.05 = 7.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 7.01 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Donc les armatures déterminées pour L'E.L. U de résistance conviennent.

-La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de  $\sigma_s$  à L'E.L. S est :

$$\sigma_{s1} = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[6.44 + 0.018(32.05 - 4)] = 104.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s1} = 15[\sigma_0 - K(v_1 - c')] = 15[6.44 - 0.018(32.05 - 4)] = 89.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s1} = 104.17 \text{ MPa} < \sigma_s = \text{FeE400} = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

$$\sigma_{s2} = 89.02 \text{ MPa} < \sigma_s = \text{FeE400} = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

### V.3.5 Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux  
La combinaison (G + Q ± E) donné l'effort tranchant max .

$$V_{\max} = 113.05 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{113.05 \times 10^3}{600 \times 660} = 0.28 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \mid 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \times \frac{25}{1.5} \mid 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.28 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow (\text{condition vérifier})$$

### 2) Calcul d'armature transversal:

Selon (RPA99 version 2003) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a}{h \times f_e}$$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h$  : Hauteur total de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers transversales ( $f_e = 235 \text{ MPa}$ ).

$\rho_a$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$$\rho_a = 3,75 \text{ Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2,5 \text{ Si } \lambda_g > 5.$$

$\lambda_g$ : L'élanement 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.

$L_f$  : longueur de flambement du poteau ( $L_f = 0.7 L$ )

$$\lambda_g = \left( \frac{2.142}{0.60} \right) \rightarrow \lambda_g = 3.57 < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

$St$  : c'est l'espacement des armatures transversales

**Selon (ART 7.4.2.2 R.P. A)**

\* dans la zone nodale :

$$t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15\text{cm}) \text{ en zone I et II}$$

$$t \leq 10 \text{ cm. en zone III}$$

\* dans la zone courante :

$$t' \leq 15 \phi_l \text{ en zone I et II}$$

$$t' \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10 \phi_l) \text{ en zone III}$$

où  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

$$St \leq 37.5 \text{ cm}$$

\_ On adoptera un espacement de 10 cm en zone nodale et de 15 cm en zone courante.

Alors :

\_ **En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho \times Vu \times St}{h \times f_e} = \frac{3.75 \times 113.05 \times 10^3 \times 10}{70 \times 235 \times 10^2} = 2.57 \text{ cm}^2$$

\_ **En zone courante :**

$$A_t = \frac{\rho \times Vu \times St}{h \times f_e} = \frac{3.75 \times 113.05 \times 10^3 \times 15}{70 \times 235 \times 10^2} = 3.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } \mathbf{8\phi 8 = 4.02 \text{ cm}^2}$$

- La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t/t.b$  en % est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\%$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

**Dans la zone nodale :  $St = 10 \text{ cm}$**

$$\frac{A_t}{St \times b} \geq 0.3\% \quad A_t = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8 \text{ cm}^2$$

**Dans la zone courant :  $St = 15 \text{ cm}$**

$$\frac{A_t}{S_t \times b} \geq 0.3\% A_t = 0.003 \times 15 \times 60 = 2.7 \text{ cm}^2$$

**BAEL91 : (art A.8.1,3) :**

1/ Le diamètre des armatures transversales :

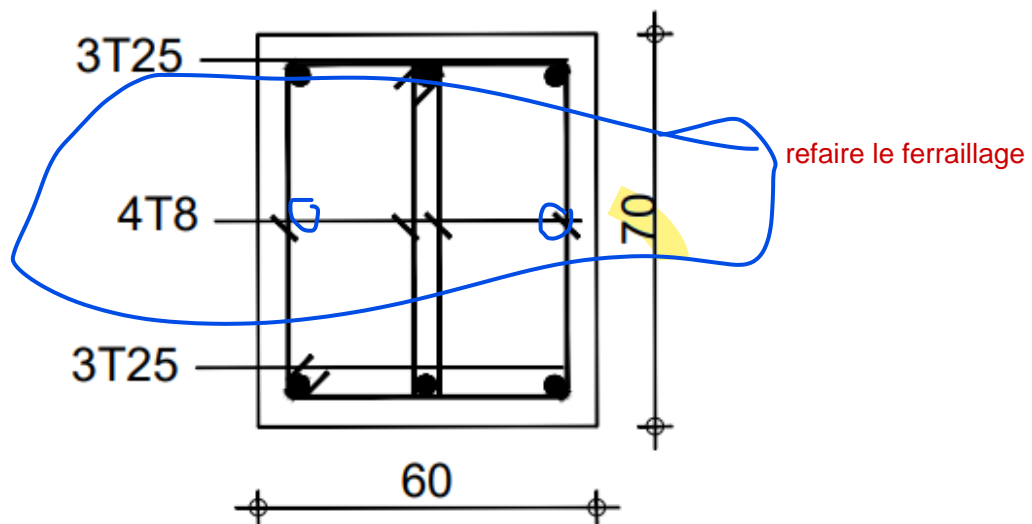
$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm}$$

Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3}$  Condition Vérifier .

