

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE  
CENTRE UNIVERSITAIRE DE TISSEMSILT  
INSTITUT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE  
DÉPARTEMENT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

Visa du chef de département des  
Sciences et de la Technologie  
Signature:.....  
Date :.....

# Conception et calcul parasismique d'un bâtiment en béton armé

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de master académique en  
Filière : Génie Civil.  
Spécialité : Structures

Encadrant: BOUZRIBA ASMA

Signature: .....

Date: .....

Réalisé par : YAHIA HALIMA  
SAHIH YAMINA

Signature: .....

Date: .....

Membres du jury

BOUZID HAYTHEM (Président)

BOUDERBA BACHIR (Examinateur)

BOUZERIBA ASMA (Encadrant)

# SOMMAIRE

## Partie I

Introduction générale.....01

### Chapitre I : Généralités

I.1.Introduction.....03

I.2. Présentation de bâtiment.....03

I.2.1 Régularité en plan .....04

I.2.2 Régularité en élévation.....04

I.3. Conception de la structure.....04

I.3.1.Ossature.....04

I.3.2. Les plancher.....04

I.3.3. Escalier .....05

I.3.4. Maçonnerie .....05

I.3.5.Revêtement.....05

I.3.6.Isolation.....05

I.3.7.L'acrotère .....06

I.3.8.Balcon.....06

I.3.9.Fondation.....06

I.4.Les caractéristiques des matériaux .....06

I.4.1.Le béton.....06

I.4.1.1. Les caractéristiques physiques et mécaniques du béton.....07

I.4.2.Aciers.....10

I.4.3. Règles des trois pivots .....	12
I.4.4. Hypothèses de calcul .....	13
I.5. Actions et sollicitations .....	13
I.5.1. Définition.....	13
I.5.2. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites.....	14
I.6.Règlements utilisés .....	14
I.7.Conclusion.....	14

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

II.1.Introduction.....	15
II.2. Pré dimensionnement des planchers.....	15
II.2.1. Plancher à corps creux.....	15
II.2.1.1. Disposition des poutrelles.....	16
II.2.1.2. Dimensionnement des planchers.....	16
II.2.1.3. Pré dimensionnement des poutrelles.....	17
II. 3.Evaluation des charges .....	18
II .3.1.Charge permanente.....	18
II.3.1.1.Plancher terrasse inaccessible.....	18
II.3.1.2.Plancher étage courant.....	19
II.3.1.3. Maçonnerie.....	20
II.4.Pré dimensionnement des éléments structuraux.....	21
II.4.1.Pré dimensionnement des poutres.....	21
II.4.1.1.Pré dimensionnement des Poutre principale.....	23
II.4.1.2.Pré dimensionnement des Poutre secondaire.....	24

II.4.2 Pré dimensionnement des poteaux.....	25
II.4.3 .Descente des charges.....	25
II.4.4.Pré dimensionnement des voiles .....	35
II .5 .Conclusion.....	36

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

III.1. Introduction.....	37
III.2. Etude de l'acrotère.....	37
III.2.1. Définition de l'acrotère.....	37
III.2.2.Evaluation des charges et surcharges.....	38
III.2.3.Vérification de l'acrotère sous charge sismique.....	38
III.2.4.Sollicitations.....	39
III.2.5.Calcul de l'excentricité.....	39
III.2.6.Calcul du ferrailage a E.L.U.....	40
III.2.6.1.Vérification si la section est partiellement comprimée ou entièrement comprimée.....	40
III.2.6.2.Vérification de l'existence des armatures comprimées A' .....	41
III.2.6.3.Calcul de la section d'armatures.....	41
III.2.6.4.Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire.....	42
III.2.6.5.Vérification des contraintes (E. L. S) .....	43
III.3. Etude de Balcon.....	45
III.3.1. Définition de Balcon.....	45
III.3.2.pré dimensionnement du balcon.....	45
III.3.3.Evaluation des charges.....	46

III.3.4.Sollicitation de calcul.....	47
III.3.5.Calcul des moments balcon type 1.....	47
III.3.6.Calcul le ferrailage.....	48
III.3.7.Vérification de l'effort tranchant.....	49
III.3.8.Calcul des moments balcon type 2.....	51
III.3.9.Calcul le ferrailage.....	51
III.3.10.Vérification de l'effort tranchant.....	52
III.4. Etude des escaliers.....	54
III.4.1. Définition des escaliers.....	54
III.4.2. Description.....	55
III.4.3.Dimensionnement d'un escalier.....	55
III.4.3.1.Détermination l'épaisseur de la paillasse et du palier de repos.....	57
III.4.3.2.Evaluation des charges et des surcharges.....	58
III.4.4.Combinaisons de charge.....	59
III.4.5 Détermination des efforts internes.....	60
III.4.6.Calcul du ferrailage.....	65
III.4.6.1. Calcul des armatures longitudinales.....	65
III.4.6.2.Vérification de l'effort tranchant.....	68
III.4.7.Vérification à E.L.S.....	69
III.4.8.Etude de la poutre palière.....	72
III.4.8.1. Pré-dimensionnement.....	72
III.4.8.2. Calcul à la flexion simple.....	73
III.4.8.3.Calcul du ferrailage.....	75
III.4.8.4.Vérification de l'effort tranchant.....	76

III.4.8.5. Vérification à E.L.S.....	77
III.4.8.6. Calcul de la poutre palière à la torsion.....	80

## **Chapitre IV : Etude des planchers**

IV.1. Introduction.....	84
IV. 2. Méthode de calcul des poutrelles.....	84
IV.2.1. Méthode Forfaitaire.....	84
IV. 2.2. Méthode de Caquot.....	86
IV. 3 Les différents types des poutrelles.....	87
IV. 3.1 Calcul des efforts dans les poutrelles.....	88
IV. 3.2. Vérification des conditions d'application de la méthode Forfaitaire.....	88
IV. 4. Plancher étage courant.....	89
IV. 4.1. calcul des sollicitations maximales.....	89
IV. 4.2 Exemple de calcul.....	89
IV.4.2.1. Les sollicitations maximales à retenir pour le ferrailage.....	95
IV.4.3. Calcul de ferrailage.....	95
IV.4.3.1. Armatures longitudinales.....	95
IV.4.3.2. Vérification de l'effort tranchant.....	98
IV.4.3.3. Vérification de la flèche.....	98
IV.4.3.4. Ferrailage transversal.....	98
IV.4.3.5. Vérification de liaison de table de compression à la nervure.....	100
IV.4.4. Vérification à l'état limite de service E.L.S.....	100
IV.4.5. Ferrailage de la dalle de compression.....	102
IV. 5. Plancher terrasse.....	103
IV. 5.1. Calcul des sollicitations maximales.....	103

IV. 5.2.Exemple de calcul.....	103
IV.5.2.1. Les sollicitations maximales à retenir pour le ferrailage.....	109
IV.5.3.Calcul de ferrailage.....	109
IV.5.3.1.Armatures longitudinales.....	109
IV.5.3.2.Vérification de l'effort tranchant.....	112
IV.5.3.3.Vérification de la flèche.....	112
IV.5.3.4. Ferrailage transversal.....	112
IV.5.3.5.Vérification de liaison de table de compression à la nervure.....	114
IV.5.4. Vérification à l'état limite de service E.L.S.....	114
IV.5.5. Ferrailage de la dalle de compression.....	116

## **Chapitre V : Etude dynamique**

V.1. Introduction.....	118
V.2. Objectif de l'étude dynamique.....	118
V.3. Modélisation de la structure.....	118
V.4. Combinaison d'action .....	119
<b>V.5.Calcul sismique.....</b>	<b>119</b>
V.5.1.Méthode statique équivalente.....	120
V.5.2. Méthode d'analyse modale spectrale.....	120
V.5.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	121
V.6. Présentation du logiciel ETABS /V.9.6.0.....	121
V.7.Choix de la méthode de calcul.....	121
V.8.Poids totale de la structure (W).....	121
V.9.Calcul de la force sismique totale.....	124
V.10. Spectre de réponse de calcul.....	127

V.11.Disposition des voiles.....	128
V.12.Vérifications des résultats vis-à-vis de l’RPA99-2003.....	131
V.12.1.Vérifications de participation de la masse.....	131
V.12.2.Vérification de la période fondamentale de la structure.....	131
V.12.3.Vérification de la résultante des forces sismiques.....	131
V.12.4. Vérification au renversement.....	131
V.12.5. Vérification de l’effort normal réduit.....	132
V.12.6. Justification Vis A Vis Des déplacements.....	133
V.12.7. Vérification vis-à-vis de l’effet P- $\Delta$ .....	134

## **Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux**

VI.1. Introduction.....	137
VI.2 .Étude des poteaux.....	137
VI.2.1. Ferrailage exigé par R.P.A 99 (version 2003).....	138
VI.2.2. Calcul du ferrailage.....	139
VI.2.3.Vérification du poteau à l’effort tranchant.....	141
VI.2.4. Calcul des armatures transversales.....	142
VI.2.4.1 .Vérification de la section minimale d’armatures transversales.....	144
VI.2.5.Schéma de ferrailage.....	144
VI.3.Ferrailage des poutres.....	145
VI .3.1.Introduction.....	145
VI.3.2.Recommandation du RPA99/ V. 2003 pour le ferrailage des poutres.....	145
VI.3.3.Exemple de calcul (Poutre principale RDC).....	146
VI.3.3.1. Ferrailage longitudinal.....	146
VI.3.3.2.Vérifications nécessaires pour les poutres.....	149
VI.3.3.3.Calcul les armatures transversales.....	149



VI.3.4. Vérification à l'E.L.S.....	150
VI.3.5.Vérification de la flèche.....	151
VI.3.6.Schéma de ferrailage.....	152
VI.4. Etude des voiles.....	153
VI.4.1. Introduction.....	153
VI.4.2.Principe de calcul.....	153
VI.4.3.La méthode de calcul.....	154
VI.4.4.Exemple de calcul.....	155
VI.4.4.1. Voile plein.....	155
VI.4.4.2.Voile avec un seul fil d'ouverture.....	161
VI.4.4.2.1.Ferrailage de trumeaux.....	161
VI.4.4.2.2.Ferrailage de linteau.....	164

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

VII.1. Introduction.....	172
VII.2.Différentes fonctions des fondations.....	172
VII.3.Différents types des fondations.....	172
VII.4.Etude des fondations.....	173
VII.4.1.Combinaison d'action.....	174
VII.4.2.Vérification des semelles isolées.....	174
VII.4.3.Vérification des Semelles filantes.....	175
VII.4.4. Etude du Radier général.....	176
VII.4.4.1. Pré dimensionnement du radier.....	176
VII.4.4.2. Dimensionnement des poutres de libage.....	178

VII.4.4.3.Vérification des contraintes.....	178
VII.4.4.4. La longueur élastique.....	179
VII.4.4.5.Evaluation des charges pour le calcul du radier.....	179
VII.4.5. Ferrailage du radier.....	180
VII.4.5.1. Ferrailage des dalles.....	180
VII.4.5.2. Vérification des contraintes à ELS.....	183
VII. 4.6. Ferrailage des poutres de libages.....	190
VII.4.6.1. Armature de peau.....	195
VII.4.6.2. Contrainte de cisaillement.....	196

## **Partie II**

Introduction générale.....	198
----------------------------	-----

### **Chapitre I : Influence de la hauteur de la structure sur ses performances sismiques**

I.1. Introduction.....	199
I.2.Calcul des modes propres.....	199
I.3. Différentes variantes étudiées.....	200
I.4.Variante 1 (R+10).....	201
I.4.1.Présentation des résultats obtenu par ETBS.9.6.0.....	201
I.4.2.Vérification des résultats.....	201
I.5.Variante 2 (R+15).....	202
I.5.1.Présentation des résultats obtenu par ETBS.9.6.0.....	202
I.5.2.Vérification des résultats.....	203
I.6.Variante 3 (R+20).....	204
I.6.1.Présentation des résultats obtenu par ETBS.9.6.0.....	204

I.6.2.Vérification des résultats.....	204
I.6. Interprétations des résultats.....	205
I.7.Conclusion.....	206
Conclusion générale.....	207
Références bibliographique.	

## Introduction générale

Le séisme est une catastrophe naturelle causé par une rupture des roches provoquant de nombreuses secousses. Il s'agit de secousses qui se produisent dans le sol après un mouvement des plaques tectoniques. Les pressions qui causent le mouvement des plaques s'accumulent et les roches se déforment. Au moment de la rupture, les plaques vibrent et les roches sont ramenées à leur forme initiale. L'énergie stockée est alors libérée sous formes d'ondes sismiques.

Un séisme est caractérisé par sa magnitude et son intensité. Il occasionne de nombreuses conséquences d'un point de vue humain, économique et environnemental. Nous pouvons aujourd'hui calculer le risque sismique dans un lieu donné ce qui permet de construire dans des endroits où le risque sera moins élevé.

Dans cette partie ; on fait l'étude de l'influence de la hauteur de la structure sur ses performances sismiques en augmentant le nombre d'étages.

Cette étude se fait avec la même disposition des voiles proposée dans la structure R+5, et avec le même groupe d'usage, le site (ferme S2) et la même zone sismique (IIa).

## Introduction générale

Le domaine de construction est un vaste domaine, qui a connu durant son histoire plusieurs innovations non seulement dans les procédés de conception et de réalisation, mais aussi dans les techniques et les matériaux utilisés dans les structures, selon les besoins et les capacités. Ainsi on a désormais une variété de choix dans les matériaux tel que le béton armé, le béton précontraint, l'acier et le bois.

Toute étude de projet d'un bâtiment doit respecter trois buts : Un maximum de sécurité, économie et esthétique. La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles. .) aux différentes sollicitations (compression, flexion....) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Dans notre projet de fin d'étude on présentera une étude détaillée d'un bâtiment en R+5 à usage d'habitation réalisée dans le cadre location et vente lancée par le ministre de l'habitat.

Pour n'importe quel projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités : construction en béton armé, en précontrainte, en charpente en bois ou en charpente métallique. Ces procédés sont réglementés par des normes et des codes et des règlements soient nationaux ou internationaux. Dans notre ouvrage les différents calculs ont été menés conformément aux règles en vigueur en Algérie (BAEL91, RPA99 version 2003,...).

Afin de commencer notre étude, nous avons divisé le travail en deux parties :

**Partie I** : Se compose de 7 chapitres :

**Le premier chapitre** portera sur la présentation complète de l'ouvrage, la définition des différents éléments structuraux et le choix des matériaux à utiliser.

**Le deuxième chapitre** présente un pré dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment.

**Le troisième chapitre** porte sur le calcul des éléments non structuraux (acrotère, escalier, balcon...).

**Le quatrième chapitre** donne le calcul des planchers et leurs ferrailages.

**Le cinquième chapitre** portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique.

**Le sixième chapitre** portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles).

**Le septième chapitre** portera sur l'étude de l'infrastructure.

**Partie 2 :** Portera sur l'étude de l'Influence de la hauteur de la structure sur ses performances sismiques.

On terminera notre travail par une conclusion générale.

## Influence de la hauteur de la structure sur ses performances sismiques

### I.1. Introduction

Les caractéristiques dynamiques d'une structure sont explicitement associées aux procédures d'analyse modale. Les fréquences naturelles de vibration et les formes propres peuvent être déterminées d'une façon analytique si les propriétés suivantes sont définies : la rigidité et la masse ; les résultats de cette analyse, notamment les périodes modales, sont des paramètres clés du processus d'évaluation de la réponse structurelle ; En général, le calcul de réponse dynamique d'une structure sous différentes conditions d'excitation requiert seulement la connaissance de ces paramètres ; les propriétés modales sont principalement impliquées dans les étapes d'analyse spectrale ; d'ailleurs à partir de ces caractéristiques, la réponse de la structure à un tremblement de terre est évaluée.

### I.2. Calcul des modes propres

En dynamique des structures, l'équation du mouvement est formulée par :

$$M\ddot{X} + KX = 0$$

$$X(t) = q_n(t) \cdot \phi_n$$

Avec :

$$q_n(t) = A_n \cos \omega_n \cdot t + B_n \sin \omega_n \cdot t$$

$$\ddot{X}(t) = [-A_n \cos \omega_n \cdot t \cdot \omega_n^2 - B_n \sin \omega_n \cdot t \cdot \omega_n^2] \cdot \phi_n$$

$$M\ddot{X} + KX = 0 \leftrightarrow [-\omega_n^2 \cdot M \cdot \phi_n + K \cdot \phi_n] q_n(t) = 0$$

$$\text{Si : } t = 0 \leftrightarrow q_n(t) = 0$$

$$\text{Donc : } [K - \omega_n^2 \cdot M] \cdot \phi_n = 0$$

On calcule le déterminant pour trouver les solutions de cette équation.

$$\det |K - \omega_n^2 \cdot M| = 0$$

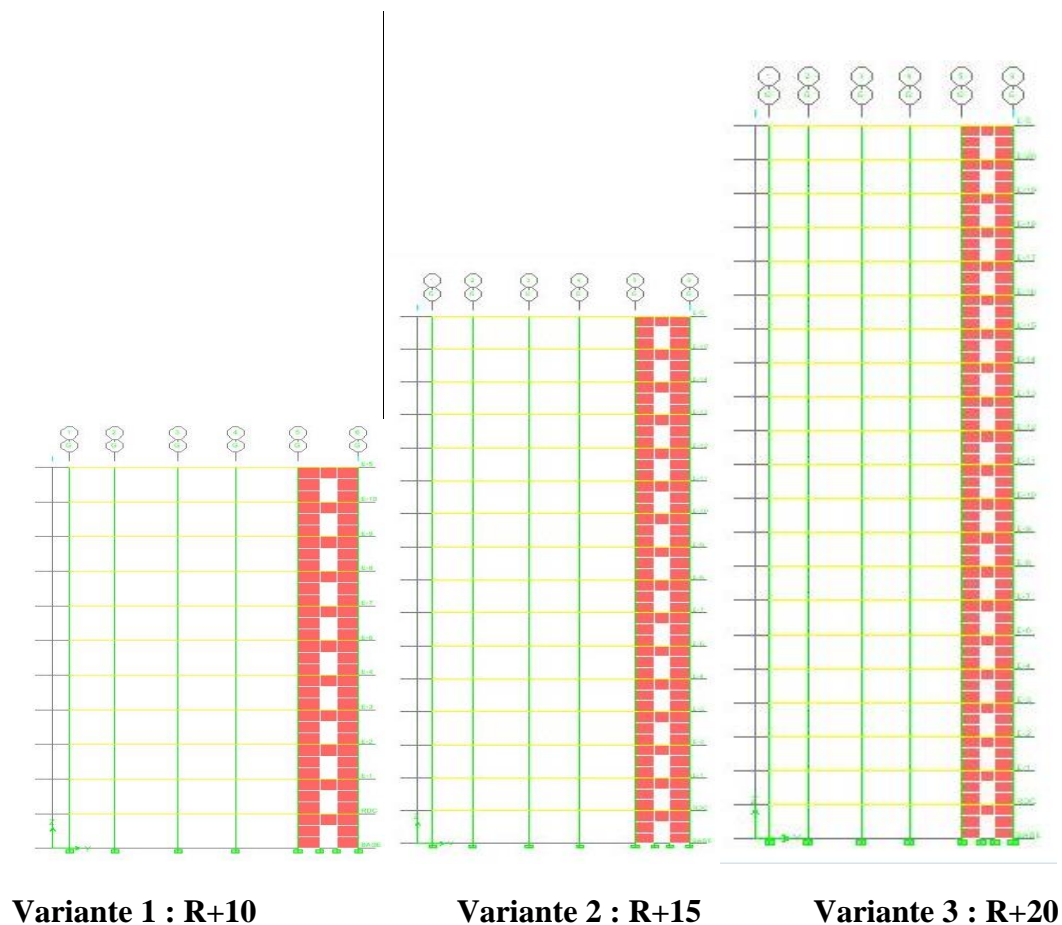
Cette équation s'appelle l'équation caractéristique « équation des fréquences ».

Avec :

$$\omega = \frac{2\pi}{T}$$

### I.3. Différentes variantes étudiées

Nous présentons ci-dessous les différentes conceptions qu'on va étudier avec une augmentation d'étages avec même disposition des voiles de la structure (R+5).



**Figure. I.1 :** Les différents niveaux étudiés.



**I.4.Variante 1 (R+10)****I.4.1.Présentation des résultats obtenu par ETBS.9.6.0****❖ Facteur de participation massique cumulée****Tableau .I.1 :** Participation des masses cumulées de la variant R+10.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	Nature
<b>1</b>	1,198384	68,9415	0,0147	68,9415	0,0147	Translation
<b>2</b>	1,126462	0	66,2689	68,9416	66,2836	Translation
<b>3</b>	0,860263	0,3994	2,7347	69,341	69,0183	Torsion
<b>4</b>	0,313921	15,0817	0,007	84,4227	69,0253	/
<b>5</b>	0,294234	0,0061	13,8624	84,4288	82,8877	/
<b>6</b>	0,231857	1,2165	1,3975	85,6453	84,2852	/
<b>7</b>	0,210853	0,7809	0,0004	86,4261	84,2855	/
<b>8</b>	0,200734	0,7686	1,4637	87,1948	85,7493	/
<b>9</b>	0,190255	0,0082	0,3615	87,203	86,1108	/
<b>10</b>	0,16243	2,1727	0,6796	89,3757	86,7904	/
<b>11</b>	0,155024	0,2961	1,2634	89,6717	88,0538	/
<b>12</b>	0,151725	0,2521	0,9896	89,9239	89,0434	/

Les modes 1et 2 sont des translations selon les deux directions principales de la structure et le mode 3 est une torsion autour de l'axe Z.