2/ leur espacement :  $S_t \leq \min (15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$S_t \leq \min (37.5 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 80 \text{ cm})$  Condition vérifiée.

### V.3.6 Schéma de ferrailage des poteaux :



**FigureV.3 :** Ferrailages de poteau.

## V.4 Ferrailage des voiles :

-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 ferrailé en flexion composée .

### V.4.1 Le principe de calcul :

Nous allons suivre les étapes suivant :

A) Déterminer les contraintes maximales:

\_ Un voile en béton armé est soumis à un effort normal du a l'ensemble des charges verticales ,à un moment fléchissant qui du principalement à l'action sismique et à un effort tranchant , sollicité en **flexion composée**.

\_ Nous procédons à la détermination de la section d'armatures les combinaisons suivants ( Art5.2.RPA2003) :

$$G + Q \mp E$$

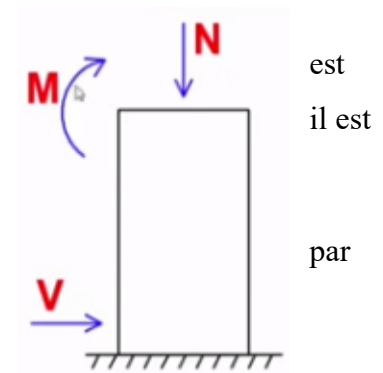
$$0.8G + Q \mp E$$

\_ Nous procédons d'abord à la détermination des contraintes max (compression et traction ) sollicitation sont données par les deux expression suivantes :

$$\sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

- N et M : sont respectivement l'effort normal et le moment fléchissant.
- A : section transversale du voile.
- I : moment d'inertie.





- $V$  : demi-largeur du voile.

\_ Le calcul des contraintes est effectué en considérant les valeurs des efforts extrêmes sous les combinaisons sismiques citées plus-haut :

$$N_{u, \text{Max}} \cdot M_{\text{corr}}$$

$$N_{u, \text{Min}} \cdot M_{\text{corr}}$$

$$M_{\text{max}} \cdot M_{\text{corr}}$$

Avant l'entame de calcul, nous déterminons les caractéristiques géométriques du voile :

$$L = 4.5 \text{ m} ; c = 5 \text{ cm}$$

$$d = L - c = 4.5 - 0.05 = 4.45 \text{ m} ; a = 0.20 \text{ m}$$

$$A = 0.9 \text{ m}^2$$

$$I = 1.518 \text{ m}^4$$

$$V = 2.25 \text{ m}$$

Les valeurs des efforts normaux et moments fléchissant sont mentionnées dans le tableau suivant :

	$N_{\text{max}}$ (KN)	$M_{\text{corr}}$ (KN.m)	$N_{\text{min}}$ (KN)	$M_{\text{corr}}$ (KN.m)	$M_{\text{max}}$ (KN.m)	$N_{\text{corr}}$ (KN)
valeur	3602.82	211.72	-3.19 (traction)	29.92	2151.94	1438.38

**Tableau V.13** : Sollicitations de voile.

Maintenant, nous déterminons les contraintes maximales pour chacun des 3 cas, les valeurs sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_t$ (MPa)
3602.82	211.72	4.31	3.68
-3.19	29.92	0.04	-0.04
1438.38	2151.94	2.6	2.17

**Tableau V.14** : Résultats calcul de voile.

\_La section est entièrement comprimée,  $L_t = 0$  (Le béton résiste bien à la compression)

\_Donc le ferrailage par rapport :  $A_{\min}$  RPA.

### V.4.2 Calcul le ferrailage :

#### 1) Calcul des armatures verticales :

globalement dans la section du voile : 0,15 %

$$A_{\min}^g = 0,15\% \times a \times L \Rightarrow A_{\min} = 0,15\% \times 20 \times 450 = 13,5 \text{ cm}^2$$

A calculé ????????

Donc on prend : **18T10** = 14.13 cm<sup>2</sup>

#### L'espacement

d'après (RPA99 version 2003)

$S < \min(1.5.a ; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm})$  On prendre :  $S = 30 \text{ cm}$

#### 2) Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile : (RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1\text{m} = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :  $A_{\text{hor}} = 6\text{T8} = 3.02 \text{ cm}^2$

### V.4.3 Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.1 \frac{1.4Vu}{a.d} = 1.1 \frac{1.4 \times 437.72 \times 10^3}{200 \times 4450} = 0.75 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b > \tau_b \quad \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