**❖ L'effort tranchant dynamique à la base**

$$V_{X \text{ dyn}} = 1712,24 \text{ KN}$$

$$V_{Y \text{ dyn}} = 1700,62 \text{ KN}$$

**I.4.2.Vérification des résultats****➤ Vérification de facteur de participation massique cumulée**

$$\sum \alpha_x = 89,9239\% < 90\% \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\sum \alpha_y = 89,0434\% < 90\% \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la période**

$T_{\text{dynamique}} = 1,1983 \text{ sec} > T_{\text{statique}} = 1,30T_{\text{empirique}} = 0,9459 \text{ sec}$  Condition non vérifiée.

➤ **Vérification de l'effort tranchant dynamique à la base**

**Tableau .I.2:** Vérification de l'effort tranchant dynamique à la base

	0,8. $V_{\text{stat}}$ (KN)	$V_{\text{dyn}}$ (KN)	Vérification
<b>Sens X</b>	2864,92	1712,24	Condition non vérifiée
<b>Sens Y</b>	2750,31	1700,62	Condition non vérifiée

**I.5.Variante 2 (R+15)**

**I.5.1.Présentation des résultats obtenu par ETBS.9.6.0**

❖ **Facteur de participation massique cumulée**

**Tableau .I.3 :** Participation des masses cumulées de la variant R+15.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	Nature
<b>1</b>	1,993522	68,4087	0,0105	68,4087	0,0105	Translation
<b>2</b>	1,84689	0,0826	68,0932	68,4912	68,1038	Translation
<b>3</b>	1,461111	1,4016	1,7121	69,8929	69,8159	Torsion
<b>4</b>	0,543219	13,8516	0,0902	83,7444	69,9061	/
<b>5</b>	0,51042	0,2142	12,8737	83,9587	82,7798	/
<b>6</b>	0,370558	0,0008	0,0683	83,9595	82,8481	/
<b>7</b>	0,324958	1,0497	1,941	85,0093	84,789	/
<b>8</b>	0,272834	2,9585	1	87,9678	85,789	/
<b>9</b>	0,250679	0,0011	0,5289	87,9689	86,3179	/
<b>10</b>	0,23743	1,2704	1,7357	89,2393	88,0537	/
<b>11</b>	0,215855	0,881	1,5183	90,1203	89,572	/
<b>12</b>	0,208644	0,0508	0,0173	90,1711	89,5893	/

Les modes 1 et 2 sont des translations selon les deux directions principales de la structure et le mode 3 est une torsion autour de l'axe Z.

❖ **L'effort tranchant dynamique à la base**

$$V_{X \text{ dyn}} = 1810,10 \text{ KN}$$

$$V_{Y \text{ dyn}} = 1874,79 \text{ KN}$$

**I.5.2. Vérification des résultats**

➤ **Vérification de facteur de participation massique cumulée**

$$\sum \alpha_x = 90,1711\% > 90\% \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sum \alpha_y = 89,5893\% < 90\% \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la période**

$$T_{\text{dynamique}} = 1,9935 \text{ sec} > T_{\text{statique}} = 1,30 T_{\text{empirique}} = 1,2529 \text{ sec} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant dynamique à la base**

**Tableau .I.4:** Vérification de l'effort tranchant dynamique à la base

	$0,8 \cdot V_{\text{stat}}$ (KN)	$V_{\text{dyn}}$ (KN)	<b>Vérification</b>
<b>Sens X</b>	4167,88	1810,10	Condition non vérifiée
<b>Sens Y</b>	4001,16	1874,79	Condition non vérifiée

**I.6.Variante 3 (R+20)****I.6.1.Présentation des résultats obtenu par ETBS.9.6.0****❖ Facteur de participation massique cumulée****Tableau.I.5** : Participation des masses cumulées de la variant R+20.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	Nature
<b>1</b>	2,87834	67,6591	0,0908	67,6591	0,0908	Translation
<b>2</b>	2,631034	0,2238	69,6281	67,8829	69,719	Translation
<b>3</b>	2,117396	2,5357	0,7907	70,4186	70,5097	Torsion
<b>4</b>	0,794633	13,5006	0,1443	83,9192	70,654	/
<b>5</b>	0,743018	0,2258	12,691	84,145	83,345	/
<b>6</b>	0,554919	0,0268	0,2971	84,1718	83,6421	/
<b>7</b>	0,422404	1,6532	1,5916	85,825	85,2337	/
<b>8</b>	0,38294	2,784	1,4994	88,609	86,7331	/
<b>9</b>	0,350538	0,0072	0,8274	88,6163	87,5605	/
<b>10</b>	0,300154	0,9187	1,4238	89,535	88,9843	/
<b>11</b>	0,269762	0,6713	0,6339	90,2062	89,6182	/
<b>12</b>	0,261502	0,621	0,136	90,8272	89,7542	/

Les modes 1et 2 sont des translations selon les deux directions principales de la structure et le mode 3 est une torsion autour de l'axe Z.

**❖ L'effort tranchant dynamique à la base**

$$V_{X \text{ dyn}} = 1849,56 \text{ KN}$$

$$V_{Y \text{ dyn}} = 1955,06 \text{ KN}$$

**I.6.2.Vérification des résultats****➤ Vérification de facteur de participation massique cumulée**

$$\sum \alpha_x = 90,8272\% > 90\%$$

Condition vérifiée.

$$\sum \alpha_y = 89,7542\% < 90\%$$

Condition non vérifiée.

➤ **Vérification de la période**

$T_{\text{dynamique}} = 2,8783\text{sec} > T_{\text{statique}} = 1,30T_{\text{empirique}} = 1,5363 \text{ sec}$  Condition non vérifiée.

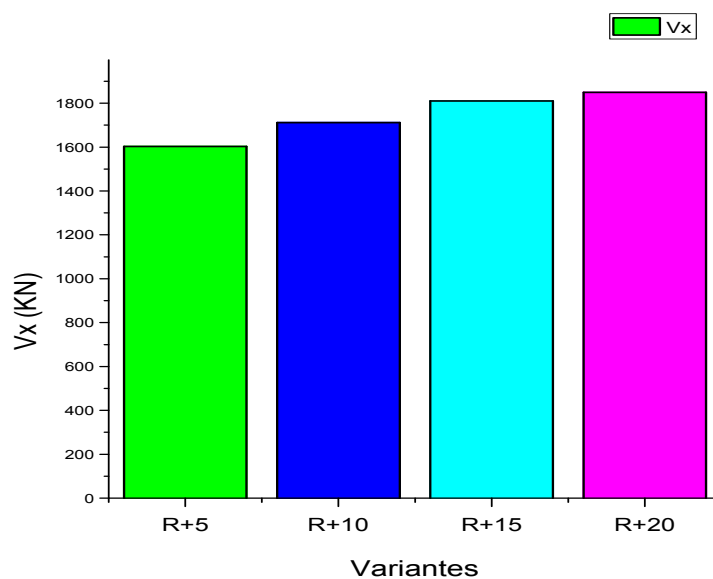
➤ **Vérification de l'effort tranchant dynamique à la base**

**Tableau.I.6:** Vérification de l'effort tranchant dynamique à la base

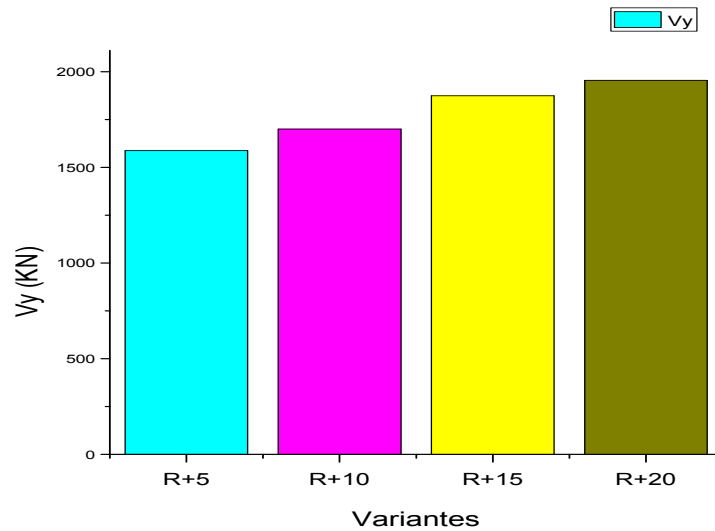
	$0,8 \cdot V_{\text{stat}}$ (KN)	$V_{\text{dyn}}$ (KN)	Vérification
<b>Sens X</b>	5470,83	1849,56	Condition non vérifiée
<b>Sens Y</b>	5252,0	1955,06	Condition non vérifiée

### I.6. Interprétations des résultats

- Dans toutes les variantes, les deux premiers modes vibrations sont des translations, le troisième est une torsion.
- l'effort tranchant dynamique à la base augmente avec l'augmentation de la hauteur de la structure.

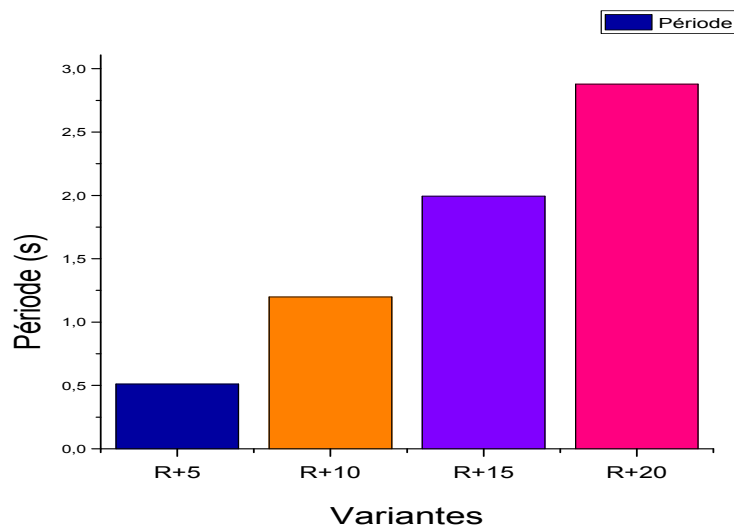


**Figure. I.2 :** Histogramme des efforts tranchants à la base dans le sens x.



**Figure. I.3 :** Histogramme des efforts tranchants à la base dans le sens y.

- La période augmente avec l'augmentation de la hauteur de la structure.



**Figure. I.4:** Histogramme des périodes.

### I.7. Conclusion

La hauteur de la structure a une influence sur ses performances sismiques, notamment l'effort tranchant à la base, les périodes fondamentales et le facteur de participation massique cumulée. Ou autrement la disposition des voiles de la structure R+5 ne vérifie pas les conditions de RPA si on augmente la hauteur de la structure.

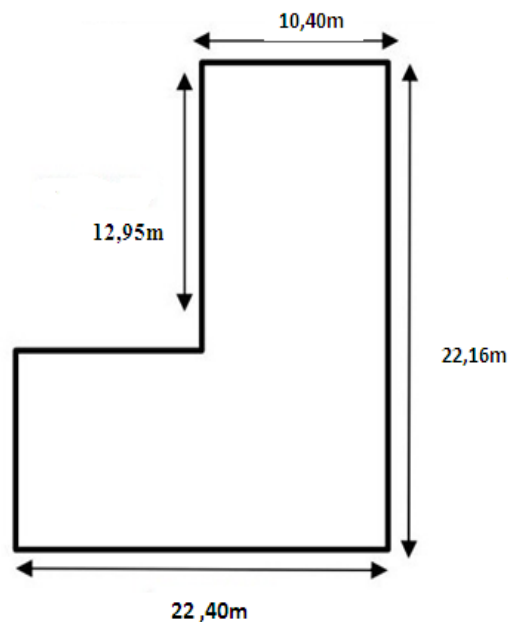
## Généralités

### I.1.Introduction

Notre travail consiste à étudier un bâtiment constitué d'un réez-de –chaussée et de cinq étages identiques (RDC+5) en béton armé à usage d'habitation avec une terrasse inaccessible ; l'ouvrage sera implanté à la commune de bordj bounaama wilaya de Tissemsilt dans un zone de moyen sismicité (zone IIa), selon le classement de zone établi par le règlement parasismique Algérien (RPA 99/ version 2003).

### I.2. Présentation de bâtiment

- La longueur totale du bâtiment = 22,40 m.
- La largeur totale du bâtiment = 22,16 m.
- Hauteur du bâtiment = 19,38 m.
- Hauteur totale du bâtiment (hauteur de bâtiment + hauteur de l'acrotère) = 19,98 m.
- Hauteur du RDC = 3,23 m.
- Hauteur d'étage courant = 3,23 m.



**Figure. I.1** : Dimensions en plans de bâtiment.

-Le bâtiment considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne groupe 2 (bâtiments d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m).

-Le bâtiment classé dans une zone de sismicité moyenne « II<sub>a</sub> » selon (R.P.A 99/ version 2003).

- Le type de sol est classé comme un site ferme S2.

### I.2.1. Régularité en plan (article 3.5.1 de R.P.A 99 Version 2003)

Notre bâtiment a une forme (L)

Avec :

$$\begin{cases} \frac{l_x}{L_x} \leq 0,25 \\ \frac{l_y}{L_y} \leq 0,25 \\ 0,25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4 \end{cases}$$

$$\left\{ \frac{11,70}{22,40} = 0,52 \geq 0,25 \right.$$

Condition non vérifiée.

$$\left\{ \frac{12,95}{22,16} = 0,58 \geq 0,25 \right.$$

Condition non vérifiée.

$$\left\{ 0,25 \leq \frac{22,40}{22,16} = 1,01 \leq 4 \right.$$

Condition vérifiée.

### I.2.2. Régularité en élévation (article 3.5.1 R.P.A 99 Version 2003)

$$\begin{cases} \frac{B_i}{B_{i-1}} \geq 0,80 \\ \frac{B_i}{B_{i-1}} = 1 \geq 0,80 \end{cases} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Notre bâtiment est classé irrégulier.

## I.3. Conception de la structure

### I.3.1. Ossature

C'est une ossature contreventée par de portiques et des voiles en béton armé.

### I.3.2. Les planchers

C'est une aire plane destinée à séparer les niveaux on distingue généralement deux type :

- **Plancher à corps creux**

Les planchers sont exécutés en hourdie de 16cm d'épaisseur avec poutrelles ferrillées en acier; et la dalle de compression de 4cm d'épaisseur ferrillée par treillis soude.

- **Plancher à dalle pleine**

On prend le balcon comme un Plancher à dalle pleine.





**Figure. I.2 :** Coupe d'une dalle pleine.

### I.3.3. Escalier

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches horizontales et paliers, permettant de passer à pied d'un niveau à un autre d'une construction.

### I.3.4. Maçonnerie

La maçonnerie sera exécutée en brique creuse on distingue :

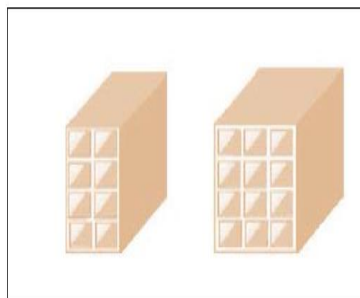
#### a. Murs extérieurs

A double cloisons

- Brique creuse de 15cm.
- L'âme d'air de 5cm d'épaisseur.
- Brique creuse de 10cm.

#### b.Murs intérieurs

Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur de 10 cm.



**Figure. I.3 :** Brique creuse.

### I.3.5.Revêtement

- Enduit plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs.
- Carrelage pour les plates formes et les terrasses accessibles.
- Étanchéité multicouche pour les terrasses non accessibles.

### I.3.6.Isolation

Il ya deux type des isolations :

- **Acoustique** : est assurée par la masse du plancher ainsi que par le vide d'air entre les deux cloisons extérieures.
- **Thermique** : est assurée par les couches d'isolant (polystyrène) pour les planchers terrasse ainsi que par le vide d'air entre les deux cloisons extérieurs.

### I.3.7.L'acrotère

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse à une hauteur de 60cm.

### I.3.8.Balcon

Le balcon est un porte-à-faux encastré dans le plancher.

### I.3.9.Fondation

La fondation est l'élément qui permet de transmettre les charges et surcharge d'une structure vers le sol.

On prend la contrainte de sol égale à **1,50 bar** ( $\sigma_{\text{sol}} = 1,50\text{bar}$ ) d'après les résultats donnés par le laboratoire spécialisé dans la géotechnique (LTPO).

#### ❖ Caractéristique du sol d'assise

Après les résultats géotechniques ; le sol d'assise est un sol ferme avec :

- L'angle de frottement :  $\varphi = 35^\circ$ .
- Le poids spécifique du sol est  $\gamma_{\text{sol}} = 17 \text{ KN/m}^3$ .
- Capacité portante du sol  $\sigma_{\text{sol}} = 1,50 \text{ bar} = 150 \text{ KN/m}^2$ .
- Coefficient de raideur  $K = 3 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ .

### I.4.Les caractéristiques des matériaux

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé B.A.E.L 91/1999, ainsi que le règlement parasismique Algérien (R.P.A/ 99 version 2003) et le C.B.A93.

#### I.4.1.Le béton

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé au monde dans le domaine de génie civil, il reprend les contraintes en compression se compose : ciment, eau, les adjuvants et les granulats (sable, gravier).

✚ La composition d'un mètre cube ( $1 \text{ m}^3$ ) de béton ordinaire est de :

- 350  $\text{Kg/m}^3$  de ciment CPA.
- 400 Kg de sable de diamètre 0 à 5 mm.
- 800 Kg de gravillon de diamètre 7 à 25 mm.
- 175 L d'eau de gâchage.

#### I.4.1.1. Les caractéristiques physiques et mécaniques du béton

- **La masse volumique**

La masse volumique du béton utilisé dans cet ouvrage est de  $2500 \text{ Kg/m}^3$ .

➤ Pour notre étude on adopté une résistance mécanique du béton à 28 jours égale à 25MPa ;  
(  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ ).

- **Résistance caractéristique à la compression (C.B.A.93 [ART 2.1.1.1])**

Dans les cas courant un béton armé, la résistance à la compression est définie par sa résistance caractéristique à 28 jours et elle est représentée par le symbole  $f_{c28}$ .

La résistance caractéristique à la compression déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour des résistances :  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{ll} F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28\text{jours.} \\ F_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 28\text{jours.} \end{array} \right.$$

Pour des résistances :  $f_{c28} > 40\text{MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{ll} F_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28\text{jours.} \\ F_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28\text{jours.} \end{array} \right.$$

- **Résistance à la traction (C.B.A.93 [ART 2.1.1.2])**

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa} \end{cases}$$

Pour notre étude on adopté la résistance à la traction du béton à 28 jours :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06(25)$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation longitudinale**

- **Module de déformation instantanée**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieur à 24h, le module de déformation instantané  $E_{ij}$  du béton âgé de (j) jours est déterminé à partir de la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{i28} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164,20\text{MPa}$$

- **Module de déformation longitudinale différée**

Pour les charges de longue durée d'application, le module de déformation différée est noté  $E_{vj}$ , et il est égal à :

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

$$E_{v28} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,9\text{MPa}$$

- **Coefficient de poisson C.B.A. 93(A-2-1-3)**

Le coefficient de poisson est défini comme le rapport entre les déformations longitudinales et les déformations transversales et il est noté par «  $\nu$  ».

Le **C.B.A.93** donne deux valeurs pour ce coefficient selon les états limites.

$$\begin{cases} \nu=0 & \text{béton fissuré à L'E.L.U.R.} \\ \nu=0,2 & \text{béton non fissuré à L'E.L.S.} \end{cases}$$

- **Contrainte limite**

- **Etat limite ultime de résistance (E.L.U.R)**

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

**Tableau .I.1** : valeur de  $\theta$ .

T	t ≥ 24 heure	1 ≤ t ≤ 24heure	t ≤ 1heure
θ	1	0,9	0,85

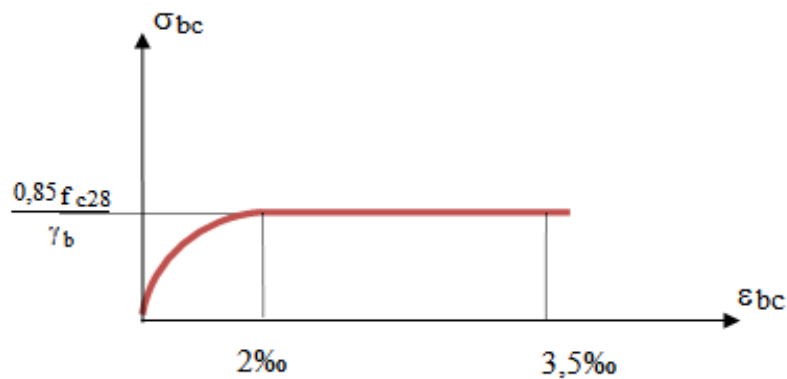
Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité tel que:

On prend :  $\theta=1$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,17\text{MPa} & \text{En situation durable } (\gamma_b = 1,5) \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 18,47\text{MPa} & \text{En situation accidentelle } (\gamma_b = 1,15) \end{array} \right.$$

Dans les calculs relatifs à l’**E.L.U.R**, on utilisera pour le béton un diagramme conventionnel dit « parabole rectangle ».



**Figure. I.4** : Diagramme de Contrainte-Déformation à l’E.L.U.R.

➤ **Etat limite de service (E.L.S)**

La Contrainte de service à la compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

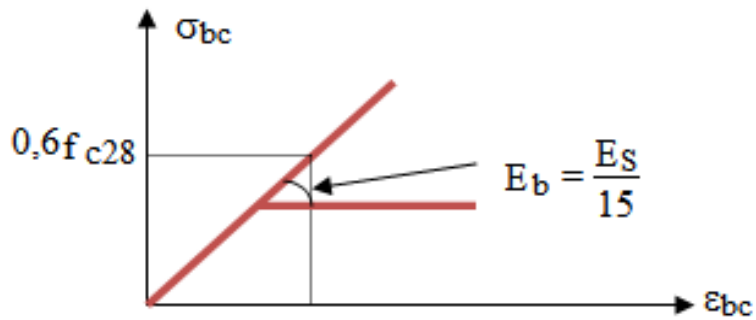


Figure. I.5 : Diagramme de Contrainte-Déformation à l'E.L.S.

### I.4.2.Aciers

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction,-Nous utilisons les types d'aciers suivants :

- ✓ Les ronds lisses (R.L) : FeE235.
- ✓ Haute adhérences (HA) : FeE400, FeE500.
- ✓ Treillis soudés de maille  $150 \times 150 \text{ mm}^2$  avec  $\Phi = 5\text{mm}$ .

#### A. Contrainte limite de l'acier

##### A.1.Etat limite ultime « E.L.U »

Pour le diagramme Contrainte Déformation de calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié de la figure I.6. Suivant :

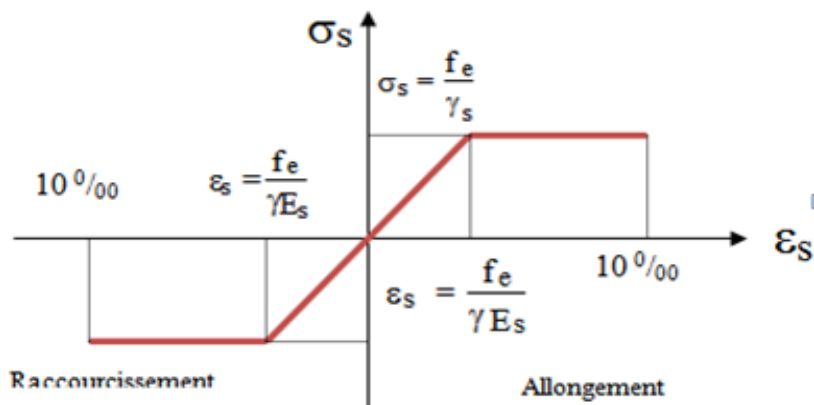


Figure .I.6 : Diagramme Contrainte-Déformation pour l'Acier.

D'après le Diagramme Contrainte-Déformations on a :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa} \quad \text{En situation durable} (\gamma_s = 1,15) \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{MPa} \quad \text{En situation accidentelle} (\gamma_s = 1,00) \end{array} \right.$$

### A.2. Etat limite de service (E.L.S)

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et c'en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

$\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$  (Pas de limitation)  $\rightarrow$  Fissuration peu préjudiciable.

❖ Pour les aciers de nuances FeE400 avec  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right) \\ \overline{\sigma}_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable .} \\ \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

❖ Pour les aciers de nuances FeE400 avec  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{st} \leq \min \left( \frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right) \\ \overline{\sigma}_{st} \leq \min \left( \frac{1}{2} \times 400 ; 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable .} \\ \overline{\sigma}_{st} = 165 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

Tels que :

$\eta = 1 \rightarrow$  pour des aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6 \rightarrow$  pour des aciers de H.A.

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton.

$f_e$  : Limite d'élasticité des aciers.

▪ **Module d'élasticité de l'Acier**

Le module d'élasticité de l'Acier sera pris égale à :  $E_s = 2 \times 10^5 \text{MPa}$ .

**I.4.3. Règles des trois pivots**

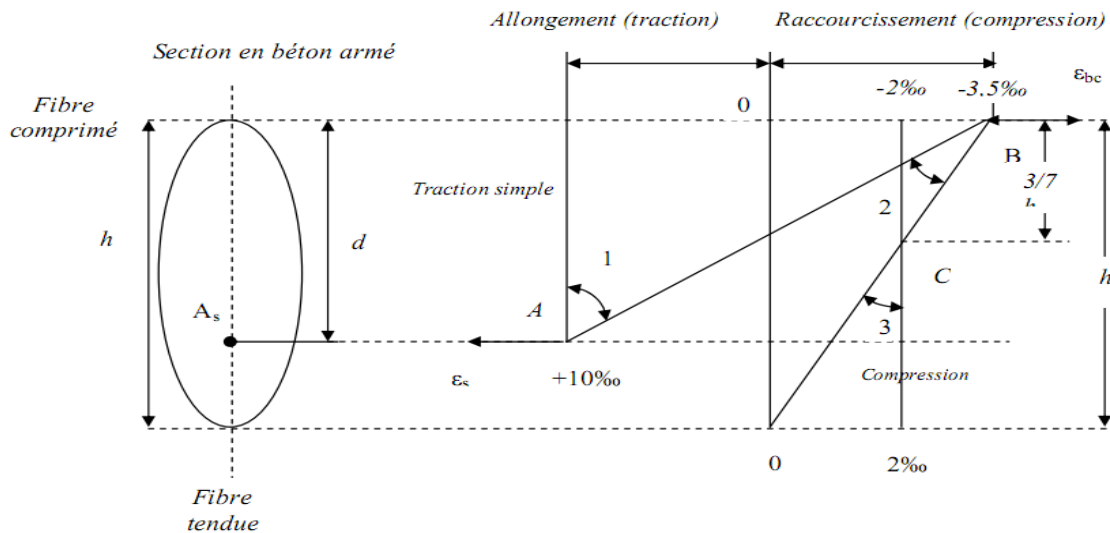
Consiste à supposer que le domaine de sécurité passe par les pivots (A.B.C), en fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peuvent intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

**Tableau .I.2 :** Les déformations limitent du pivot.

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier $10^0/_{00}$ supposé concentrée
B	2	Raccourcissement unitaire du béton $3,5^0/_{00}$ de la fibre la plus comprimée
C	3	Raccourcissement unitaire du béton $2^0/_{00}$ de la fibre située à $3/7$ de la fibre la plus comprimée





**Figure. I.7 :** Diagramme des déformations limitées de la section «Règles des trois pivots».

#### I.4.4. Hypothèses de calcul

- Les sections droites restent planes.
- Le béton et l’acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- le béton tendu est néglige.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{cases}$$

Pour convention  $\eta$  correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \leftrightarrow \text{Coefficient d'équivalence.}$$

#### I.5. Actions et sollicitations

##### I.5.1. Définition

###### ❖ Les actions

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges Permanentes, d'exploitation, climatique, etc.,...) ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc. ...).

### ❖ Les sollicitations

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

#### I.5.2. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites

##### ➤ Etat limite ultime

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35G + 1,5Q$$

##### ➤ Etat limite de service

Combinaison d'action :  $G + Q$

Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} G : \text{charge permanente.} \\ Q : \text{charge d'exploitation.} \\ E : \text{effort du séisme.} \end{array} \right.$$

#### I.6.Règlements utilisés

- ✓ Le B.A.E.L 91.
- ✓ Le R.P.A 99/Version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- ✓ Les différents types des DTR (Document Technique Règlementaire).

#### I.7.Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté notre projet, la description, le rapport géotechnique, ainsi que les différents matériaux choisis pour cette étude.

## Pré dimensionnement et descente des charges

### II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, aux sollicitations suivantes :

#### a. Sollicitations verticales :

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

#### b. Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 version 2003.

### II.2. Pré dimensionnement des planchers

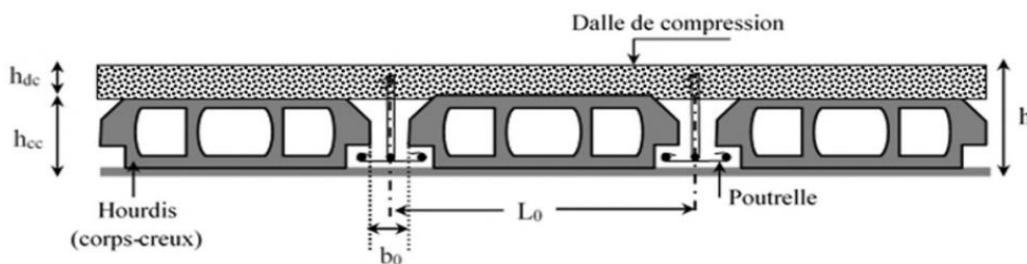
Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur "e" faible par rapport à leur dimension en plan, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

➤ Pour notre bâtiment, leur Plancher à corps creux.

#### II.2.1. Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est composé d'hourdis, poutrelles et la dalle de compression.

Le dimensionnement de ce type revient à déterminer sa hauteur ( $h = h_{cc} + h_{dc}$ ).



**Figure. II.1:** Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Avec :

$h_{cc}$  : hauteur du corps creux.

$h_{dc}$  : hauteur de la dalle de compression.

$b_0$  : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.

$L_0$  : Distance entre axe des poutrelles.

### II.2.1.1. Disposition des poutrelles

Pour la disposition des poutrelles il y a deux critères qui conditionnent le choix du sens de disposition qui sont :

- ❖ Critère de la petite portée : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- ❖ Critère de continuité : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

### II.2.1.2. Dimensionnement des planchers

Selon les règles du CBA93, le pré-dimensionnement d'un plancher à corps creux se fait par satisfaction de la condition de la flèche suivante:

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

$h_t$  : hauteur total du plancher.

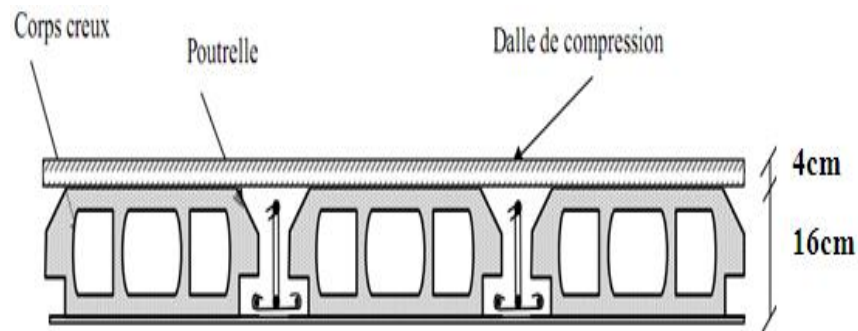
$L_{\max}$ : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

$$L_{\max} = 430 - 30 = 400\text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} = \frac{400}{22,5} = 17,78\text{cm}$$

Soit :  $h_t = 20\text{cm}$

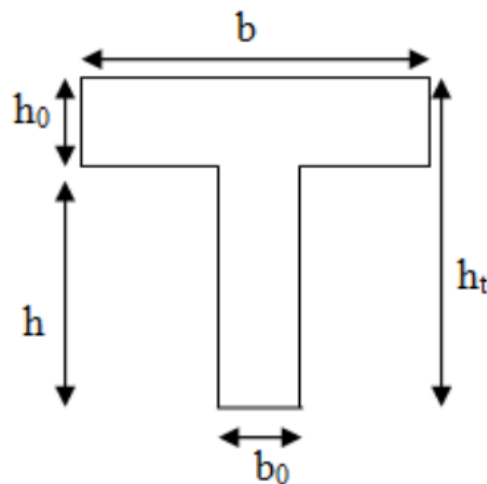
➤ On adopte un plancher à corps creux de hauteur  $h_t=20\text{cm}$ , soit un plancher (16+4) cm.



**Figure. II.2 :** Coupe d'un plancher à corps creux.

### II.2.1.3. Pré dimensionnement des poutrelles

Ce sont des petites poutres en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher ; elles se calculent à la flexion simple (solidaires avec la dalle de compression).



**Figure .II.3 :** Coupe transversale d'une poutrelle.

$h_t$ : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher).

$h_0$ : Hauteur de la dalle de compression.

$b_0$  : Largeur de la nervure.

❖ **D'après BAEL91 :**

$$\frac{h}{3} \leq b_0 \leq \frac{h}{2} \rightarrow \frac{20}{3} \leq b_0 \leq \frac{20}{2} \rightarrow 6,66\text{cm} \leq b_0 \leq 10\text{cm}$$

Donc :  $b_0 = 10\text{cm}$

❖ **Largeur de la table de compression :**

Cette largeur définit la dimension de la zone de compression :

$$b_1 = \min\left(\frac{L}{10} \text{ cm}; \frac{L_x}{2} \text{ cm}\right) = \min\left(\frac{400}{10} \text{ cm}; \frac{55}{2} \text{ cm}\right)$$

$$b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

Avec :

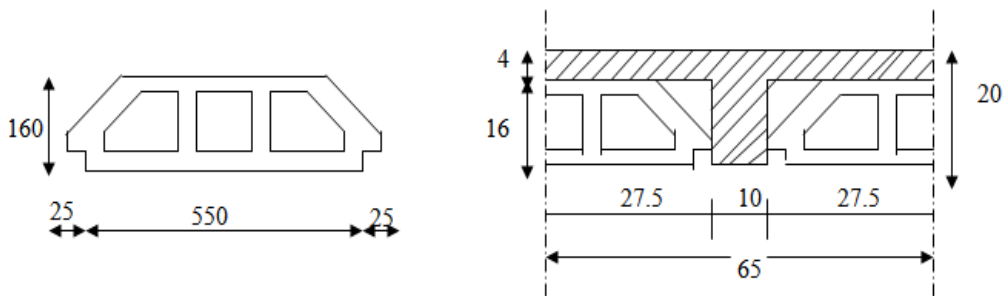
L : la portée de la travée.

$L_x$  : la distance entre les deux faces voisines des deux nervures.

Donc la largeur totale de la table de compression pour une nervure :

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27,5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

On prend :  $b = 65 \text{ cm}$



**Figure. II.4 :** Plancher à corps creux.

**II. 3.Evaluation des charges**

**II .3.1.Charge permanente**

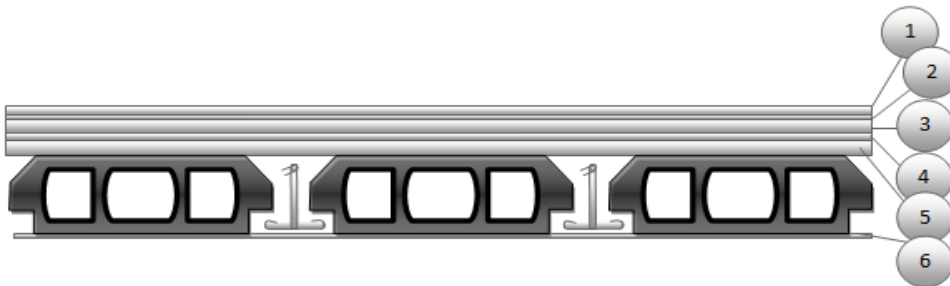
**II.3.1.1.Plancher terrasse inaccessible**



**Figure. II.5 :** Plancher terrasse inaccessible.

**Tableau .II.1 :** Charge permanente due aux planchers terrasse.

N°	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges permanents (Surfacique) (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection en gravillon	5	0,2	$5 \times 0,2 = 1$
2	Étanchéité multicouche	2	6	$0,02 \times 6 = 0,12$
3	Isolation thermique en liège	4	4	$0,04 \times 4 = 0,16$
4	Béton forme de pente	10	22	$0,1 \times 22 = 2,2$
5	Corps creux + dalle de compression	20	/	2,85
6	Enduit de plâtre	2	10	$0,02 \times 10 = 0,2$
<b>Total</b>			<b>G = 6,53 KN/m<sup>2</sup></b>	

**II.3.1.2. Plancher étage courant****Figure. II.6 :** Plancher étage courant.**Tableau. II.2 :** Charge permanente due aux planchers étage courant.

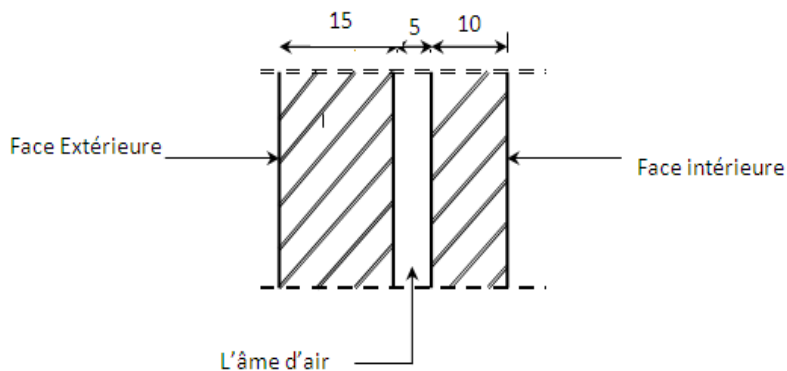
N°	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges permanents (Surfacique) (KN / m <sup>2</sup> )
1	Revêtement de carrelage	2	20	$0,02 \times 20 = 0,4$
2	Mortier de pose	2	20	$0,02 \times 20 = 0,4$
3	Enduit de plâtre	2	10	$0,02 \times 10 =$

				0,20
4	Lit de sable	2	18	$0,02 \times 18 = 0,36$
5	Corps creux + dalle de compression	20	/	2,85
6	Cloisons légères	10	9	$0,1 \times 9 = 0,9$
<b>Total</b>			<b><math>G = 5,11 \text{ KN/m}^2</math></b>	

### II.3.1.3. Maçonnerie

#### a. Murs extérieurs

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 30% d'ouverture et de Vide d'air (e=5cm).



**Figure II.7 :** Coupe transversale d'un mur de façade.

**Tableau. II.3 :** Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

N°	Élément	Épaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges permanents (Surfacique) (KN / m <sup>2</sup> )
1	Brique creuse	10	9	$0,1 \times 9 = 0,9$
2	Brique creuse	15	9	$0,15 \times 9 = 1,35$
3	Enduit extérieur en	2	18	$0,02 \times 18 =$



	ciment			0,36
4	Enduit intérieur en plâtre	2	10	$0,02 \times 10 = 0,2$
<b>Total</b>			<b>G = 2,81 KN/m<sup>2</sup></b>	

Avec : 30 % d'ouverture.

$$G = 2,81 \times 0,7 = 1,967 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 1,967 \text{ KN/m}^2$$

### b. Murs intérieur

**Tableau. II.4 :** Evaluation des charges dans les murs intérieurs.

N°	Élément	Épaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges permanents (Surfacique) (KN / m <sup>2</sup> )
1	Enduit extérieur en ciment (mortier)	1,5	18	$0,015 \times 18 = 0,27$
2	Brique creuses	10	9	$0,1 \times 9 = 0,9$
3	Enduit intérieur en plâtre	1,5	10	$0,015 \times 10 = 0,15$
<b>Total</b>			<b>G = 1,32 KN/m<sup>2</sup></b>	

**Tableau. II.5 :** Les Charges d'exploitation.

Élément	Charges d'exploitation (KN / m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant courant	1,5

## II.4. Pré dimensionnement des éléments structuraux

### II.4.1. Pré dimensionnement des poutres

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes:

- Selon les règles R.P.A 99 version 2003.
- Selon les règles B.A.E.L.91 (le critère de rigidité).



**Figure. II.8 :** Dimensions d'une poutre.

**A). Selon les règles R.P.A. 99 version 2003 :**

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\text{max}} \leq 1,5h_t + b \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} [1] \\ [2] \\ [3] \\ [4] \end{array}$$

**B). Selon les règles B.A.E.L.91 (le critère de rigidité) :**

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} [1] \\ [2] \end{array}$$

Avec :

$h_t$  : hauteur totale de la poutre.

$b$  : largeur de la poutre.

$L$  : la plus grande portée libre entre nus d'appuis.

$d$  : hauteur utile.

On distingue deux types des poutres:

- Poutre principale :  $L_{\max} = 4,26 \text{ m}$

- Poutre secondaire :  $L_{\max} = 4 \text{ m}$

#### II .4.1.1. Pré dimensionnement des Poutre principale

- **Vérification selon le BAEL 91 :**

$$L_{\max} = 426 \text{ cm}$$

$$\frac{426}{15} \leq h_t \leq \frac{426}{10} \leftrightarrow 28,40 \text{ cm} \leq h_t \leq 42,60 \text{ cm}$$

On prend :  $h_t = 40 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d$$

$$d = 0,9h_t \leftrightarrow d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$0,3 \times 36 \leq b \leq 0,4 \times 36 \leftrightarrow 10,80 \text{ cm} \leq b \leq 14,40 \text{ cm}$$

On prend :  $b = 30 \text{ cm}$

- **Vérification selon RPA 99 :**

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$	Condition vérifiée .
$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$	Condition vérifiée.
$\frac{h}{b} = 1,33 \leq 4$	Condition vérifiée.
$b_{\max} \leq 1,5(40) + 30 = 90 \text{ cm}$	Condition vérifiée .

Les conditions selon les réglementations de BAEL91 et RPA99 version 2003 sont vérifiées, donc on prend la section de poutre longitudinale (Poutre Principale).

$$(\mathbf{b} \times \mathbf{h}) = (\mathbf{30} \times \mathbf{40}) \mathbf{cm}^2$$

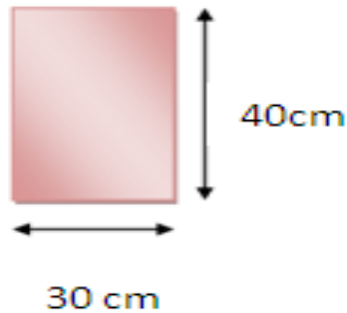


Figure. II.9 : Section de poutre principale.