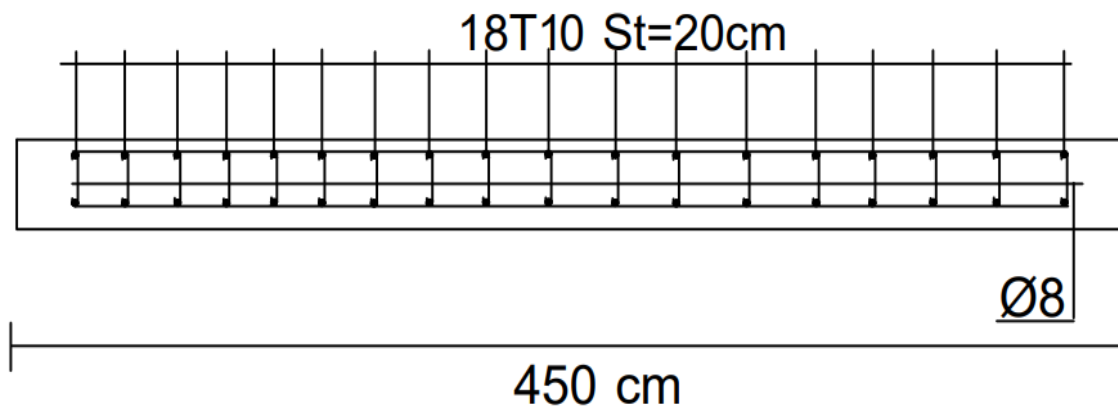
### V.4.4 Vérifier la contrainte tangentielle maximale :

$$\sigma_c \leq \bar{\sigma}$$

Cas	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_t$ (MPa)	$\bar{\sigma}$ MPa	$\sigma_c \leq \bar{\sigma}$
1	4.31	3.68	18.5	CV
2	0.04	-0.04	18.5	CV
3	2.6	2.17	18.5	CV

Tableau V.15 : Vérifier la contrainte tangentielle maximale

#### V.4.5 disposition du ferrailage du voile :



FigureV.4 : Ferrailages de voile.

# **Chapitre VI**

## **Infrastructure**

## **VI. Etude des fondations :**

### **VI.1. Introduction :**

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges qui proviennent de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharges d'exploitation, les surcharges sismiques.

### **VI.2 Combinaison d'action :**

- ELS :  $(G + Q)$  pour le dimensionnement.
- ELU :  $(1.35G + 1.5Q)$  pour le ferrailage.
- Accidentelle :  $(0.8G \pm E)$  pour la vérification.

#### **VI.2.1. Le choix du type de fondation dépend du :**

- \_ Type d'ouvrage construire.
- \_ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- \_ La capacité portance de terrain de fondation.
- \_ La charge totale transmise au sol.
- \_ La raison économique.
- \_ La facilité de réalisation.

#### **VI.2.2. Choix de type de fondations :**

avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 2 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- \_ Semelle filante.
- \_ Radier général.

-Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.

- La qualité du sol de fondation.

-Nous proposons en premier lieu des semelle filantes pour cela, nous allons procéder a une petite vérification telle que :

-La surface des semelles doit être inférieure a 50%de la surface totale du bâtiment

(  $S_s/S_b < 50\%$ ).

La surface de la semelle est donnée par :

Avec :  $N = N_G + N_Q$

$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{KN/m}^2$ .

$N_{ser} = 116302,95 \text{ KN}$

$S_s \geq 116302,95 / 200 = 581.51 \text{ m}^2$

Surface totale des semelles est :  $581.51 \text{ m}^2$

Surface totale du bâtiment est :  $664.38 \text{ m}^2$

Donc :

$S_s / S_b = 0.87 = 87\% > 50\%$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduira opter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile a réaliser : c'est le radier générale.

### **VI.3. Etude du radier :**

Le radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué du poids propre de radier.

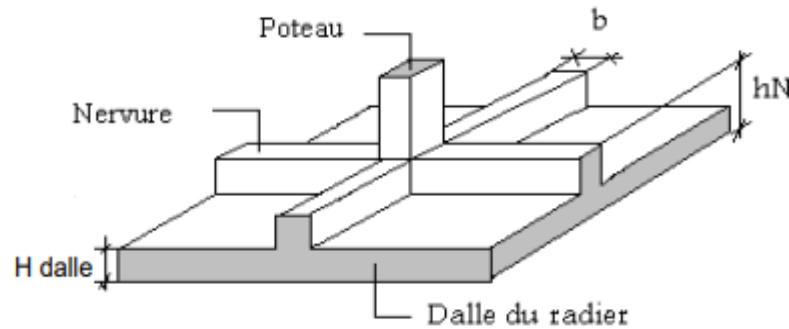


Schéma du Radier

### VI.3.1. Pré-dimensionnement du radier

- Hauteur du radier :

Condition forfaitaire :

- 1) La dalle du radier :

$$h_{Dalle} \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{780}{20} = 39 \text{ cm}$$

- 2) Les nervures :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{780}{10} = 78 \text{ cm}$$

- La condition de raideur (rigidité) :

Pour un radier rigide, il faut que  $L_e \geq \frac{2 \times L_{max}}{\pi}$

$L_e$ : Longueur élastique

$L_{max}$  : plus grande distance entre deux files parallèles.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

$E$  : Module d'élasticité

$I$  : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml

K : coefficient de raideur du sol

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

on à un sol moyen donc :  $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 40000 \text{ KN/m}^3$

b : largeur du radier (bande de 1m)

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{max}^4}{E \times \pi^4}} ; h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 7.8^4}{3216420 \times \pi^4}} = 1.31 \text{ m}$$