### II. 4.1.2. Pré dimensionnement des Poutre secondaire

➤ **Vérification selon le BAEL 91 :**

$$L_{\max} = 400\text{cm}$$

$$\frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \leftrightarrow 26,67\text{cm} \leq h_t \leq 40\text{cm}$$

On prend :  **$h_t = 35\text{ cm}$**

$$0,3d \leq b \leq 0,4d$$

$$d = 0,9 \times h_t \leftrightarrow d = 0,9 \times 35 = 31,5\text{cm}$$

$$0,3(31,5) \leq b \leq 0,4(31,5) \leftrightarrow 9,45\text{cm} \leq 12,60\text{cm}$$

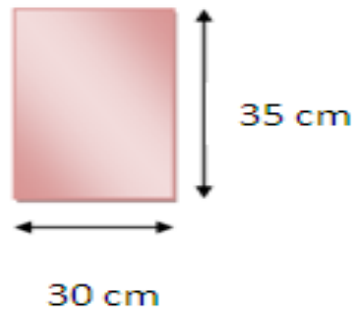
On prend :  **$b = 30\text{cm}$**

➤ **Vérification selon RPA 99 :**

$b = 30\text{ cm} \geq 20\text{cm}$	Condition vérifiée .
$h = 35\text{ cm} \geq 30\text{cm}$	Condition vérifiée .
$\frac{h}{b} = 1,16 \leq 4$	Condition vérifiée.
$b_{\max} \leq 1,5(35) + 30 = 82,5\text{cm}$	Condition vérifiée .

Les conditions selon les réglementations de BAEL91 et RPA99 version 2003 sont vérifiées, donc on prend la section de poutres transversales (secondaire).

$$(b \times h) = (30 \times 35)\text{cm}^2$$



**Figure .II.10 :** Section de poutre secondaire.

#### II.4.2. Pré dimensionnement des poteaux

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU ; Ces dimensions sont déterminées par la descente des charges du poteau le plus sollicité.

Selon le R.P.A99 (version2003), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Condition RPA.

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximale qu'on va déterminer à partir de la descente des charges.

On fixera au préalable les poteaux de RDC et étage courant comme suite :

Niveau	Dimension de poteau (cm <sup>2</sup> )
RDC	40×40
Etage courant jusqu'à 5 <sup>ème</sup> étage	35×35

#### II.4.3 .Descente des charges

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de calculer jusqu' aux fondations. Ce calcul doit être fait pour les catégories de charges suivantes :

- Charge permanente "G".
- Charge d'exploitation "Q".

▪ **La loi de dégression :**

Soit  $q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse courant le bâtiment  $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$  les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, 3...n ; numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes:

- Sous toit ou terrasse  $Q_0$
- Sous dernier étage (étage 1)  $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur :
  - (Sous étage 2)  $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
  - (Sous étage 3)  $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
  - (Sous étage 4)  $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
  - (Sous étage n)  $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

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

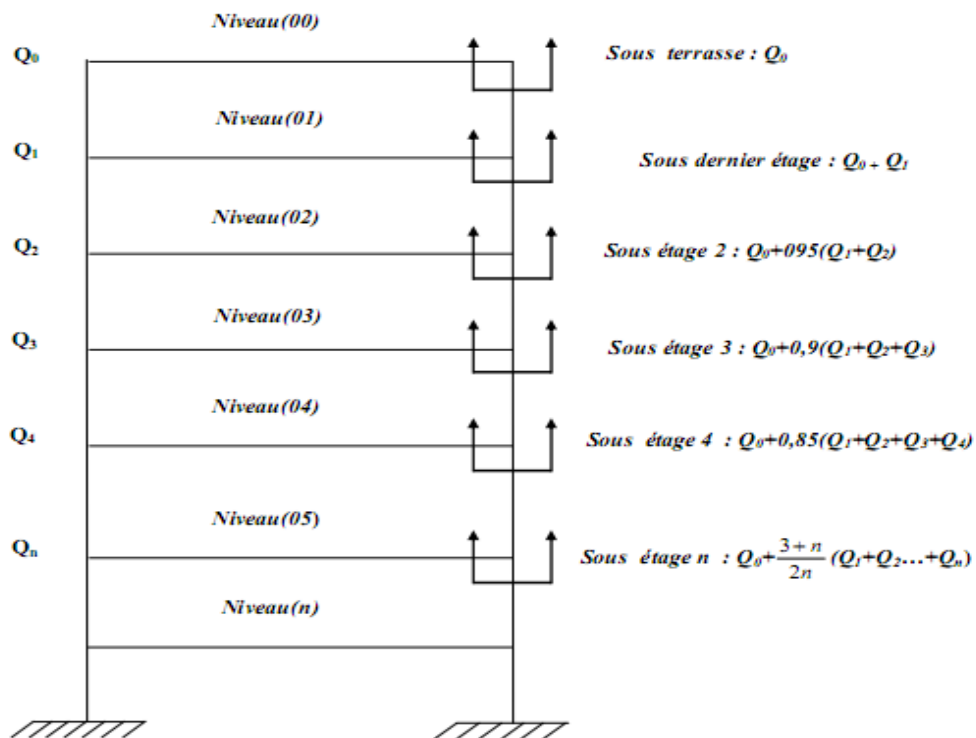


Figure .II.11 : La dégression des charges.

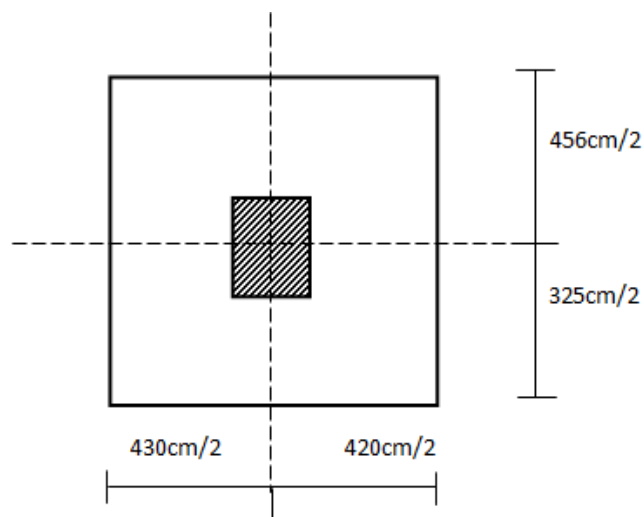
**Tableau. II.6 :** Tableau présente la loi dégression de la surcharge.

Niveau	La loi de dégression	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	$Nq_0 = 1\text{KN/m}^2$	1,00
05	$Nq_1 = q_0 + q_1$	2,5
04	$Nq_2 = q_0 + 0,95(q_1 + q_2)$	3,85
03	$Nq_3 = q_0 + 0,90(q_1 + q_2 + q_3)$	5,05
02	$Nq_4 = q_0 + 0,85(q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$	6,10
RDC	$Nq_5 = q_0 + 0,80(q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5)$	7,00

- Le Poteau le plus sollicité

- a. Surface du poteau le plus sollicité :

- Poteau central (E.4) :

**Figure. II.12 :** La section le plus sollicité du poteau.

$$S_q = \left( \frac{4,30 + 4,20}{2} \right) \times \left( \frac{3,25 + 4,56}{2} \right)$$

$$S_q = 16,62\text{m}^2$$

$$S_g = \left( \frac{4,30 - 0,30}{2} + \frac{4,20 - 0,30}{2} \right) \times \left( \frac{3,25 - 0,30}{2} + \frac{4,56 - 0,30}{2} \right)$$

$$S_g = (2 + 1,95) \times (1,48 + 2,13) = 14,26\text{m}^2$$

### b. la longueur de la poutre principale et secondaire

$$L_{PP} = 2,13 + 1,48 = 3,61\text{m}$$

$$L_{PS} = 2 + 1,95 = 3,95\text{ m}$$

### C. poids des planchers

- Planchers terrasse inaccessible :  $G_t \times S_g = 6,38 \times 14,26 = 90,98\text{KN}$

- Plancher étage courant (habitation) :  $G_{\text{etage}} \times S_g = 5,11 \times 14,26 = 72,87\text{KN}$

### d. poids des poutres

$$G_{PP} = L_{PP} \times b \times h \times \gamma_b$$

$$G_{PP} = 3,61 \times 0,30 \times 0,40 \times 25 = 10,853\text{KN}$$

$$G_{PS} = L_{PS} \times b \times h \times \gamma_b$$

$$G_{PS} = 3,95 \times 0,30 \times 0,35 \times 25 = 10,37\text{KN}$$

**Tableau. II.7 :** Résultats de la descente des charges du poteau (E .4).

N section	élément	$G_i(\text{KN})$	poids propre $G(\text{KN})$	Surcharge $Q(\text{KN})$
<b>N1</b>	-plancher terrasse : $G_t * S_g = 6,38 * 14,26$	90,98		
	-Poutre secondaire : $G_{ps} = L_{ps} * b * h * \gamma_b$ $G_{ps} = 3,95 * 0,3 * 0,35 * 25$	10,37		
	-poutre principale : $G_{pp} = L_{pp} * b * h * \gamma_b$ $G_{pp} = 3,61 * 0,3 * 0,40 * 25$	10,83	<b>112,18</b>	16,62 * 1 = 16,62



<p><b>N2</b></p>	<p><b>-Venant : N1</b></p> <p>-Poids propre du poteau</p> <p><math>G_{pot} = (3,23-0,40)*0,35*0,35*25</math></p>	<p>112,18</p> <p>8,66</p>	<p><b>120,84</b></p>	<p>16,62</p>
<p><b>N3</b></p>	<p><b>-Venant : N2</b></p> <p>-plancher étage :</p> <p><math>G_t * S_g = 5,11*14,26</math></p> <p>-Poutre secondaire :</p> <p><math>G_{ps} = L_{ps} * b * h * \gamma_b</math></p> <p><math>G_{ps} = 3,95*0,3*0,35*25</math></p> <p>-poutre principale :</p> <p><math>G_{pp} = L_{pp} * b * h * \gamma_b</math></p> <p><math>G_{pp} = 3,61*0,3*0,40*25</math></p>	<p>120,84</p> <p>72,87</p> <p>10,37</p> <p>10,83</p>	<p><b>214,91</b></p>	<p><math>16,62*2,5 = 41,55</math></p>
<p><b>N4</b></p>	<p><b>-Venant : N3</b></p> <p>Poids propre du poteau :</p> <p><math>G_{pot} = (3,23-0,40)*0,35*0,35*25</math></p>	<p>214,91</p> <p>8,66</p>	<p><b>223,57</b></p>	<p>41,55</p>
<p><b>N5</b></p>	<p><b>Venant : N4</b></p> <p>plancher étage :</p> <p><math>G_t * S_g = 5,11*14,26</math></p> <p>-Poutre secondaire :</p> <p><math>G_{ps} = L_{ps} * b * h * \gamma_b</math></p>	<p>223,57</p> <p>72,87</p>	<p><b>317,64</b></p>	

	$G_{ps} = 3,95 * 0,3 * 0,35 * 25$ -poutre principale : $G_{pp} = L_{pp} * b * h * \gamma_b$ $G_{pp} = 3,61 * 0,3 * 0,40 * 25$	10,37   10,83		16,62 * 3,85 = 63,99
<b>N6</b>	<b>Venant : N5</b> Poids propre du poteau : $G_{pot} = (3,23 - 0,40) * 0,35 * 0,35 * 25$	317,64  8,66	<b>326,3</b>	63,99
<b>N7</b>	<b>-Venant : N6</b> -plancher étage : $G_r * S_g = 5,11 * 14,26$ -Poutre secondaire : $G_{ps} = L_{ps} * b * h * \gamma_b$ $G_{ps} = 3,95 * 0,3 * 0,35 * 25$ -poutre principale : $G_{pp} = L_{pp} * b * h * \gamma_b$ $G_{pp} = 3,61 * 0,3 * 0,40 * 25$	326,3  72,87  10,37  10,83	<b>420,37</b>	16,62 * 5,05 = 83,93
<b>N8</b>	<b>-Venant N7</b> -Poids propre du poteau : $G_{pot} = (3,23 - 0,40) * 0,35 * 0,35 * 25$	420,37  8,66	<b>429,03</b>	83,93

<b>N9</b>	<b>-Venant N8</b>	429,03		
	-plancher étagé :			
	$G_t * S_g = 5,11 * 14,26$	72,87		
	-Poutre secondaire :			
	$G_{ps} = L_{ps} * b * h * \gamma_b$ $G_{ps} = 3,95 * 0,3 * 0,35 * 25$	10,37		
	-poutre principale :		<b>523,10</b>	16,62*6,10=101,38
	$G_{pp} = L_{pp} * b * h * \gamma_b$ $G_{pp} = 3,61 * 0,3 * 0,40 * 25$	10,83		
<b>N10</b>	<b>Venant N9</b>	523,10		
	-Poids propre du poteau : $G_{pot} = (3,23 - 0,40) * 0,35 * 0,35 * 25$	8,66	<b>531,76</b>	101,38
<b>N11</b>	<b>Venant N10</b>	531,76		
	-plancher étage:			
	$G_t * S_g = 5,11 * 14,26$	72,87		
	-Poutre secondaire :			
	$G_{ps} = L_{ps} * b * h * \gamma_b$ $G_{ps} = 3,95 * 0,3 * 0,35 * 25$	10,37		
	-poutre principale :		<b>625,83</b>	16,62*7= 116,34
	$G_{pp} = L_{pp} * b * h * \gamma_b$ $G_{pp} = 3,61 * 0,3 * 0,40 * 25$	10,83		
<b>N12</b>	<b>-Venant N11</b>	625,83		
	Poids propre du poteau : $G_{pot} = (3,23 - 0,40) * 0,40 * 0,40 * 25$	11,32	<b>637,15</b>	116,34
$\Sigma$	/	/	<b>637,15</b>	<b>116,34</b>

❖ **Pour RDC :**

Selon le **BAEL (art B.8.1, 1)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10%, pour tenir en compte la continuité des portiques.

$$G = 637,15 \text{ KN}$$

$$Q = 116,34 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_u = 1,35 \times 637,15 + 1,5 \times 116,34 = 1034,66 \text{ KN}$$

$$N_s = G + Q$$

$$N_s = 637,15 + 116,34 = 753,49 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,1 \times N_u$$

$$N_u = 1,1 \times 1034,66 = 1138,13 \text{ KN}$$

$$N_s = 1,1 \times N_s$$

$$N_s = 1,1 \times 753,49 = 828,84 \text{ KN}$$

➤ **Vérification de la section du poteau****1. Vérification au flambement :**

Selon les règles du (**CBA .article B8.4.1**), l'effort normal ultime  $N_u$  doit être :

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

$N_u$  : effort normal ultime

$\alpha$  : coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement ( $\lambda$ ).

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

$\lambda$  : Elancement d'EULER.

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

$l_f$  : Longueur de flambement  $\leftrightarrow L_f = 0,7L_0$  ; avec  $L_0 = 3,23\text{m}$

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

$I$  : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement:  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$B$  : Surface de la section du béton  $\leftrightarrow B = a \times b$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que  $\gamma_b = 1,5 \leftrightarrow$  situation durable.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier tel que  $\gamma_s = 1,15 \leftrightarrow$  situation durable.

$f_e$  : Limite élastique de l'acier  $\leftrightarrow f_e = 400\text{MPa}$  .

$f_{c28}$  : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours  $\leftrightarrow f_{c28} = 25\text{MPa}$

$A_s$  : Section d'acier comprimée. On prend:  $A_s = 0,8\% \times B_r$  ; Selon le R.P.A99 version 2003 (zone IIa).

Donc:

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{0,8 \times f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

$B_r$ : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie  $\leftrightarrow B_r = (a - 0,02)(b - 0,02)$

Il faut vérifier que :

$$B_r \geq B_{r \text{ cal}} = \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{0,8 \times f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

**Tableau. II.8** : Résultats de la Vérification au flambement.

Etage	$N_u(\text{KN})$	$i(\text{m})$	$\lambda$	$\lambda \leq 50$	$\alpha$	$B_r$ ( $\text{m}^2$ )	$B_{r \text{ cal}}$ ( $\text{m}^2$ )	$B_r \geq B_{r \text{ cal}}$
5	206,87	0,10	22,61	vérifiée	0,59	0,11	0,016	vérifiée

<b>4</b>	400,56	0,10	22,61	vérifiée	0,59	0,11	0,032	vérifiée
<b>3</b>	590,14	0,10	22,61	vérifiée	0,59	0,11	0,047	vérifiée
<b>2</b>	775,60	0,10	22,61	vérifiée	0,59	0,11	0,062	vérifiée
<b>1</b>	956,94	0,10	22,61	vérifiée	0,59	0,11	0,076	vérifiée
<b>RDC</b>	1138,13	0,11	20,55	vérifiée	0,63	0,14	0,085	vérifiée

**2. Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 (article 7.4.1):**

**RDC :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) = 40 \text{ cm} \geq 25\text{cm} \qquad \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a, b) = 40 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{323}{20} = 16,15\text{cm} \qquad \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \leftrightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \qquad \text{Condition vérifiée .} \end{array} \right.$$

**Etage courant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) = 35 \text{ cm} \geq 25\text{cm} \qquad \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a, b) = 35 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{323}{20} = 16,15\text{cm} \qquad \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \leftrightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \qquad \text{Condition vérifiée .} \end{array} \right.$$

**Tableau. II.9 :** Choix des sections des poteaux.

Niveau	(a x b) cm <sup>2</sup>
<b>5</b>	(35 x 35)
<b>4</b>	(35x 35)
<b>3</b>	(35 x 35)
<b>2</b>	(35 x 35)
<b>1</b>	(35 x 35)
<b>RDC</b>	(40x 40)

#### II.4.4. Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments rigide on béton armée destinée d'une part a assuré la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontal, dues au vent et au séisme.

Et reprendre une partie des charges verticales. Tel que **Le R.P.A 99(modifier en 2003) article7.7.1** considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition Suivante :

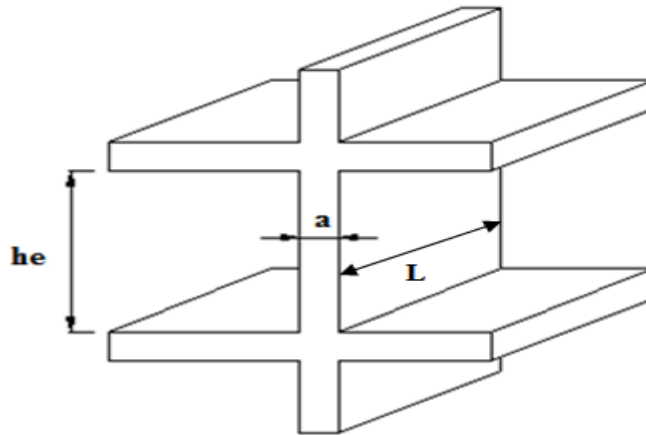
$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4a \\ a \geq \frac{h_e}{25} \\ a \geq \frac{h_e}{22} \\ a \geq \frac{h_e}{20} \end{array} \right. \Rightarrow a \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}; 15\text{cm}\right)$$

Avec :

L : longueur du voile.

a : épaisseur des voiles ( $a_{\min} = 15\text{cm}$ ) .

$h_e$ : hauteur d'étage.



**Figure .II.13:** Coupe de voile en élévation.

Avec :

$$h_e = 323 - 40 = 283\text{cm} \leftrightarrow (\text{hauteur étage courant} = \text{hauteur RDC}).$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a \geq \frac{283}{25} = 11,32 \text{ cm} \\ a \geq \frac{283}{22} = 12,86 \text{ cm} \\ a \geq \frac{283}{20} = 14,15 \text{ cm} \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} a \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm}\right) \\ a \geq \max(11,32; 12,86; 14,15; 15 \text{ cm}) \end{array} \right.$$

On adopte des voiles d'épaisseur de :  $a = 20 \text{ cm}$

## II .5 .Conclusion

Le tableau suivant résume les sections des poteaux, poutres et voiles pris en compte pour les différents étages de la construction :

**Tableau. II.10** : Sections des poteaux, des poutres, des voiles et des planchers.

Niveau	Section de poteau (cm <sup>2</sup> )	Section de poutre principale (cm <sup>2</sup> )	Section de poutre secondaire (cm <sup>2</sup> )	Epaisseur des voiles (cm)	Epaisseur du Plancher (cm)
<b>RDC</b>	40x40	30x40	30x35	20	16+4
<b>01</b>	35x35	30x40	30x35	20	16+4
<b>02</b>	35x35	30x40	30x35	20	16+4
<b>03</b>	35x35	30x40	30x35	20	16+4
<b>04</b>	35x35	30x40	30x35	20	16+4
<b>05</b>	35x35	30x40	30x35	20	16+4



## Etude des éléments secondaires

### III.1. Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

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

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

### III.2. Etude de l'acrotère

#### III.2.1. Définition de l'acrotère

L'acrotère est un élément décoratif coulé sur place, son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse ; en plus pour protéger le revêtement de terrasse contre les eaux pluviales grâce à son casse goûte.

L'acrotère est soumis à son poids propre ( $G$ ) qui donne un effort normal  $N_G$  et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à  $1\text{KN/m}$  ( $Q=1\text{KN/m}$ ). Provoquant un moment de flexion.

Donc le calcul s'effectue pour une bande de  $1\text{ml}$  en flexion composée.

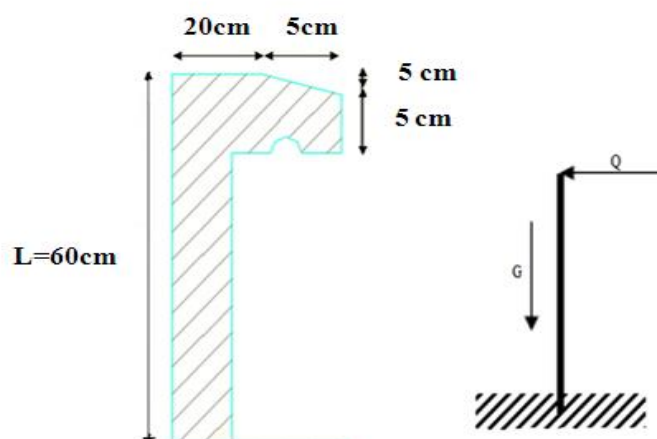


Figure. III.1 : Schéma de l'acrotère.

-épaisseur :  $e = 10\text{cm}$

-Hauteur :  $h = 60\text{cm}$

### III.2.2.Evaluation des charges et surcharges

- **La charge due a son poids propre :**

$$G = S \cdot \gamma_{BA}$$

$$S = (0,10 \times 0,50) + (0,05 \times 0,05) + \left(0,05 \times \frac{0,05}{2}\right) + (0,2 \times 0,10)$$

$$S = 0,073\text{m}^2$$

- **La surcharge :**

$$Q = 1\text{KN/ ml}$$

$$G = 25 \times [0,073] = 1,83\text{KN/ml}$$

### III.2.3.Vérification de l'acrotère sous charge sismique

Le RPA99 /V. 2003 exige la vérification des éléments ancrés à la structure sous l'effet la composante horizontale de la charge sismique donnée dans l'article 6.2.3 par :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot c_p \cdot w_p$$

Avec :

A : est le coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et groupe d'usage ( $A = 0,15$ ).

$C_p$  : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 (voir tableau 6.1).

$W_p$  : poids de l'élément considéré.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,83 = 0,88 \text{ KN/ml}$$

$$F_p \leq 1,5Q \rightarrow F_p = 0,88 \text{ KN/ml} < Q = 1,5 \text{ KN/ml}$$

Condition vérifiée.

- **Charge :**

-La charge due a son poids propre :  $G = 1,83 \text{ KN/ml}$

-La surcharge :  $Q = 1,5 \text{ KN/ml}$

**III.2.4.Sollicitations****a) -E.L.U.R :**

- Effort normal :  $N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,83 = 2,47\text{KN/ml}$

- Effort tranchant :  $V_u = 1,5. Q = 1,5 \times 1 = 1,50\text{KN/ml}$

- Moment fléchissant :  $M_u = 1,5. Q. H = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,90\text{KN. m}$

**b) - E.L.S :**

-Effort normal :  $N_s = G = 1,83\text{KN/ml}$

- Effort tranchant :  $V_s = Q = 1\text{KN/ml}$

- Moment fléchissant :  $M_s = Q. H = 1 \times 0,6 = 0,60\text{KN. m}$

**▪ Enrobage :**

Vu que la fissuration est préjudiciable.

On prend :  $C = C' = 2\text{cm}$

$d = 0,9h = 0,9 \times 0,1 = 0,09\text{m}$

$d' = h - d = 0,1 - 0,09 = 0,01\text{m}$

$d$ : C'est la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

$d'$ : C'est la distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.

**III.2.5.Calcul de l'excentricité**

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

$e_T$  : Excentricité totale de calcul.

$e_1$  : Excentricité de la résultante.

$e_a$  : Excentricité additionnelle.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre.

✚ **Remarque** : pour les pièces courtes, on ne tient pas compte des excentricités  $e_2$  et  $e_a$ .

$$e_T = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,90}{2,47} = 0,36\text{m}$$

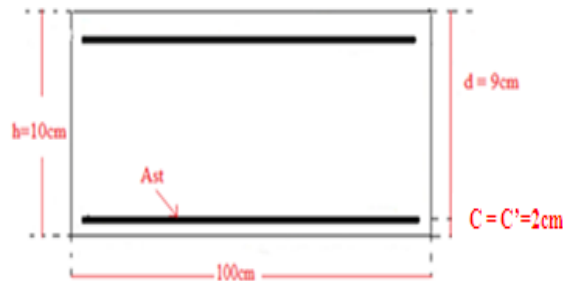
$$e_1 > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm}$$

Condition vérifiée.

Le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

### III.2.6. Calcul du ferrailage a E.L.U.R

#### III.2.6.1. Vérification si la section est partiellement comprimée ou entièrement comprimée



$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17\text{MPa} ; f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1\text{MPa}$$

$$b = 100\text{cm} ; h = 10\text{cm} ; \text{FeE400} ; d = 0,9h = 0,09\text{m}$$

$$C = C' = 0,02\text{m}$$

$$M_u = N_U \left[ e + \frac{h}{2} - C \right] = 4,19 \left[ 0,21 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 1,01\text{KN.m}$$

$$(d - c')N_U - M_U \leq (0,337h - (0,81c')) f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,47) - 0,90 = -0,73\text{KN.m}$$

$$((0,337 \times h) - (0,81 \times c')) \times f_{bc} \times b \times h$$

$$((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02)) \times 14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 24,79 \text{ KN.m}$$

$$-0,73 < 24,79 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire  
 $(b \times h) = (100 \times 10)\text{cm}^2$ .

**III.2.6.2.Vérification de l'existence des armatures comprimées A'**

$$M_U = 0,90\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,90 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0078$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\delta_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,67$$

Avec :

$$1000\delta_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_1 = 0,8 \times \alpha_1 (1 - 0,4 \times \alpha_1)$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,67 (1 - 0,4 \times 0,67) = 0,392$$

$$\mu_1 > \mu = 0,0078 \rightarrow A' = 0 \rightarrow \text{Pas d'armatures de compression.}$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2 \times 0,0078}}{2} = 0,996$$

**III.2.6.3.Calcul de la section d'armatures**

**a. Flexion simple :**

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0,90 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,29 \text{ cm}^2$$

Avec :

$A_{fs}$  : Section d'armatures en Flexion simple.

**b. Flexion composée :**

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,29 - \frac{2,47 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,22\text{cm}^2$$

$A_{fc}$  : Section d'armatures en Flexion composée.

### III.2.6.4. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23$$

Avec :

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,83} = 0,33 \text{ m}$$

$$A_{s \min} = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{33 - 0,45 \times 9}{33 - 0,185 \times 9} \times 0,23 = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_a = 4T8 = 2,03 \text{ cm}^2$

• **Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :**

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

$$e \leq 30\text{cm}$$

On prend :  $e = 20\text{cm}$

• **Les armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,03}{4} = 0,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_a = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$

• **Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :** (pour les armatures de répartition)

$$e \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(40\text{cm} ; 45\text{cm})$$

$$e \leq 40\text{cm}$$

On prend :  $e = 20\text{cm}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant Art A.5.1.1/ CBA93**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 90} = 0,17 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciables : (Art A.5.1.2.1.1/ CBA93)

La contrainte de cisaillement maximale est donnée par la formule suivante:

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

Avec :

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{25}{1,5}; 4\text{MPa}\right) = \min(2,5\text{MPa}; 4\text{MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,17\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$$

Condition vérifiée.

• **Armature transversales**

Dans le cas des éléments minces on ne dispose pas des armatures transversales si la condition suivante est vérifiée.

$$\tau_u < 0,05f_{c28} \leftrightarrow 0,17\text{MPa} < 1,25\text{MPa}$$

Condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**III.2.6.5. Vérification des contraintes (E.L.S)**

$$M_{ser} = N_{ser}(e - c + h/2) = 3,10(0,19 - 0,02 + 0,1/2) = 0,68 \text{ KN.m}$$

**Tableau.III.1** : Vérification à l'E.L.S.

Moment (E.L.S)	$M_{st}$	0,68KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{2,03}{100} = 0,3045\text{cm}$ $E = 2. D. d = 5,481\text{cm}^2$ $Y = 2,06\text{cm}$	2,06cm

<b>Moment d'inertie</b>	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$ $I = \frac{100 \times 2,06^3}{3} + 15 \times 2,03 \times (9 - 2,06)^2$ $= 1757,97\text{cm}^4$	1757,97cm <sup>4</sup>
<b>Coefficient</b>	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{0,68 \times 10^3}{1757,97}$ $= 0,387 \text{ MPa/cm}$	0,387 MPa/cm
<b>Contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b = K \cdot Y = 0,80\text{MPa}$	0,80MPa
<b>Contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s = 15K(d - Y) = 40,29\text{MPa}$	40,29MPa
<b>Vérification de contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b = 0,80 \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	0,80MPa ≤ 15MPa
<b>Vérification contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right]$	40,29MPa < 202MPa

▪ Schéma de ferrailage

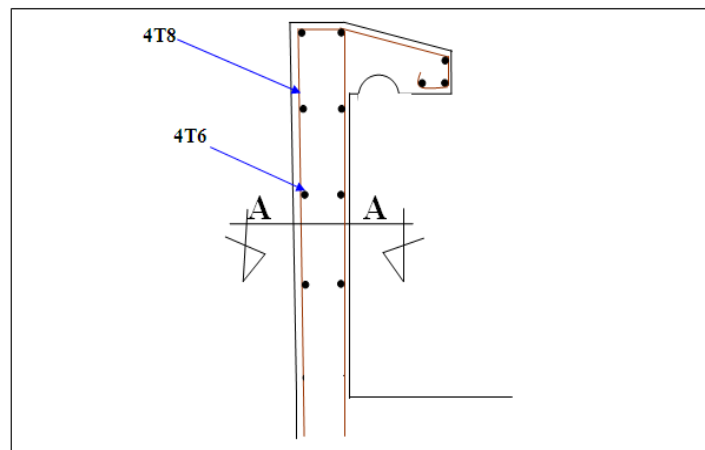


Figure. III.2: Ferrailage de l'acrotère.



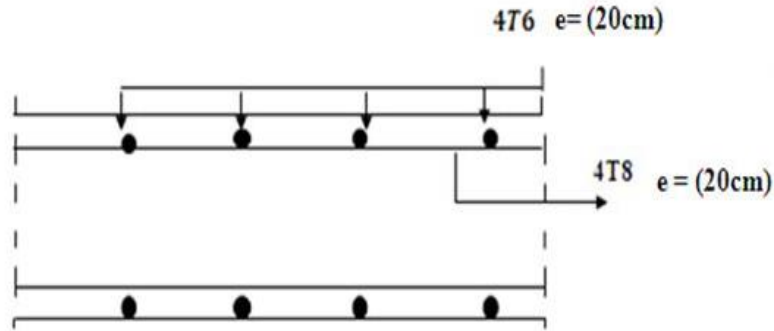


Figure. III.3: Coupe de l'acrotère.

### III.3. Etude de Balcon

#### III.3.1. Définition de Balcon

Le balcon est un élément d'architecture consistant en une dalle pleine encastree dans la poutre et entourée d'une rampe ou d'un mur de protection, elle est considérée comme une porte à faux (consol).

Dans notre projet on a deux types de balcon :

- **Type 1** : L = 1,10 m.
- **Type 2** : L = 1,20 m.

#### III.3.2. Pré dimensionnement du balcon

**Type 1** : L = 1,10 m

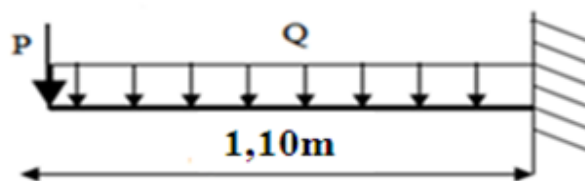


Figure.III.4 : Schéma statique de balcon type1.

- **D'après le B.A.E.L 91 :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \leftrightarrow h \geq \frac{L}{16} = \frac{110}{16} = 6,88\text{cm}$$

On prend : h = 15cm

Type 2 : L = 1,20 m

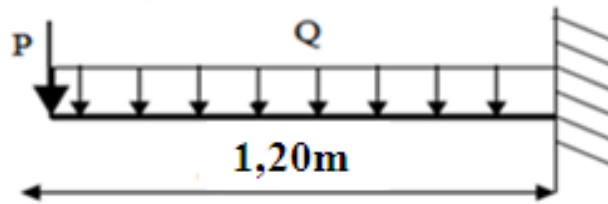


Figure. III.5: Schéma statique de balcon type2.

• D’après le B.A.E.L 91 :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \leftrightarrow \quad h \geq \frac{L}{16} = \frac{120}{16} = 7,50\text{cm}$$

On prend : h = 15cm

### III.3.3.Evaluation des charges

#### A. Balcon Etage courant

Tableau .III.2: Evaluation des charges de balcon Etage courant.

N°	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges permanents surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	2	20	0,02×20 = 0,4
2	Mortier de pose	2	20	0,02×20 = 0,4
3	lit de sable	2	18	0,02×18= 0,36
4	dalle pleine en B.A	15	25	0,15×25 =3,75
5	Enduit de ciment	2	18	0,02×18 = 0,36
<b>Total</b>			<b>G = 5,27 KN/m<sup>2</sup></b>	
			<b>Q = 3,50KN/m<sup>2</sup></b>	

**B. Garde corps de balcon**

**Tableau.III.3:** Evaluation des charges permanentes et d'exploitations de garde corps de balcon.

N <sup>o</sup>	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges permanents (Surfacique) (KN/m <sup>2</sup> )
1	Brique creuse	10	9	0,1×9 = 0,9
2	Enduit de ciment extérieur	2	18	0,02×18 = 0,36
3	Enduit de ciment intérieur	2	18	0,02×18 = 0,36
<b>Total</b>				<b>G = 1,62 KN/m<sup>2</sup></b>
				<b>Q = 3,50KN/m<sup>2</sup></b>

**III.3.4.Sollicitation de calcul**

- **Type 1** : L = 1,10 m

Le calcul pour une bonde de 1ml :

❖ **E.L.U.R :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,27 + 1,5 \times 3,5 = 12,36 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35G \times L \times 1\text{m} = 1,35 \times 1,62 \times 1,20 \times 1 = 2,62 \text{ KN/ml}$$

❖ **E.L.S :**

$$Q_s = G + Q = 5,27 + 3,5 = 8,77 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = G \times L \times 1\text{m} = 1,62 \times 1,20 \times 1 = 1,94 \text{ KN/ml}$$

**III.3.5.Calcul des moments balcon type 1**▪ **E.L.U.R :**

$$0 \leq x \leq 1,10 \text{ m}$$

$$M_u = - \left( \frac{Q_u \times L^2}{2} + P_u \times L \right) = - \left( \frac{12,36 \times (1,10)^2}{2} + 2,62 \times 1,10 \right) = -10,36 \text{ KN.m}$$

▪ **E.L.S :**

$$M_s = - \left( \frac{Q_s \times L^2}{2} + P_s \times L \right) = - \left( \frac{8,77 \times (1,10)^2}{2} + 1,94 \times 1,10 \right) = -7,44 \text{ KN.m}$$

### III.3.6.Calcul le ferrailage

$$h = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 13,5 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

**E.L.U.R:**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10,36 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times (135)^2} = 0,040$$

$$\mu = 0,040 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,040)}}{2} = 0,979$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10,36 \times 10^6}{348 \times 0,979 \times 135} = 225,25 \text{ mm}^2 = 2,25 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :**

$$A_{st} \geq A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1000 \times 135 \times 2,1}{400} = 163,01 \text{ mm}^2 = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2,25 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_a = \max(A_{min} ; A_{st}) = \max(1,63 \text{ cm}^2 ; 2,25 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Soit : } A_a = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

• **Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :**

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

$$e \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } e = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On prend :  **$A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$**

- **Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :**(pour les armatures de répartition)

$$e \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(60 \text{ cm} ; 45\text{cm})$$

$$e \leq 45 \text{ cm}$$

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

### III.3.7.Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = Q_u \cdot L + P = 12,36 \times 1,10 + 1,62 = 15,22 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{15,22 \times 10^3}{135 \times 1000} = 0,113 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible (Art A.5.1.2.1.1. CBA93)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,113 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

- **Armatures transversales**

$$\tau = 0,113 \text{ MPa} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

**E.L.S :**

**Tableau. III.4 :** Vérification à l'E.L.S de balcon type 1.

Moment (E.L.S)	$M_s$	7,44KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{4,52}{100} = 0,678 \text{ cm}$ $E = 2 \cdot D \cdot d$ $E = 2 \times 0,678 \times 13,5 = 18,31 \text{ cm}^2$	3,65cm <sup>2</sup>

	$Y = 3,65\text{cm}^2$	
<b>Moment d'inertie</b>	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$ $I = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (13,5 - 3,65)^2$ $= 8199,03\text{cm}^4$	8199,03cm <sup>4</sup>
<b>Coefficient</b>	$K = \frac{M_s}{I} = \frac{7,44 \times 10^3}{8199,03}$ $= 0,91 \text{ MPa/cm}$	0,91 MPa/cm
<b>Contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b = K.Y = 0,91 \times 3,65 = 3,32\text{MPa}$	3,32MPa
<b>Contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s = 15K(d - Y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,91 \times (13,5 - 3,65)$ $= 134,45\text{MPa}$	134,45MPa
<b>Vérification de contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$ $3,32 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$	$3,32\text{MPa} \leq 15\text{MPa}$
<b>Vérification contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] =$ $\min \left[ \frac{2}{3}400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1} \right] =$ $202 \text{ MPa}$	$134,45\text{MPa} < 202\text{MPa}$

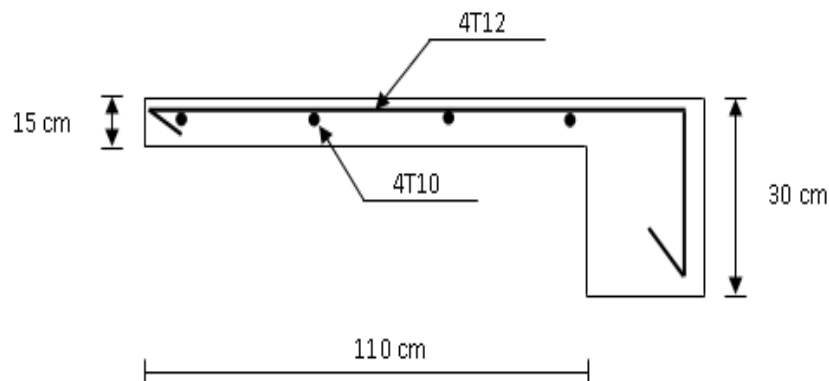


Figure .III.6 : Ferrailage de balcon type 1.

- **Type 2:**  $L = 1,20 \text{ m}$

Le calcul pour une bonde de 1ml :

❖ **E.L.U.R :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,27 + 1,5 \times 3,5 = 12,36 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35G \times L \times 1\text{m} = 1,35 \times 1,62 \times 1,20 \times 1 = 2,62 \text{ KN/ml}$$

❖ **E.L.S :**

$$Q_s = G + Q = 5,27 + 3,5 = 8,77 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = G \times L \times 1\text{m} = 1,62 \times 1,20 \times 1 = 1,94 \text{ KN/ml}$$

### III.3.8.Calcul des moments balcon type 2

▪ **E.L.U.R :**

$$0 \leq x \leq 1,20 \text{ m}$$

$$M_u = -\left(\frac{Q_u \times L^2}{2} + P_u \times L\right) = -\left(\frac{12,36 \times (1,20)^2}{2} + 2,62 \times 1,20\right) = -12,04 \text{ KN.m}$$

▪ **E.L.S :**

$$M_s = -\left(\frac{Q_s \times L^2}{2} + P_s \times L\right) = -\left(\frac{8,77 \times (1,20)^2}{2} + 1,94 \times 1,20\right) = -8,64 \text{ KN.m}$$

### III.3.9.Calcul le ferrailage

$$h = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 13,5 \text{ cm} ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{MPa}$$

$$\sigma_b = 14,17\text{MPa} ; \sigma_s = 348\text{MPa}.$$

**E.L.U.R:**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12,04 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times (135)^2} = 0,047$$

$$\mu = 0,047 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,047)}}{2} = 0,975$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{12,04 \times 10^6}{348 \times 0,975 \times 135} = 262,85 \text{mm}^2 = 2,63 \text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :**

$$A_{st} \geq A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1000 \times 135 \times 2,1}{400} = 163,01 \text{mm}^2 = 1,63 \text{cm}^2$$

$$A_{st} = 2,63 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,63 \text{cm}^2$$

On prend:  $A_a = \max(A_{min} ; A_{st}) = \max(1,63 \text{ cm}^2 ; 2,63 \text{cm}^2)$

$$\text{Soit : } A_a = 4T12 = 4,52 \text{cm}^2$$

- **Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :**

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

$$e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend : **e = 20cm**

- **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{cm}^2$$

On prend : **A<sub>r</sub> = 4T10 = 3,14cm<sup>2</sup>**

- **Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :(pour les armatures de répartition)**

$$e \leq \min(4h ; 45 \text{cm}) = \min(60 \text{ cm} ; 45 \text{cm})$$

$$e \leq 45 \text{ cm}$$

On prend : **e = 20cm**

### III.3.10. Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = Q_u \cdot L + p = 12,36 \times 1,20 + 1,62 = 16,45 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{16,45 \times 10^3}{135 \times 1000} = 0,122 \text{MPa}$$



Fissuration peu nuisible (Art A.5.1.2.1.1. CBA93)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,122\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

Condition vérifiée.