**On prend :**

$h_{nervres} = 140 \text{ cm}$  ;  $b_n = 70 \text{ cm}$

$h_{dalle} = 50 \text{ cm}$

Lal longueur élastique :  $Le = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1 \times 1.4^3}{12} = 0.228 \text{ m}^4$$

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164200 \times 0.228}{40000 \times 1}} = 5.2 \text{ m}$$

$$\frac{2 \times L_{max}}{\pi} = \frac{2 \times 7.8}{\pi} = 4.9 \text{ m}$$

$Le = 5.2 \text{ m} \geq 4.9 \text{ m}$  ..... condition vérifiée



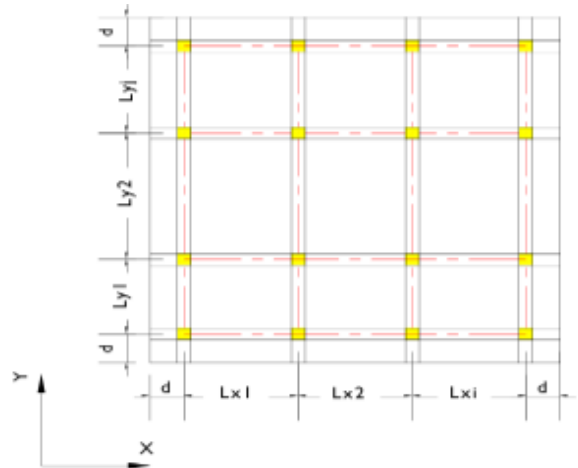
### VI.3.2. Calcul de la surface totale du radier :

$$d \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30 \text{ cm}\right); \text{ Avec } h_r = 50 \text{ cm}$$

Donc on prend  $D = 0.5 \text{ m}$

$$S_{\text{Radier}} = (2d + \sum L_x) \times (2d + \sum L_y)$$

$$S_{\text{Radier}} = 725.28 \text{ cm}^2$$



### VI.3.3. Vérifications du radier :

#### 1). Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91) (Art : 5.1)

En tenant compte du poids propre du radier et de la nervure :

$$\text{Poids du radier : } G = (S_R \times h_d \times 25) + (h_n \times b_n \times \sum L_i \times 25)$$

$$G = (725.28 \times 0.50 \times 25) + (1.4 \times 0.7 \times 334.2 \times 25) = 17253.9 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = 116302,95 + 17253.9 = \mathbf{133556.85 \text{ KN}}$$

$$N_u = 163737,95 + 1.35 \times 17253.9 = \mathbf{187030.715 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{F_{cI}}{\gamma_b} \mid 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\text{Avec : } b = 100 \text{ cm } d = 0,9 \times h = 0,9 \times 50 = 45 \text{ cm}$$

$$T_u = \frac{N_u \times b}{S_r} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{187030.715 \times 1}{725.28} \times \frac{7.8}{2} = 1005.7 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1005700}{1000 \times 450} = 2.23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{F_{cI}}{\gamma_b} \mid 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.5} \mid 4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow (\text{condition vérifier})$$

#### 2). Vérification de stabilité de radier :

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement. Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les Combinaisons suivantes :

$$- \mathbf{0.8G \pm E}$$

- G+Q+E

a. Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E) :

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

	Sens X	SensY
M(KN.m)	603.13	11.72
N tot (KN)	11261.54	11261.54
$\frac{L}{4}$	6.95	7.025
E (e)	0.053	0.001
Condition	CV	CV

**Tableau VI.1** : Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E).

b. Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq 1.5 \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{max/min} = \frac{N}{S_R} \mp \frac{M.V}{I}$$

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = 51402.29 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = 50310.59 \text{ m}^4$$

	Sens X	Sens Y
M(KN.m)	603.13	11.72
N tot (KN)	11261.54	11261.54
$\sigma_{max}$	0.015	0.015
$\sigma_{min}$	0.015	0.015
$\sigma_{moy}$	0.015	0.015
$1.5 \overline{\sigma_{sol}}$	3	3
Condition	CV	CV

**Tableau VI.2** : Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E).

Pas de risque de soulèvement de la structure.

**VI.3.4. Evaluation des charges pour le calcul du radier :**

$$Q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_R} = \frac{133556.85}{725.28} = 184.145 \text{ KN/m}^2 ; Q_u = \frac{N_u}{S_R} = \frac{187030.715}{725.28} = 257.874 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{ser} = 184.145 \text{ KN/m}^2 ; Q_u = 257.874 \text{ KN/m}^2$$

**VI.3.5. Ferrailage du radier****VI.3.5.1. Ferrailage des dalles :**

Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nus des appuis  $L_x$  et  $L_y$  avec  $L_x / L_y$ .

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas:

**Premier cas :**

Si  $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \geq 0.4$  La dalle portante suivant les deux directions.

**Les moments sont données par :**

$$M_{0x} = \mu_x L_x^2 ; M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

**Moment en travée :**

$$M_t = 0,85M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_o \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

**Moment sur appuis :**

$$M_a = 0,3M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5M_o \dots \dots \dots \text{ appuis intermédiaire.}$$

**Deuxième cas :**

Si  $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$  La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable.