• **Armatures transversales**

$$\tau_u = 0,122\text{MPa} \leq 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

**E.L.S :**

**Tableau. III.5 :** Vérification à l'E.L.S de balcon type 2.

<b>Moment (E.L.S)</b>	<b><math>M_s</math></b>	<b>8,64KN.m</b>
<b>Position de l'axe neutre</b>	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{4,52}{100} = 0,678\text{cm}$ $E = 2 \cdot D \cdot d$ $E = 2 \times 0,678 \times 13,5 = 18,31\text{cm}^2$ $Y = 3,65\text{cm}^2$	3,65 cm <sup>2</sup>
<b>Moment d'inertie</b>	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$ $I = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (13,5 - 3,65)^2$ $= 8199,03\text{cm}^4$	8199,03cm <sup>4</sup>
<b>Coefficient</b>	$K = \frac{M_s}{I} = \frac{8,64 \times 10^3}{8199,03} = 1,05 \text{ MPa/cm}$	1,05 MPa/cm
<b>Contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b = K \cdot Y = 1,05 \times 3,65 = 3,83\text{MPa}$	3,83MPa

<p><b>Contrainte dans l'acier</b></p>	$\sigma_s = 15K(d - Y)$ $\sigma_s = 15 \times 1,05 \times (13,5 - 3,65)$ $= 155,14\text{MPa}$	<p>155,14MPa</p>
<p><b>Vérification de contrainte dans le béton</b></p>	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$ $3,83\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$	<p>3,83MPa ≤ 15MPa</p>
<p><b>Vérification contrainte dans l'acier</b></p>	$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] =$ $\min \left[ \frac{2}{3}400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1} \right] = 202 \text{ MPa}$	<p>155,14MPa &lt; 202MPa</p>

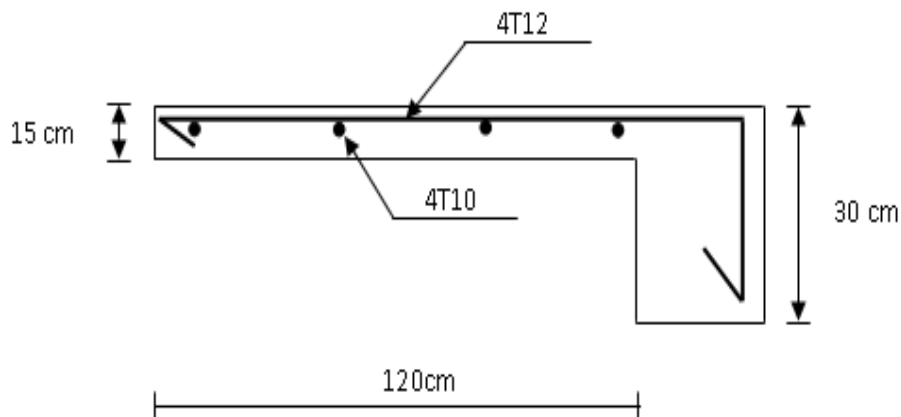


Figure .III.7 : Ferrailage de balcon type2.

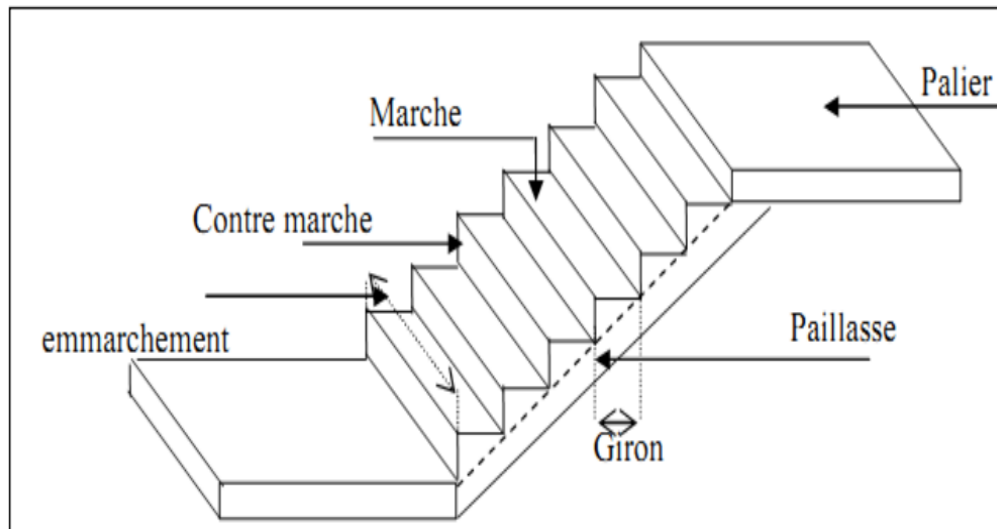
### III.4. Etude des escaliers

#### III.4.1. Définition des escaliers

L'escalier Ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre étage.

Dans notre structure, nous avons un escalier à paillasse simple. Cet escalier est constitué de deux volées et un palier de repos.

## III.4.2. Description



**Figure III.8:** Composants des escaliers.

L'escalier se compose généralement par:

**La paillasse :** Est une dalle inclinée en béton armé, elle supporte les marches et les contres marchent.

**Palier de repos :** L'escalier est équipé avec une petite dalle dite palier de repos, elle permet aux usagers de se reposer.

**L'emmarchement :** la longueur d'une marche.

**Le giron (g) :** la largeur d'une marche.

**Contre marche (h) :** la hauteur de marche.

**Garde de corps :** a pour rôle d'éviter les risques de chute.

## III.4.3. Dimensionnement d'un escalier

Les escaliers de notre projet sont a deux volée droite avec un palier de repos.

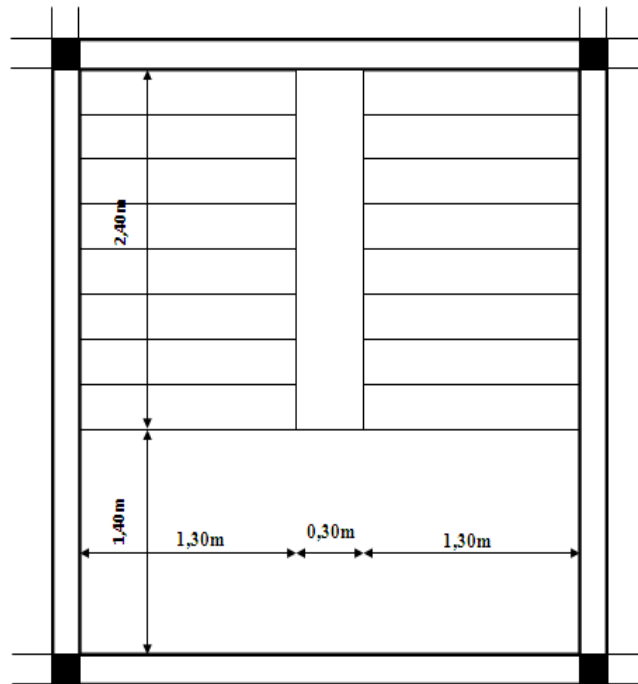


Figure .III.9 : Vue en plan d’escaliers.

✚ Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

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

Avec :

g : Distance horizontal entre deux nez de marche.

h: Hauteur de la marche.

La relation linéaire dite « formule de BLONDEL », vérifie la constatation empirique suivante :

- La hauteur des contres marches :  $17\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$

- la largeur g :  $25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$

Ou :

$$g = \frac{L_0}{n - 1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H_0}{n}$$

Avec :

n : nombre de contre marche.

$n - 1$ : nombre de marche.

-Pour déterminer  $g$  et  $h$  on utilise la relation de BLONDEL :

On prend:  **$h = 17\text{cm}$**

$$(2 \times 17) + g \leq 66 \text{ cm} \leftrightarrow g \leq 66 - 34 \leftrightarrow g \leq 32\text{cm}$$

On prend:  **$g = 30\text{cm}$**

-Le nombre de contre marche est:

$$n = \frac{H_0}{h} \leftrightarrow n = \frac{323}{17} = 19 \text{ cm}$$

D'ou :  $n = 20$

On devise les escaliers en deux volées

Pour chaque volée :

❖ nombre de contre marche :

$$n = \frac{H_0}{h} = \frac{161}{17} = 9,47 \leftrightarrow n = 9$$

❖ nombre de marche :

$$(n - 1) = (9 - 1) = 8 \leftrightarrow n = 8$$

▪ **longueur de foulées :**

$$L = (n - 1) \times 0,3 = (9 - 1) \times 0,3 = 2,40\text{m} \leftrightarrow L = 2,40 \text{ m.}$$

### III.4.3.1.Détermination l'épaisseur de la paillasse et du palier de repos

➤ **Condition de flèche :**

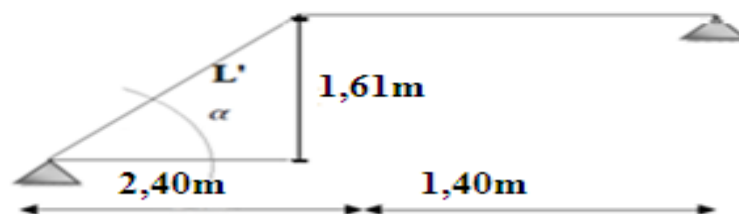


Figure.III.10 : Schémas statique.

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$$

L' : longueur de paillasse.

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{161}{240} = 0,6708 \rightarrow \alpha = 33,86^\circ$$

$$\cos(\alpha) = \frac{L}{L'} \rightarrow L' = \frac{L}{\cos(\alpha)} = \frac{240}{\cos(33,86)} = 289,02\text{cm}$$

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \rightarrow \frac{289,02}{30} \leq e \leq \frac{289,02}{20} \leftrightarrow 9,63\text{cm} \leq e \leq 14,45\text{cm}$$

On prend: **e = 15cm**

▪ **L'épaisseur de palier:**

$$\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{15}$$

L : longueur de foulées.

$$\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{15} \leftrightarrow \frac{240}{20} \leq e \leq \frac{240}{15} \leftrightarrow 12\text{cm} \leq e \leq 16\text{cm} \leftrightarrow e = 15\text{cm}$$

On prend: **e = 15cm**

**III.4.3.2.Evaluation des charges et des surcharges**

**A. Paillasse**

**Tableau .III.6 :** Charge permanente et d'exploitation de paillasse.

N°	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges permanents (Surfacique) (KN / m <sup>2</sup> )
1	Poids propre de paillasse	15	25	0,15×25/cos α = 4,52
2	Carrelage horizontale	2	20	0,02×20 = 0,40
3	Garde-corps	/	/	0,40
4	Poids propre de Marche	2	11	0,02×11×17/2 = 1,87
5	Mortier de pose	2	20	0,02×20 = 0,40

	horizontale			
6	Enduit de ciment	2	18	$0,02 \times 18 = 0,36$
7	Carrelage verticale	2	20	$0,02 \times 20 \times 17/30 = 0,23$
8	Mortier de pose verticale	2	20	$0,02 \times 20 \times 17/30 = 0,23$
<b>Total</b>				<b>G = 8,41 KN/m<sup>2</sup></b>
				<b>Q = 2,5 KN/m<sup>2</sup></b>

**B. Palier**

**Tableau. III.7 :** Charge permanente et d'exploitation de palier.

N°	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges permanents (Surfacique) (KN/m <sup>2</sup> )
1	carrelage	2	20	$0,02 \times 20 = 0,4$
2	Mortier de pose	2	20	$0,02 \times 20 = 0,4$
3	Couche de sable	2	18	$0,02 \times 18 = 0,36$
4	Poids propre de palier	15	25	$0,15 \times 25 = 3,75$
5	Enduit de ciment	2	18	$0,02 \times 18 = 0,36$
<b>Total</b>			<b>G = 5,27 KN/m<sup>2</sup></b>	
			<b>Q = 2,5 KN/m<sup>2</sup></b>	

**III.4.4. Combinaisons de charge**

**Tableau .III.8 :** Combinaisons de charges considérées pour l'escalier à deux volées.

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	E.L.U (KN/m <sup>2</sup> ) $1,35G + 1,5Q$	E.L.S (KN/m <sup>2</sup> ) G+Q
<b>Paillasse</b>	8,41	2,50	15,10	10,91
<b>palier</b>	5,27	2,50	10,86	7,77

Le Schéma statique de notre escalier est donné par la figure ci-dessous :

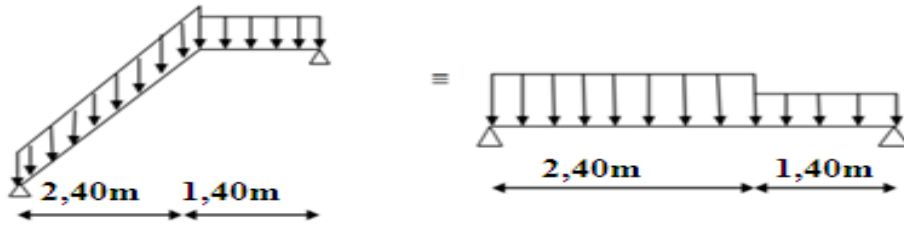


Figure.III.11: Schéma statique de l'escalier à deux volées.

III.4.5 .Détermination des efforts internes

- E.L.U.R :

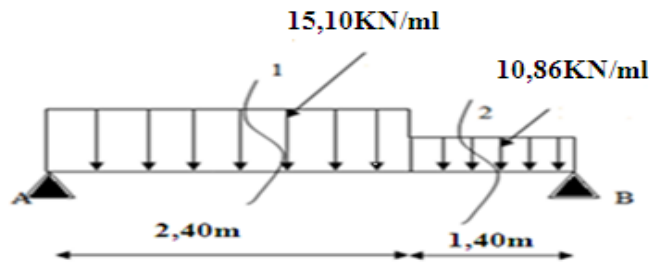


Figure.III.12: Charge de pailleasse et charge de palier à E.L.U.R.

$$\sum F_{/y} = 0 \rightarrow R_{A/y} + R_{B/y} = 51,44\text{KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow -3,8 R_{B/y} + 10,86 \times 1,4 \times 3,10 + 15,10 \times 2,4 \times 1,20 = 0$$

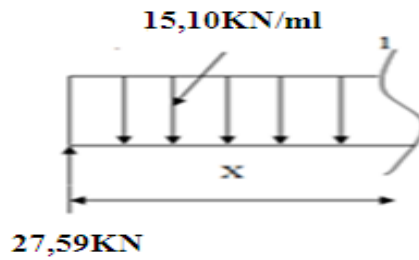
$$R_{B/y} = 23,85\text{KN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow 3,8 R_{A/y} - 15,10 \times 2,40 \times 2,60 - 10,86 \times 1,40 \times 0,70 = 0$$

$$R_{A/y} = 27,59\text{KN}$$



Section (1-1) :  $0 \leq x \leq 2,40$  m



$$-T + 27,59 - 15,10 x = 0 \leftrightarrow T = 27,59 - 15,10x \rightarrow \begin{cases} T(x = 0) = 27,59 \text{ kN} \\ T(x = 2,40) = -8,65 \text{ kN} \end{cases}$$

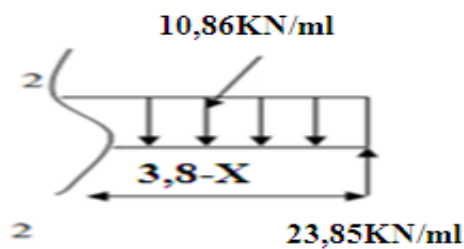
$$-M + 27,59 x - 15,10 \times \left(\frac{x^2}{2}\right) = 0 \leftrightarrow M = 27,59 x - 15,10 \times \frac{x^2}{2} \leftrightarrow \begin{cases} M(x = 0) = 0 \text{ kN.m} \\ M(x = 2,40) = 22,73 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$M_{\max}(T = 0) \rightarrow 27,59 - 15,10 x = 0$$

$$x = \frac{27,59}{15,10} = 1,83 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(x = 1,83 \text{ m}) = 25,21 \text{ kN.m}$$

Section (2-2) :  $2,40 \text{ m} \leq x \leq 3,80 \text{ m}$



$$T = -23,85 + 10,86 (3,80 - x) \leftrightarrow \begin{cases} T(x = 3,80) = -23,85 \text{ kN} \\ T(x = 2,40) = -8,65 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M = 23,85 (3,80 - x) - 10,86 \times \frac{(3,80 - x)^2}{2} \leftrightarrow \begin{cases} M(x = 3,80) = 0 \text{ kN.m} \\ M(x = 2,40) = 22,73 \text{ kN.m} \end{cases}$$

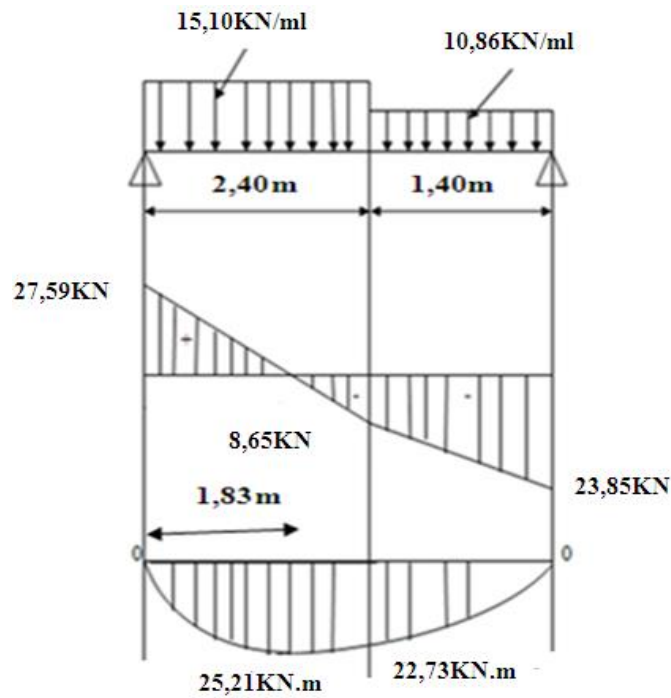


Figure.III.13: diagrammes des efforts internes à l'ELU.

- Moment en appui :  $0,3 \times M_{\max} = 0,3 \times 25,21 = 7,56 \text{ kN.m}$
- Moment en travée :  $0,85 \times M_{\max} = 0,85 \times 25,21 = 21,43 \text{ kN.m}$
- $T_{\max} = 27,59 \text{ kN}$

▪ E.L.S :

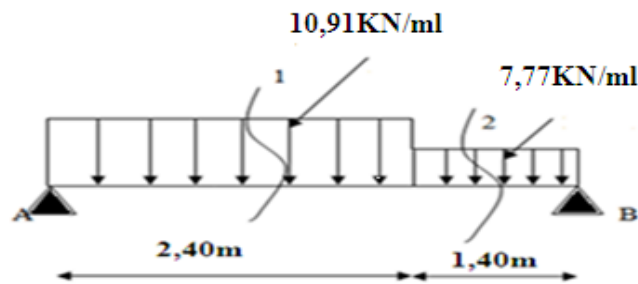


Figure.III.14 : Charge de paillasse et charge de palier à E.L.S.

$$\sum F_{/y} = 0 \rightarrow R_{A/y} + R_{B/y} = 37,06 \text{ kN}$$

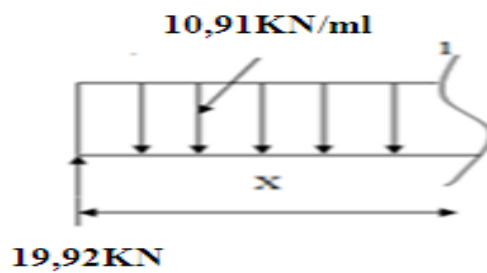
$$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow -3,8 R_{B/y} + 7,77 \times 1,40 \times 3,10 + 10,91 \times 2,40 \times 1,20 = 0$$

$$R_{B/y} = 17,14 \text{ kN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow 3,8 R_{A/y} - 10,91 \times 2,40 \times 2,60 - 7,77 \times 1,40 \times 0,70 = 0$$

$$R_{A/y} = 19,92 \text{KN}$$

Section (1-1) :  $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$



$$-T + 19,92 - 10,91 x = 0 \leftrightarrow T = 19,92 - 10,91x \leftrightarrow \begin{cases} T(x = 0) = 19,92 \text{KN} \\ T(x = 2,40) = -6,26 \text{KN} \end{cases}$$

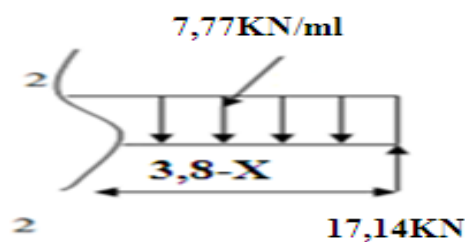
$$-M + 19,92 x - 10,91 \times \left(\frac{x^2}{2}\right) = 0 \leftrightarrow M = 19,92 x - 10,91 \times \left(\frac{x^2}{2}\right) \leftrightarrow \begin{cases} M(x = 0) = 0 \text{KN.m} \\ M(x = 2,40) = 16,39 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\max}(T = 0) \leftrightarrow 19,92 - 10,91 x = 0$$

$$x = \frac{19,92}{10,91} = 1,83 \text{m}$$

$$M_{\max} = M(x = 1,83 \text{m}) = 18,19 \text{KN.m}$$

Section (2-2) :  $2,40 \text{m} \leq x \leq 3,80 \text{m}$



$$T = -17,14 + 7,77(3,80 - x) \leftrightarrow \begin{cases} T(x = 3,80) = -17,14 \text{ KN} \\ T(x = 2,40) = -6,26 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M = 17,14(3,80 - x) - 7,77 \times \left(\frac{3,80 - x}{2}\right)^2 \leftrightarrow \begin{cases} M(x = 3,80) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x = 2,40) = 16,39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

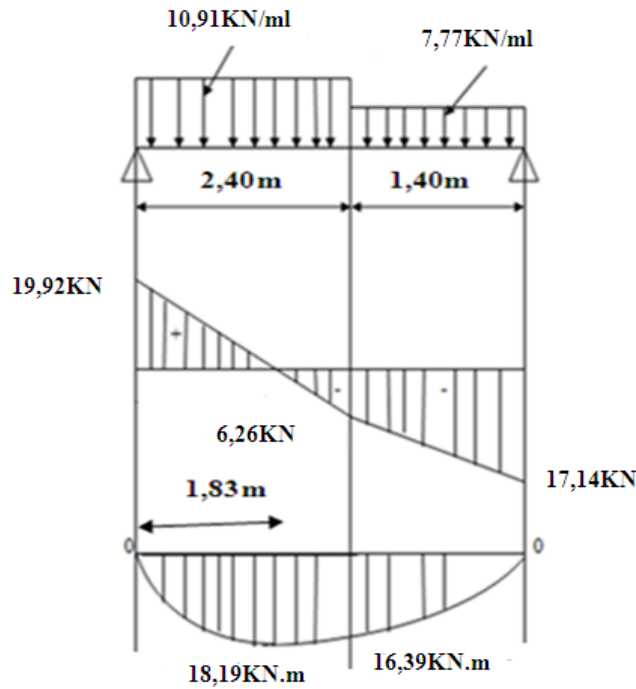


Figure.III.15: diagrammes des efforts internes à E.L.S.

- Moment en appui :  $0,3 \times M_{\max} = 0,3 \times 18,19 = 5,46 \text{ KN.m}$
- Moment en travée :  $0,85 \times M_{\max} = 0,85 \times 18,19 = 15,46 \text{ KN.m}$
- $T_{\max} = 19,92 \text{ KN}$

Tableau.III.9 : Sollicitations de calcul pour l'escalier à deux volées.

Sous la Combinaison	En appui		En travée	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Moment fléchissant [KN.m]	7,56	5,46	21,43	15,46

<b>Effort tranchant [KN]</b>	27,59	19,92	/	/
----------------------------------	-------	-------	---	---

**III.4.6. Calcul du ferrailage**

**III.4.6.1. Calcul des armatures longitudinales**

Le calcul du ferrailage est fait sous une flexion simple. L'escalier travail comme une poutre d'une section  $b = 100\text{cm}$  ;  $h = 15\text{cm}$  ;  $d = 13,5\text{cm}$  ;  $C = 2\text{cm}$  .

**E.L.U.R :**

- **En travée :**

$$M_t = 21,43\text{KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{21,43 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 135^2} = 0,083$$

$$\mu = 0,083 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,083)}}{2} = 0,96$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{21,43 \times 10^6}{348 \times 0,96 \times 135} = 475,16\text{mm}^2 = 4,75\text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1000 \times 135 \times 2,1}{400} = 163,01\text{mm}^2 = 1,630\text{cm}^2$$

$$A_s = 4,75\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 1,630 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_a = \max(A_{\min} ; A_s) = \max(1,630\text{cm}^2 ; 4,75\text{cm}^2) = 4,75\text{cm}^2$

Soit :  $A_a = 7T12 = 7,92\text{cm}^2$

- **Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :**

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

$$e \leq 33\text{cm}$$

On prend :  $e = 20\text{cm}$

- **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98\text{cm}^2$$

On prend :  $A_r = 4T8 = 2,01\text{cm}^2$

- **Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :** (pour les armatures de répartition)

$$e \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm} ; 45\text{cm})$$

$$e \leq 45\text{cm}$$

On prend :  $e = 20\text{cm}$

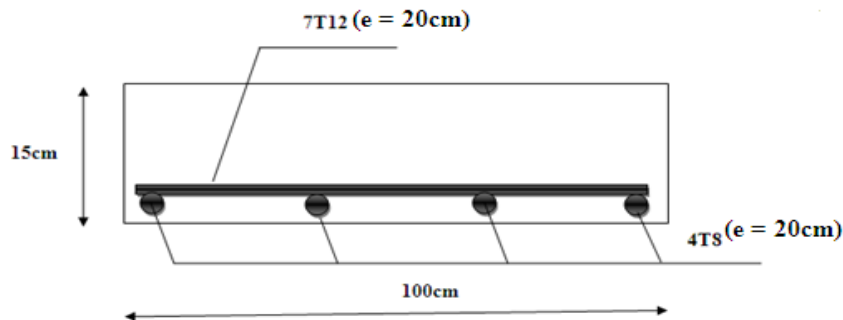


Figure .III. 16 : Schéma de ferrailage de l'escalier en travée.

- **En appui :**

$$M_a = 7,56\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7,56 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 135^2} = 0,029$$

$$\mu = 0,029 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,029)}}{2} = 0,985$$

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7,56 \times 10^6}{348 \times 0,985 \times 135} = 162,54 \text{ mm}^2 = 1,64 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1000 \times 135 \times 2,1}{400} = 163,01 \text{ mm}^2 = 1,630 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,64 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,630 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_a = \max(A_{\min} ; A_s) = \max(1,630 \text{ cm}^2 ; 1,64 \text{ cm}^2) = 1,64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = \mathbf{3T10 = 2,36 \text{ cm}^2}$$

▪ **Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :**

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

$$e \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{e = 20 \text{ cm}}$$

▪ **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2,36}{4} = 0,59 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } \mathbf{A_r = 2T8 = 1,01 \text{ cm}^2}$$

▪ **Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :** (pour les armatures de répartition)

$$e \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm})$$

$$e \leq 45 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{e = 20 \text{ cm}}$$

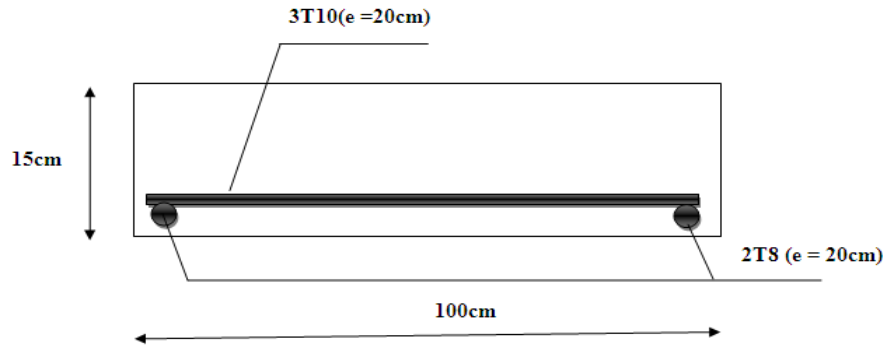


Figure. III.17 : Schéma de ferrailage de l'escalier en appuis.

III.4.6.2.Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 27,59\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{27,59 \times 10^3}{135 \times 1000} = 0,204 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible (Art A.5.1.211 BAEL91)

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,204\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

Condition vérifiée.

• Vérification de la contrainte de compression :

$$\tau = 0,204\text{MPa} \leq 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

Condition vérifiée.

🚧 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$V_u \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

Avec :

$$a = \min \{ \hat{a}, 0,9 \times d \}$$

$$\hat{a} = b - 2 \times c = 10^3 - 2 \times 20 = 960 \text{ mm}$$

$$a = \min \{ 960, 122 \} = 122 \text{ mm}$$

$$V_u = 27,59 \text{ KN} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 \times 122 = 813,33\text{KN}$$

Condition vérifiée.



- Vérification les armatures longitudinale :

$$A_s \geq \frac{V_v + \frac{M_{umax}}{0,9 \times d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{27,59 \times 10^3 + \frac{21,43 \times 10^6}{0,9 \times 135}}{\frac{400}{1,15}} = 5,86 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7,92 \text{ cm}^2 > 5,86 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

**Tableau. III.10 :** Ferrailage d’escalier.

Armature longitudinale cm <sup>2</sup>				Armature de répartition cm <sup>2</sup>			
Ferrailage calculé		Ferrailage adopté		Ferrailage calculé		Ferrailage adopté	
Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
4,75	1,64	7T12	3T10	1,98	0,59	4T8	2T8

### III.4.7.Vérification à E.L.S

- En travée :

**Tableau. III.11 :** Vérification à l’E.L.S de l’escalier à deux volées en travée.

Moment (E.L.S)	M <sub>st</sub>	15,46KN.m
Position de l’axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{7,92}{100} = 1,188 \text{ cm}$ $E = 2. D. d = 32,08 \text{ cm}^2$ $Y = 4,60 \text{ cm}$	4,60cm

<b>Moment d'inertie</b>	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$ $I = \frac{100 \times 4,60^3}{3} + 15 \times 7,92 \times (13,5 - 4,60)^2$ $= 12654,68\text{cm}^4$	12654,68cm <sup>4</sup>
<b>Coefficient</b>	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{15,46 \times 10^3}{12654,68} = 1,22 \text{ MPa/cm}$	1,22 MPa/cm
<b>Contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b = K \cdot Y = 5,61\text{MPa}$	5,61MPa
<b>Contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s = 15K(d - Y) = 162,87\text{MPa}$	162,87MPa
<b>Vérification de contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	5,61MPa ≤ 15MPa
<b>Vérification contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$	162,87MPa < 400MPa

➤ **En Appuis :**

**Tableau. III.12 :** Vérification à l'E.L.S de l'escalier à deux volées en appuis.

<b>Moment (E.L.S)</b>	<b>M<sub>sa</sub></b>	<b>5,46KN.m</b>
<b>Position de l'axe neutre</b>	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{2,36}{100} = 0,354\text{cm}$ $E = 2 \cdot D \cdot d = 9,56\text{cm}^2$ $Y = 2,76\text{cm}$	2,76cm

<b>Moment d'inertie</b>	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$ $I = \frac{100 \times 2,76^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (13,5 - 2,76)^2$ $= 4784,13\text{cm}^4$	4784,13cm <sup>4</sup>
<b>Coefficient</b>	$K = \frac{M_{Sa}}{I} = \frac{5,46 \times 10^3}{4784,13} = 1,14 \text{ MPa/cm}$	1,14 MPa/cm
<b>Contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b = K \cdot Y = 3,15\text{MPa}$	3,15MPa
<b>Contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s = 15K(d - Y) = 183,65\text{MPa}$	183,65MPa
<b>Vérification de contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	3,15MPa ≤ 15MPa
<b>Vérification contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$	183,65MPa < 400MPa

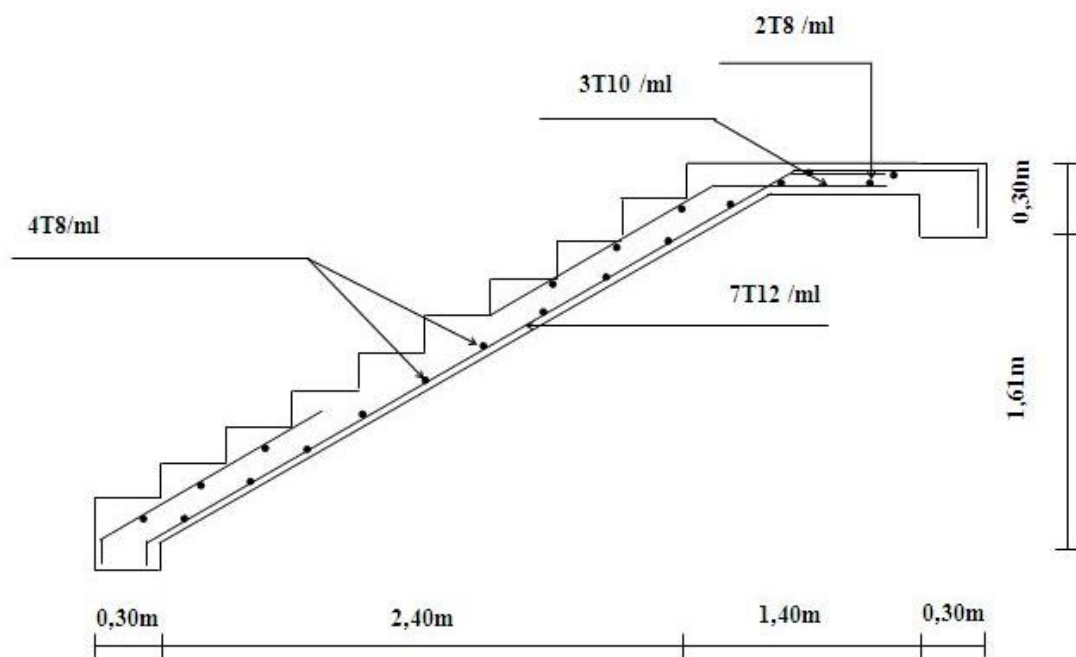


Figure .III.18 : Ferrailage de l'escalier.

### III.4.8. Etude de la poutre palière

La poutre palière est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux. Elle est soumise à la flexion et à la torsion. Ces sollicitations sont dues, à son poids propre, le poids du mur et à l'action du palier.

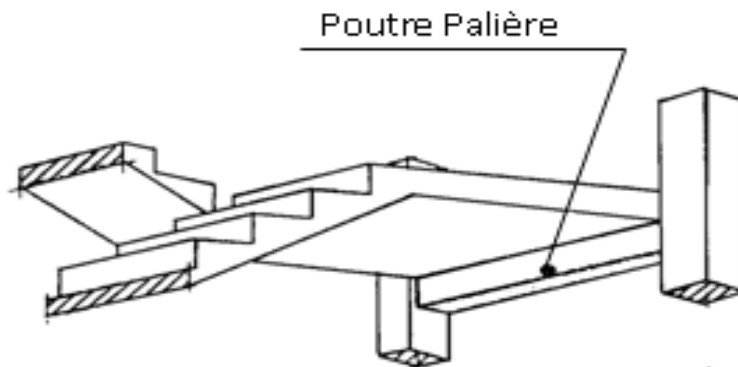


Figure. III.19 : Schéma de poutre palier.

#### III.4.8.1. Pré-dimensionnement

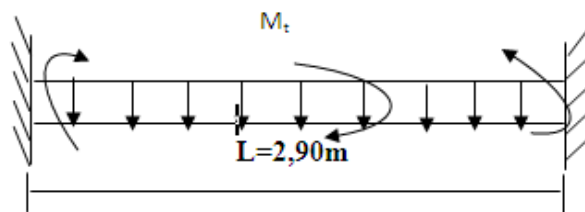


Figure. III.20 : Schéma statique de poutre palier.

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le B.A.E.L.91 et vérifiée en considérant le R.A.P 99/version 2003.

- Selon les règles B.A.E.L.91 (le critère de rigidité)

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{290}{15} \leq h \leq \frac{290}{10} \rightarrow 19,33\text{cm} \leq h \leq 29\text{cm}$$

On prend :  $h = 30\text{cm}$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times (30) = 27\text{cm}$$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \rightarrow 0,3(27) \leq b \leq 0,4(27) \rightarrow 8,10\text{cm} \leq b \leq 10,80\text{cm}$$

On prend :  $b = 30\text{cm}$

• **Vérification du R.P.A99 /V. 2003**

D'après le R.P.A99/V. 2003:

$$b \geq 20\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \qquad \text{Condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \qquad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \rightarrow 1 < 4 \qquad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on adopte une section de :  $(b \times h) = (30 \times 30)\text{cm}^2$

**III.4.8.2. Calcul à la flexion simple**

**a. Descente des charges**

Réaction du palier et de paillasse sur la poutre:

**E.L.U.R:**

$$R_B = 27,92\text{KN/ml}$$

▪ **Charge permanente :**

$$\text{Poids propre de la poutre : } G1 = b \times h \times \gamma_b = 0,3 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids du mur et palier console : } G2 = 2,81 \times (3,23 - 0,35)/2 = 4,05 \text{ KN/ml}$$

▪ **Combinaisons de charges :**

$$Q_u = 1,35(G1 + G2) + R_B = 1,35 \times (2,25 + 4,05) + 23,85 = 32,36 \text{ KN/ml}$$

▪ **Les moments :**

Le moment isostatique :

$$M_0 = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{32,36 \times (2,90)^2}{8} = 34,02\text{KN.m}$$

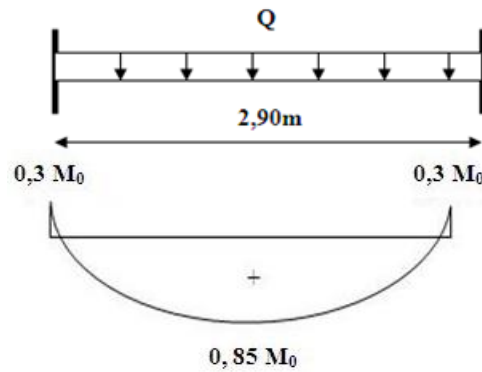


Figure. III.21: diagramme de la poutre palière à la flexion E.L.U.

Le moment en travée :  $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 34,02 = 28,92\text{KN.m}$

Le moment sur appui :  $M_a = 0,3M_0 = 0,3 \times 11,34 = 10,21\text{KN.m}$

**E.L.S :**

$R_B=17,14\text{KN/ml}$

▪ **Charge permanente :**

Poids propre de la poutre :  $G1 = b \times h \times \gamma_b = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ KN/ml}$

Poids du mur et palier console :  $G2 = 2,81 \times (3,23 - 0,35)/2 = 4,05 \text{ KN/ml}$

▪ **Combinaisons de charges :**

$Q_s = (G1 + G2) + R_B = (2,25 + 4,05) + 17,14 = 23,44 \text{ KN/ml}$

▪ **Les moments :**

Le moment isostatique :

$$M_0 = \frac{Q_s \times L^2}{8} = \frac{23,44 \times (2,90)^2}{8} = 24,64\text{KN.m}$$

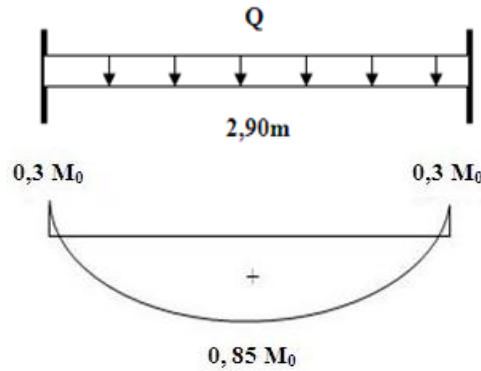


Figure. III.22: diagramme de la poutre palière à la flexion E.L.S.

Le moment en travée :  $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 8,21 = 20,95\text{KN.m}$

Le moment sur appui :  $M_a = 0,3M_0 = 0,3 \times 8,21 = 7,39\text{KN.m}$

**III.4.8.3.Calcul du ferrailage**

$h = 30\text{cm}$  ;  $b = 30\text{cm}$  ;  $d = 0,9 \times h = 27\text{cm}$  ;  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

$\sigma_b = 14,17\text{MPa}$  ;  $\sigma_s = 348\text{MPa}$

**E.L.U.R**

▪ **En travée :**

$M_t = 28,92\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{28,92 \times 10^6}{14,17 \times 300 \times 270^2} = 0,093$$

$$\mu = 0,093 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,093)}}{2} = 0,951$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{28,92 \times 10^6}{348 \times 0,951 \times 270} = 323,64\text{mm}^2 = 3,24\text{cm}^2$$

Soit :  $A_s = 4\text{T14} = 6,16\text{cm}^2$

• **Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 300 \times 270 \times 2,10}{400} = 97,81\text{mm}^2 = 0,98\text{cm}^2$$

$$A_s = 3,24\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 0,98\text{cm}^2$$

Condition vérifiée.

$$\text{On prend : } A_a = \max(A_{\min} ; A_s) = \max(0,98\text{cm}^2 ; 3,24\text{cm}^2) = 3,24\text{cm}^2$$

▪ **En appui :**

$$M_a = 10,21\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10,21 \times 10^6}{14,17 \times 300 \times 270^2} = 0,032$$

$$\mu = 0,032 < \mu_1 = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,032)}}{2} = 0,983$$

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10,21 \times 10^6}{348 \times 0,983 \times 270} = 110,54\text{mm}^2 = 1,11\text{cm}^2$$

$$\text{On choisit : } A_s = 2\text{T12} = 2,26\text{cm}^2$$

• **Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 300 \times 270 \times 2,10}{400} = 97,81\text{mm}^2 = 0,98\text{cm}^2$$

$$A_s = 1,11\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 0,98\text{cm}^2$$

Condition vérifiée.

$$\text{On prend: } A_a = \max(A_{\min} ; A_s) = \max(0,98\text{cm}^2 ; 1,11) = 1,11\text{cm}^2$$

#### III.4.8.4. Vérification de l'effort tranchant

Vérification de la contrainte tangentielle du béton:

$$V_u = Q_u \times \frac{L}{2} = \frac{32,36 \times 2,90}{2} = 46,92\text{cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{46,92 \times 10^3}{300 \times 270} = 0,58\text{cm}^2$$

Fissuration non préjudiciable



$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \times \frac{f_c}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,58\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Donc pas de risque de cisaillement.