**Exemple de calcul :**

**ELU :**

$$\alpha = \frac{410}{710} = 0.58 \geq 0.4, \text{ Donc la dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\alpha = 0.58 \rightarrow \mu_x = 0.0838, \mu_y = 0.279$$

$$M_{0x} = \mu_x \times Q \times L_x^2 = 0.0838 \times 257.874 \times 4.1^2 = 363.261 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.279 \times 363.261 = 101.349 \text{ KN.m}$$

**Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)**

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

Avec :  $b=100 \text{ cm}$  ;  $d=45 \text{ cm}$

	Sen x		Sens y	
	En travée	sur appui	En travée	sur appui
<b>M (rive) (KN. m)</b>	<b>308.771</b>	<b>108.978</b>	<b>86.146</b>	<b>108.978</b>
<b><math>\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2}</math></b>	<b>0.107</b>	<b>0.037</b>	<b>0.029</b>	<b>0.037</b>
<b><math>\mu \leq \mu_L = 0.392</math></b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>
<b><math>\alpha</math></b>	<b>0.141</b>	<b>0.047</b>	<b>0.036</b>	<b>0.047</b>
<b><math>\beta</math></b>	<b>0.9436</b>	<b>0.9812</b>	<b>0.9856</b>	<b>0.9812</b>
<b><math>As = \frac{M}{\sigma_{st} \times \beta \times d}</math></b>	<b>20.89 cm<sup>2</sup>/ml</b>	<b>7.09 cm<sup>2</sup>/ml</b>	<b>5.58 cm<sup>2</sup>/ml</b>	<b>7.09 cm<sup>2</sup>/ml</b>
<b>As min</b>	<b>5.43 cm<sup>2</sup>/ml</b>			
<b>A adopté</b>	<b>7T20</b> <b>=21.99cm<sup>2</sup>/ml</b>	<b>5T14</b> <b>=7.69 cm<sup>2</sup>/ml</b>	<b>5T12</b> <b>=5.65cm<sup>2</sup>/ml</b>	<b>5T14</b> <b>=7.69 cm<sup>2</sup>/ml</b>
<b>Espacement (cm)</b>	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>

**Tableau VI.3 :** Résultats de ferrailage dalle de radier à ELU.

**ELS :**

$$\alpha = \frac{410}{710} = 0.58 \geq 0.4, \text{ Donc la dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\alpha = 0.58 \rightarrow \mu_x = 0.0885, \mu_y = 0.453$$

$$M_{0x} = \mu_x \times Q \times L_x^2 = 0.0885 \times 184.145 \times 4.1^2 = 273.949 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.453 \times 273.949 = 124.099 \text{ KN.m}$$

	Sen x		Sens y	
	En travée	sur appui	En travée	sur appui
<b>M (rive) (KN. m)</b>	232.867	95.882	105.484	95.882
$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2}$	0.0809	0.0333	0.0366	0.0333
$\mu_{\square} \leq \mu_L = 0.392$	CV	CV	CV	CV
$\alpha$	0.105	0.0423	0.0466	0.0423
$\beta$	0.958	0.983	0.981	0.983
$A_s = \frac{M}{\sigma_{st} \times \beta \times d}$	15.52 cm <sup>2</sup> /ml	6.23 cm <sup>2</sup> /ml	6.86 cm <sup>2</sup> /ml	6.23 cm <sup>2</sup> /ml
<b>As min</b>	5.43 cm <sup>2</sup> /ml			
<b>A adopté</b>	5T20 =15.70 cm <sup>2</sup> /ml	5T14 =7.69 cm <sup>2</sup> /ml	5T14 =7.69 cm <sup>2</sup> /ml	5T14 =7.69 cm <sup>2</sup> /ml
<b>Espacement (cm)</b>	20	20	20	20

Tableau VI.4 : Résultats de ferrailage dalle de radier à ELS. normalement Aser < Ault????

**-Vérification de l'espacement :**

Dans le sens le plus sollicité :  $St \leq \min [3h ; 33 \text{ cm}]$

$St \leq 33 \text{ cm}$  .....condition vérifiée

**VI.3.5.2. Ferrailage de la nervure :**

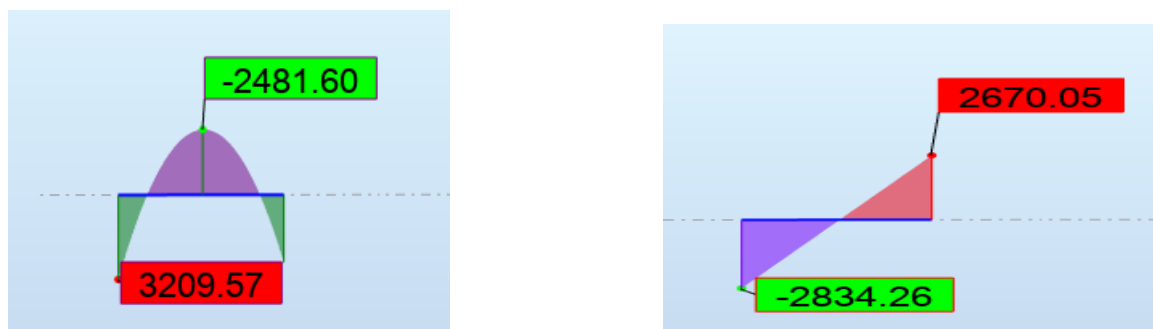
Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 140 \text{ cm} , d = 0.9 \times h = 126 \text{ cm} , b = 70 \text{ cm}$$

**a. ELU :**



**Figure VI.1** : Moment max dans les appuis et les travées et les efforts tranchants dans le sens X-X à ELU.



**Figure VI.2** : Moment max dans les appuis et les travées et les efforts tranchants dans le sens Y-Y à ELU.

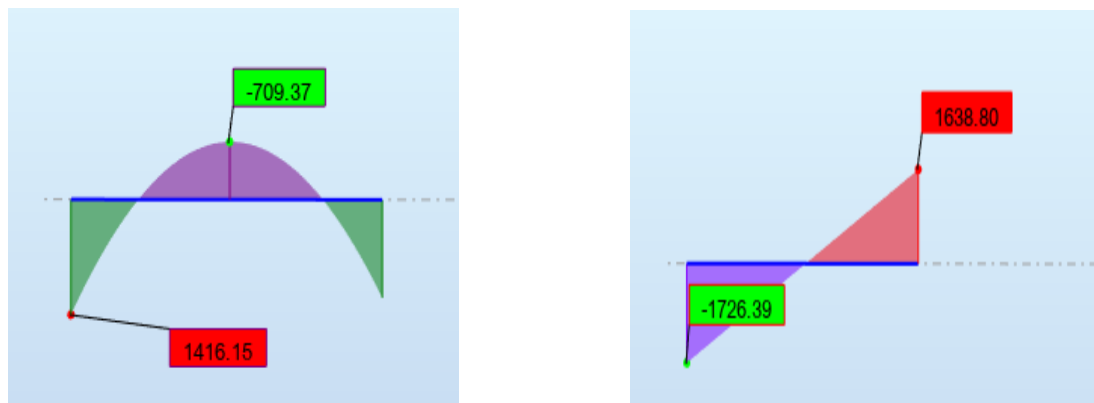
. Les résultats de ferrailage des nervures à L'ELU :

	Sen x		Sens y	
	En travée	sur appui	En travée	sur appui
<b>M (KN. m)</b>	1033.26	2062.74	2481.60	3209.57
$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2}$	0.065	0.130	0.157	0.203
$\mu_{\square} \leq \mu_L=0.392$	CV	CV	CV	CV
$\alpha$	0.084	0.174	0.214	0.286
$\beta$	0.966	0.930	0.914	0.885
$A_s = \frac{M}{\sigma_{st} \times \beta \times d}$	24.39cm <sup>2</sup>	50.58cm <sup>2</sup>	61.92cm <sup>2</sup>	82.71cm <sup>2</sup>
<b>A adopté</b>	8T20 =25.13cm <sup>2</sup>	11T25 =53.99 cm <sup>2</sup>	13T25 =63.81cm <sup>2</sup>	7T32+6T25 = 85.75 cm <sup>2</sup>

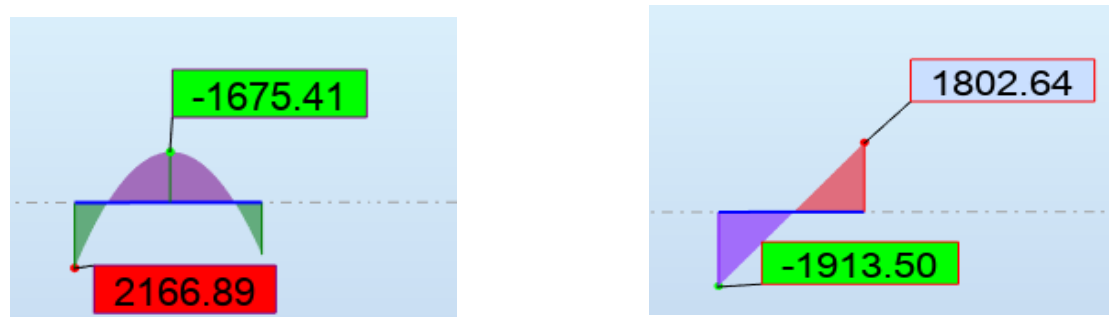
<b>Espacement (cm)</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>10</b>	<b>10</b>
------------------------	-----------	-----------	-----------	-----------

**Tableau VI.5** : Résultats de ferrailage des nervures à L'ELU.

b. **ELS** :



**Figure VI.3** : Moment max dans les appuis et les travées et les efforts tranchants dans le sens X-X à ELS.



**Figure VI.4** : Moment max dans les appuis et les travées et les efforts tranchants dans le sens Y-Y à ELS.

. Les résultats de ferrailage des nervures à L'ELS :

	<b>Sen x</b>		<b>Sens y</b>	
	<b>En travée</b>	<b>sur appui</b>	<b>En travée</b>	<b>sur appui</b>
<b>M (KN. m)</b>	<b>709.37</b>	<b>1416.15</b>	<b>1675.41</b>	<b>2166.89</b>
$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2}$	<b>0.0449</b>	<b>0.0897</b>	<b>0.106</b>	<b>0.1373</b>
$\mu_{\square} \leq \mu_L = 0.392$	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>
$\alpha$	<b>0.057</b>	<b>0.117</b>	<b>0.1403</b>	<b>0.185</b>
$\beta$	<b>0.977</b>	<b>0.953</b>	<b>0.943</b>	<b>0.926</b>

$As = \frac{M}{\sigma_{st} \times \beta \times d}$	16.55cm <sup>2</sup>	33.88cm <sup>2</sup>	40.51cm <sup>2</sup>	53.36cm <sup>2</sup>
<b>A adopté</b>	6T20 =18.84cm <sup>2</sup>	11T20 =34.55cm <sup>2</sup>	6T25+4T20 =42.01 cm <sup>2</sup>	11T25 =53.99 cm <sup>2</sup>
<b>Espacement (cm)</b>	15	15	15	15

**Tableau VI.6** : Résultats de ferrailage des nervures à L'ELS.

### VI.3.5.3. Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre:  $h_a \geq 2 (80 - 0,1f_e) = 80$  cm. Dans notre cas  $h_a = 140$  cm (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).

En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque cotée la nervure, elles sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable; leur section est d'au moins 3 cm<sup>2</sup> par mètre de Longueur de paroi; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section  $(h \times b_0) = (1.4 \times 0.9)$  m<sup>2</sup>, on a:

$$As_p = 3 \times 2 (b_0 + h) [\text{cm}^2] \quad Asp = 3 \times 2 (1.4 + 0.9) = 13.8 \text{ cm}^2$$

**On adopte 2T32 ; A = 16.08 cm<sup>2</sup>**

### VI.3.5.4. Vérifications nécessaires pour les nervures :

#### • Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$T_{\max} = 2834.26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,10f_c; 28; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2834260}{700 \times 1260} = 3.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 3.21 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow (\text{condition non vérifier})$$

Il ya risque de cisailment donc on va changer dimension de  $b = 90$  cm

$$\tau_u = \frac{2834260}{900 \times 1260} = 2.49 \text{ MPa}$$



$$\tau_u = 2.49 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow (\text{condition vérifier})$$

Le pourcentage minimal d'armature Selon BAEL91 :

$$A_{\min}^{\text{BAEL}_1} = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 90 \times 140 = 12.6 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : CBA93 article (A.4.2.1) :

$$A_{\min 2} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 0.23 \times 90 \times 126 \times 2.1/400 = 13.69 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

**a) Diamètre :**

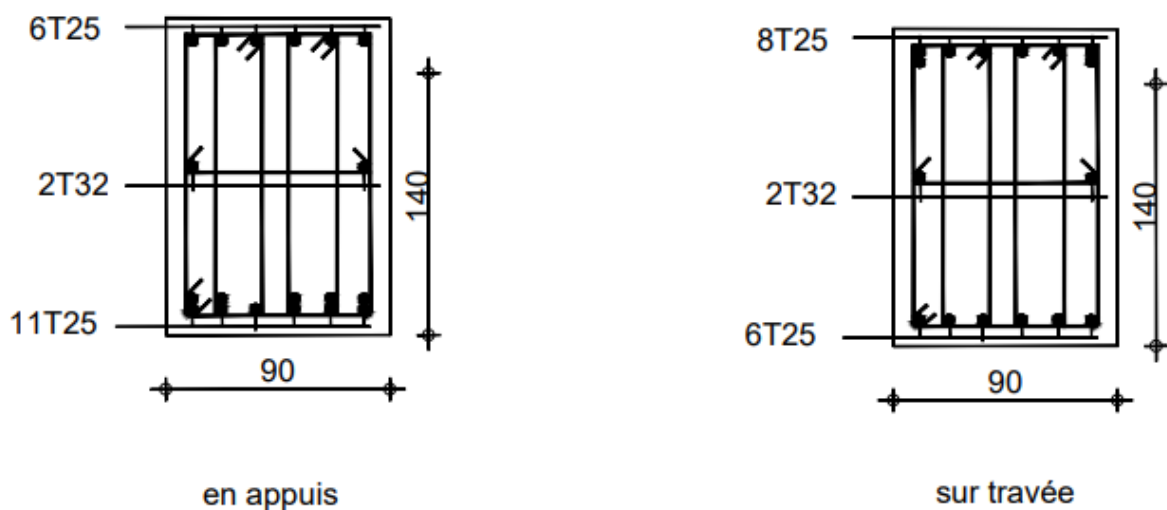
$$\varphi_t \leq \min(h/35 ; \varphi_l ; b/10) = \min(40\text{mm} ; 12\text{mm} ; 60\text{mm}) = 12\text{mm}$$

On prend :  $\varphi_t = 10\text{mm}$

**b) Espacement :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\varphi_l\right) = \min(35\text{cm} ; 14.4\text{cm}) = 15\text{cm}$$

**VI.3.5.5. Ferrailage de nervure :**



**Figure VI.5 :** Ferrailage de nervure sens X.

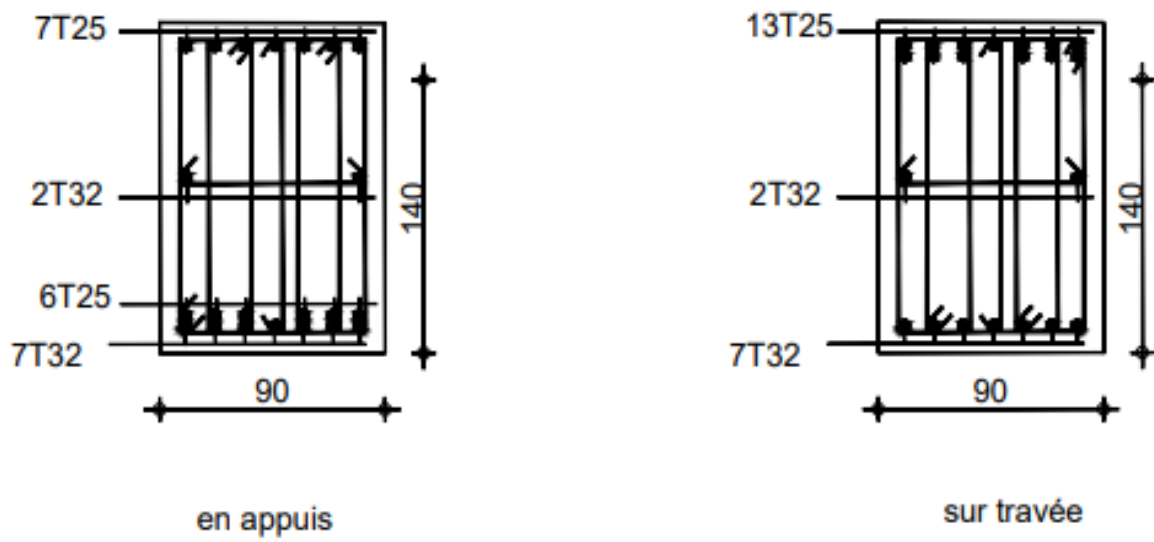
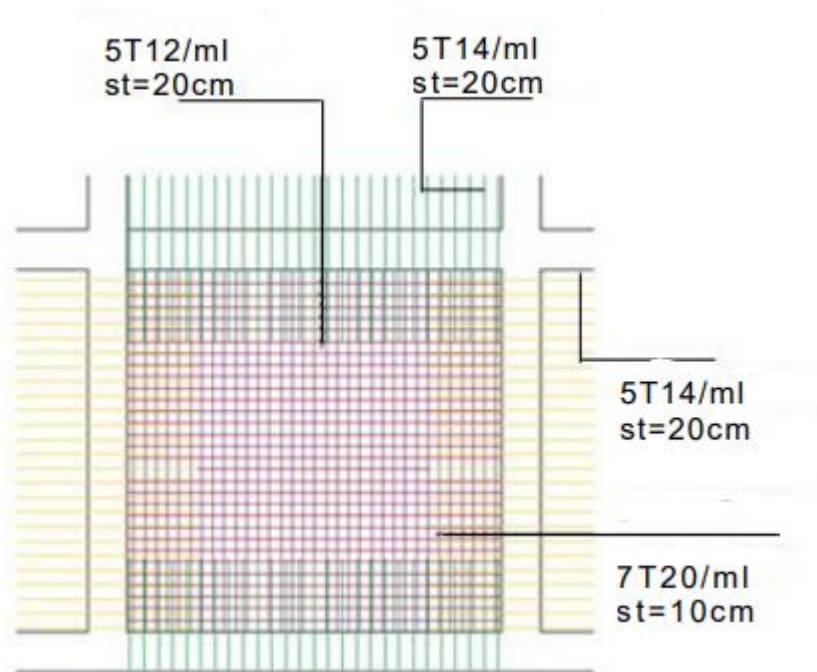


Figure VI.6 : Ferrailage de nervure sens Y.

**VI.3.5.6. Ferrailage de Radier :****FigureVI.7 :** Ferrailage de Radier.

# **Conclusion Générale**

## **Conclusion générale**

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout le long de notre cursus et d'affiner nos connaissances, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissance en Génie Civil.

Toutefois, en prenant conscience de l'évolution considérable qu'a connue dans le domaine du génie civil ainsi que les exigences technologiques et économiques (délai et cout de réalisation) il serait préférable de faire appel à des logiciels de calcul tridimensionnel des structures qui sont plus rapides, faciles à utiliser et plus proches de la réalité pratique.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

# Bibliographie

## Les règlements

RPA99/Version2003 : Règlement Parasismique Algérien.

BAEL 91 révisées 99 : Béton Armé aux États Limites.

C.B.A93 : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

D.T.R.B.C.2.2: Document technique réglementaire (charges permanentes et charges D'exploitation).

DTR-BC 2.3.3.1: Calculs Des Fondations Superficiel

## Les Livres

CALCUL DES OUVRAGES BA REGLES BAEL 83