**III.4.8.5.Vérification à E.L.S**

- **En travée :**

**Tableau .III.13 :** Vérification à l’E.L.S de l’escalier à deux volées en travée.

Moment (E.L.S)	$M_{st}$	20,95KN.m
Position de l’axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{6,16}{30} = 3,08\text{cm}$ $E = 2. D. d = 166,32\text{cm}^2$ $Y = 10,18\text{cm}$	10,18cm
Moment d’inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$ $I = \frac{30 \times 10,18^3}{3} + 15 \times 6,16 \times (27 - 10,18)^2 = 36690,90\text{cm}^4$	36690,90cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{20,95 \times 10^3}{36690,90} = 0,57 \text{ MPa/cm}$	0,57 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K. Y = 5,80\text{MPa}$	5,80MPa
Contrainte dans l’acier	$\sigma_s = 15K(d - Y) = 143,81\text{MPa}$	143,81MPa

<b>Vérification de contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	$5,80\text{MPa} \leq 15\text{MPa}$
<b>Vérification contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$	$143,81\text{MPa} < 400\text{MPa}$

▪ **En appui :**

**Tableau .III.14 :** Vérification à l'E.L.S de l'escalier à deux volées en appuis.

<b>Moment (E.L.S)</b>	$M_{sa}$	<b>7,39KN.m</b>
<b>Position de l'axe neutre</b>	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{2,26}{30} = 1,13\text{cm}$ $E = 2. D. d = 61,02\text{cm}^2$ $Y = 6,76\text{cm}$	6,76cm
<b>Moment d'inertie</b>	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$ $I = \frac{30 \times 6,76^3}{3} + 15 \times 2,26 \times (27 - 6,76)^2$ $= 16976,55\text{cm}^4$	16976,55cm <sup>4</sup>
<b>Coefficient</b>	$K = \frac{M_{sa}}{I} = \frac{7,39 \times 10^3}{16976,55}$ $= 0,44 \text{ MPa/cm}$	0,44 MPa/cm
<b>Contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b = K. Y = 2,97\text{MPa}$	2,97MPa
<b>Contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s = 15K(d - Y) = 133,58\text{MPa}$	133,58MPa

<b>Vérification de contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	2,97MPa $\leq 15\text{MPa}$
<b>Vérification contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$	133,58MPa $< 400\text{MPa}$

• **Vérification de La flèche:**

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \leftrightarrow \frac{30}{290} = 0,10 > \frac{1}{16} = 0,06 \quad \text{Condition vérifiée .}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} \leftrightarrow \frac{30}{290} = 0,10 > \frac{20,95}{10 \times 24,64} = 0,08 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,20}{f_e} \leftrightarrow \frac{6,16}{30 \times 27} = 0,007 < \frac{4,20}{400} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

• **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier:

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right) \leftrightarrow \Phi_t \leq \min (8,57 ; 30 ; 12)$$

On adopte:  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

• **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ S_t \leq \min (24,30 ; 40\text{cm}) = 24,30\text{cm} \end{array} \right.$$

A partir d'article 7.5.2.2 de R.P.A 99/version 2003, les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

– Zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15\text{cm}$

– Zone nodale :  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\emptyset \right) = 7,50 \text{ cm} \rightarrow S_t = 7,50 \text{ cm}$

• Section d'armatures minimale:

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left[ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{MPa} \right] = \max [0,25 \text{MPa} ; 0,4 \text{MPa}] = 0,4 \text{MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,40 \times 30}{400} = 0,03 \text{cm} \tag{1}$$

• Section des armatures transversales:

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \times f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K = 1 \leftrightarrow$  (flexion simple et fissuration non préjudiciable).

$$f_{tj}^* = \min (2,1; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$(\alpha = 90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$f_e = 400 \text{MPa} ; \gamma_s = 1,15 \text{ (cas courant)}$$

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{cal}} \geq \frac{(0,50 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 400} = 0,012 \text{ cm} \tag{2}$$

On prend le max de (1) et (2):  $\begin{cases} A_t \geq 0,03 \times S_t \\ A_t \geq 0,75 \text{cm}^2 \end{cases} \leftrightarrow A_t = 1,13 \text{ cm}^2$

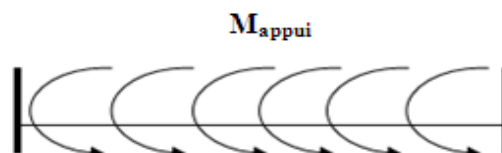
On prend:  $S_t = 15 \text{ cm}$

Soit :  $4\emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2$

**III.4.8.6. Calcul de la poutre palière à la torsion**

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

$$M_{\text{tors}} = \frac{M_{\text{appui}} \times L}{2} = \frac{7,56 \times 2,90}{2} = 10,96 \text{KN.m}$$



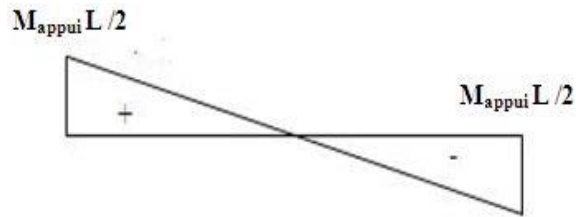


Figure. III.23 : diagramme de la poutre palière à la torsion.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Pour une section pleine:

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_{u\text{ limite}}^2$$

**1. Contraint de cisaillement dû à la torsion**

$$\tau_{\text{tors}} = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e}$$

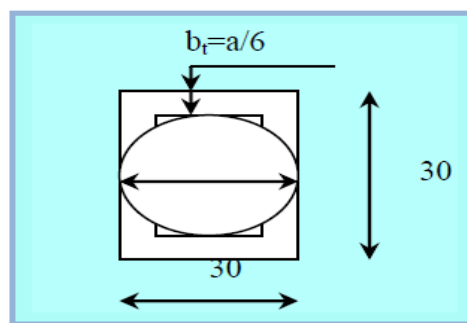
- Sections pleines : a ELU noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle vis –a-vis de la torsion.

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dans l'épaisseur de la

Paroi sera égale au 1/6 du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le

Contour extérieur de la section.

$M_t$ : moment de torsion.



$$e = (a/6) = (b/6) = (30/6) = 5\text{cm}$$

$\Omega$  Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h - e) \times (b - e) = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

- D'après le B.A.E.L :

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{10,96 \times 10^6}{2 \times 62500 \times 50} = 1,75 \text{ MPa}$$

Les contraintes tangentes sont limitées par la valeur suivante :

Pour une fissuration très préjudiciable ou préjudiciable

$$\tau_{ul} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

## 2) Contraintes de cisaillement due a l'effort tranchant :

Les contraintes dues à l'effort tranchant et à la torsion doivent être combinées et comparées aux contraintes limite données précédemment.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{46,92 \times 10^3}{300 \times 270} = 0,58 \text{ MPa}$$

Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_{u \text{ limite}}^2$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = (0,58)^2 + (1,75)^2 = 3,40\text{MPa}$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = 3,40\text{MPa} < 11,089\text{MPa}$$

Condition vérifiée.

- **Calcul des armatures :**

### a. Les armatures longitudinales

$$\frac{A_l \times f_e}{U \times \gamma_s} = \frac{M_{\text{tors}}}{2 \times \Omega} \Leftrightarrow A_{\text{tor}} = \frac{\mu \times M_{\text{tors}}}{2 \times \Omega \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$\mu$  : Périmètre de l'aire  $\Omega$  de la section efficace.

$$\mu = 2((h - e) + (b - e)) = 2((30 - 5) + (30 - 5)) = 100\text{cm}$$

$$A_{\text{tor1}} = \frac{1000 \times 10,96 \times 10^6}{2 \times 62500 \times \frac{400}{1,15}} = 2,52\text{cm}^2$$

**b. Les armatures transversales dues à la torsion**

$$A_2 = \frac{S_t M_{tors}}{2 \times \Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{150 \times 10,96 \times 10^6}{2 \times 62500 \times \frac{400}{1,15}} = 0,38 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

➤ **Justification et disposition des Armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales calculées à la torsion doivent être ajoutée à celles calculées en flexion.

**a. Armature longitudinale :**

▪ **En travée :**

$$A_l = A_{fle} + A_{tor} = 6,16 + 2,52 = 8,68 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T14 + 4T10 = 9,30 cm<sup>2</sup>**

▪ **En appui :**

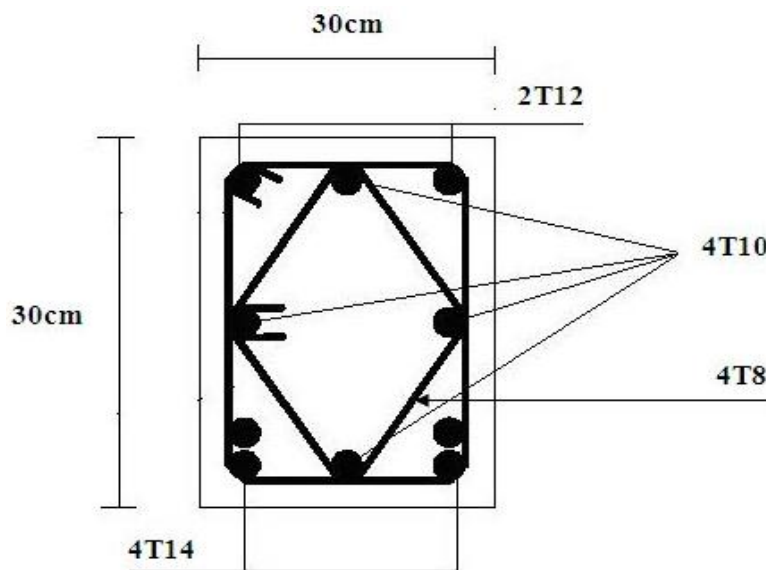
$$A_l = A_{fle} + A_{tor} = 2,26 + 2,52 = 4,78 \text{ cm}^2$$

On adopte : **2T12 + 4T10 = 5,40 cm<sup>2</sup>**

**b. Armature transversale :**

$$A_t = A_1 + A_2 = (1,13 + 0,38) = 1,51 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4 T 8 = 2,01 cm<sup>2</sup>**



**Figure. III.24 :** Ferrailage de la poutre palière.

## Etude des planchers

### IV.1.Introduction

Un plancher est un élément de structure généralement de surface plane, destiné 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 différentes étages.
- Rigidifier la structure et participer à la résistance (répartition des efforts horizontaux).

Nous avons un plancher à corps creux : (16+4) cm.

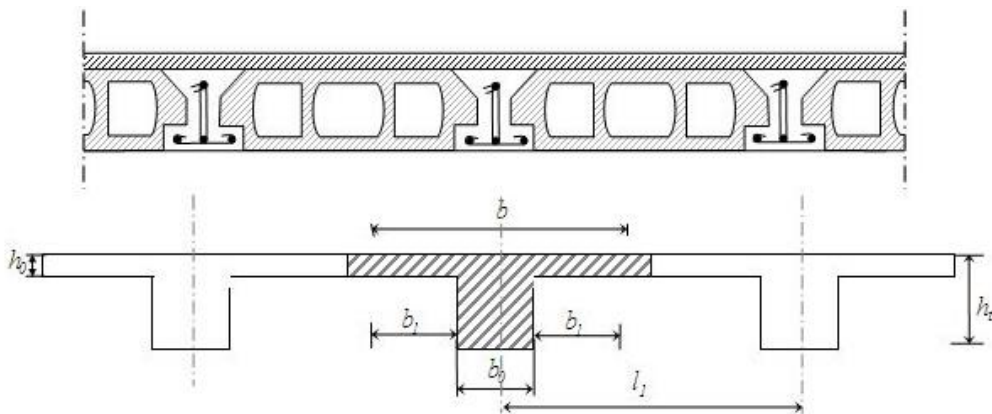


Figure .IV.1 : Schéma d'un plancher à corps creux.

### IV. 2. Méthode de calcul des poutrelles

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le règlement **B.A.E.L 91** propose plusieurs méthodes :

#### IV.2.1. Méthode Forfaitaire

Cette méthode applicable que si les conditions suivantes sont vérifiées:

- La charge d'exploitation  $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$ .
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.
- Le rapport des portées successives est compris entre:

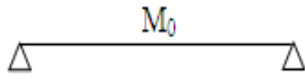
$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i-1}} \leq 1,25 ; 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

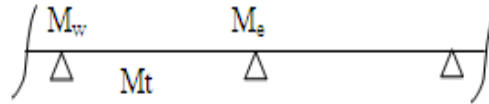


**a. Principe de calcul**

Il exprime les moments maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques " $M_0$ " de la travée indépendante.



Travée isostatique



Travée hyperstatique

Selon le **B.A.E.L 91**, les valeurs de  $M_w$ ;  $M_t$  et  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes:

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 ] - (M_w + M_e)/2 ]$
- $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 / 2 )$  ..... dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0 / 2 )$  ..... dans une travée de rive.

$M_0$  : Moment maximal dans la travée indépendante

Avec :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$M_t$ : Moment maximal dans la travée étudiée.

$M_w$  : Moment sur l'appui gauche de la travée.

$M_e$ : Moment sur l'appui droit de la travée.

$\alpha$  : Rapport des charges d'exploitation à la somme des G et Q.

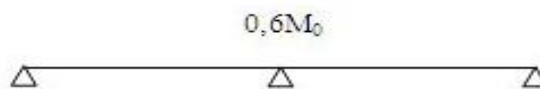
Avec :

$$\alpha = Q / (G + Q)$$

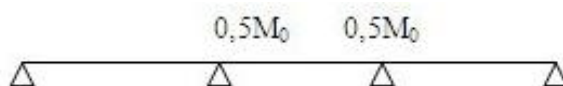
**b. Valeurs des moments aux appuis intermédiaires**

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :

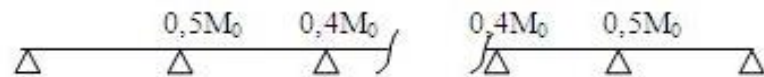
1. Cas de deux travées :



2. Cas de trois travées :



3. Cas de plus de trois travées :



### c. Moments en appuis de rive

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le **B.A.E.L 91**, préconisait de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal a  $(0,2M_0)$ .

### d. Effort tranchant

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Le règlement **B.A.E.L 91**, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

$$T_w = (M_w - M_e)/l + Ql/2$$

$$T_e = (M_w - M_e)/l - Ql/2$$

## IV. 2.2. 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 :

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

### a) Principe de la méthode

La méthode de Caquot consiste à calculer le moment sur chaque appui d'une poutre continue. La poutre continue est assimilée, pour le calcul des moments sur appuis, à une succession de poutres à deux travées de part et d'autre de l'appui étudié.

### b) Moments sur appuis

Les moments sur appuis sont calculés par la formule suivante :

$$M_{\text{appui}} = - \left( \frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} \right)$$

Avec :

$$\text{✚ Pour travée de rive : } \begin{cases} L'_e = L_e \\ L'_w = L_w \end{cases}$$

✚ Pour travée intermédiaire:  $\begin{cases} L'_e = 0,8 L_e \\ L'_w = 0,8 L_w \end{cases}$

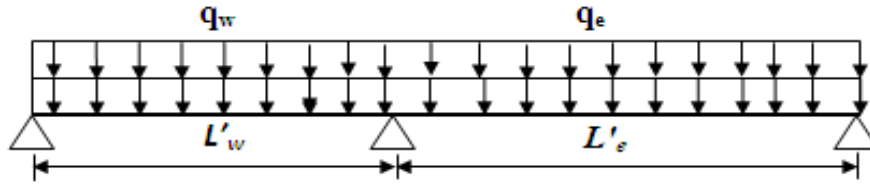


Figure .IV.2 : Schéma d'une poutre continue.

**c) Moments sur travée**

Les moments sur travée sont calculés par la formule suivante :

$$\begin{cases} X(m) = \frac{1}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql} \\ M_t = \frac{qX^2}{2} + M_w \end{cases}$$

$M_w$ : Moment sur l'appui gauche de la travée.

$M_e$  : Moment sur l'appui droit de la travée.

Q : Charge appliquée sur la travée.

L : Longueur réelle de la travée.

X: Abscisses de la valeur max du moment en travée.

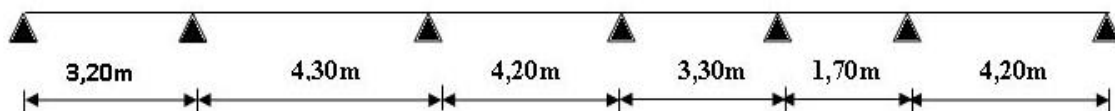
**d) Efforts tranchants**

$$\begin{cases} V_w = \frac{qL}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L} \\ V_e = V_w - qL \end{cases}$$

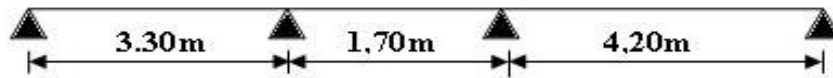
**IV. 3. Les Différents types des poutrelles**

On distingue trois types des poutrelles

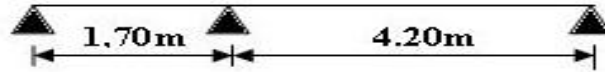
❖ **Type 01 :**



❖ Type 02 :



❖ Type 03 :



**IV. 3.1. Calcul des efforts dans les poutrelles**

**Tableau. IV.1 :** Charge permanent et charge d’exploitation.

Type de plancher	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/ m <sup>2</sup> )	E.L.U Q <sub>u</sub> = 1,35G + 1,5Q	E.L.S Q <sub>s</sub> = G + Q
Plancher terrasse	6,38	1	10,11	7,38
plancher étage courant	5,11	1,5	9,15	6,61

**IV. 3.2.Vérification des conditions d’application de la méthode Forfaitaire**

• **Condition1:**

$$Q \leq \max( 2G ; 5KN/m^2 )$$

- Plancher terrasse :

$$1KN/m^2 \leq \max ( 2 \times 6,38 ; 5KN/m^2 )$$

Condition vérifiée.

- Plancher étage courant :

$$1,5KN /m^2 \leq \max( 2 \times 5,11 ; 5KN/m^2 )$$

Condition vérifiée.

• **Condition2 :**

L’inertie est constante (I = cte )

Condition vérifiée.

• **Condition3 :**

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i-1}} \leq 1,25$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8 \leq \frac{1,70}{4,20} = 0,40 \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{4,20}{1,70} = 2,47 \geq 1,25 \end{array} \right.$$

Condition non vérifiée.

Condition non vérifiée.

- **Condition4 :**

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable

Condition vérifiée .

Le 3<sup>ème</sup> condition est non vérifiée ; donc on utilise la méthode de Caquot.

#### IV. 4. Plancher étage courant

##### IV. 4.1. Calcul des sollicitations maximales

- **Les charges revenant aux poutrelles**

Le calcul se fait pour une bande de **0,65 m**.

- ❖ **E.L.U :**

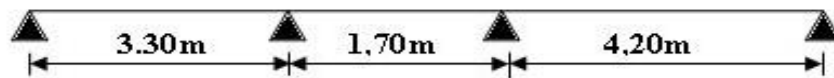
$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,11 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 5,95 \text{KN/m}$$

- ❖ **E.L.S**

$$Q_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,11 + 1,5) \times 0,65 = 4,30 \text{KN/m}$$

##### IV. 4.2. Exemple de calcul

- ❖ **Type 02 :**



- **E.L.U :**

- **Moments sur appuis :**

$$M_{\text{appui}} = - \left( \frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} \right)$$

$$\begin{cases} M_{a1} = -\left(\frac{5,95(3,30)^3 + 5,95(1,36)^3}{8,5(3,30 + 1,36)}\right) = -5,78 \text{KN.m} \\ M_{a2} = -\left(\frac{5,95(1,36)^3 + 5,95(4,20)^3}{8,5(1,36 + 4,20)}\right) = -9,64 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travée :**

**-Calcul abscisses de la valeur max du moment en travée :**

$$\begin{cases} X_1 = \frac{3,30}{2} - \frac{0 - (-5,78)}{5,95(3,30)} = 1,36 \text{ m} \\ X_2 = \frac{1,70}{2} - \frac{-5,78 - (-9,64)}{5,95(1,70)} = 0,47 \text{ m} \\ X_3 = \frac{4,20}{2} - \frac{-9,64}{5,95(4,20)} = 2,49 \text{ m} \end{cases}$$

**-Calcul les moments en travée :**

- **Travée (A-B) :**

$$M_{t1} = \frac{5,95(3,30)(1,36)}{2} - \frac{5,95(1,36)^2}{2} + (-5,78) \frac{1,36}{3,30} = 5,47 \text{ KN.m}$$

- **Travée (B-C) :**

$$M_{t2} = \frac{5,95(1,70)(0,47)}{2} - \frac{5,95(0,47)^2}{2} + (-5,78) \left(1 - \frac{0,47}{1,70}\right) + (-9,64) \frac{0,47}{1,70} = -5,13 \text{KN.m}$$

- **Travée (C-D) :**

$$M_{t3} = \frac{5,95(4,20)(2,49)}{2} - \frac{5,95(2,49)^2}{2} + (-9,64) \frac{2,49}{4,20} = 6,95 \text{ KN.m}$$

**Tableau. IV.2 :** résultat des moments sur appuis et moments sur travée E.L.U.

Portée L' (m)	3,30	1,70	4,20
L'	L' = L = 3,30	L' = 0,8L = 1,36	L' = L = 4,20
G	5,11	5,11	5,11
Q	1,5	1,5	1,5
Q <sub>u</sub>	5,95	5,95	5,95

$M_a$	0	-5,78	-9,64	0	
$X$	1,36		0,47		2,49
$M_t$	5,47		-5,13		6,95

- **Efforts tranchants :**

- **Travée (A-B) :**

$$\begin{cases} V_{w1} = \frac{5,95(3,30)}{2} + \frac{0 - (-5,78)}{3,30} = 11,57 \text{ KN} \\ V_{e1} = 11,57 - 5,95(3,30) = -8,07 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Travée (B-C) :**

$$\begin{cases} V_{w2} = \frac{5,95(1,70)}{2} + \frac{(-5,78) - (-9,64)}{1,70} = 7,33 \text{ KN} \\ V_{e2} = 7,33 - 5,95(1,70) = -2,79 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Travée (C-D) :**

$$\begin{cases} V_{w3} = \frac{5,95(4,20)}{2} + \frac{(-9,64)}{4,20} = 10,20 \text{ KN} \\ V_{e3} = 10,20 - 5,95(4,20) = -14,79 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **E.L.S**

$$Q_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,11 + 1,5) \times 0,65 = 4,30 \text{ KN/m}$$

- **Moments sur appuis :**

$$\begin{cases} M_{a1} = -\left(\frac{4,30(3,30)^3 + 4,30(1,36)^3}{8,5(3,30 + 1,36)}\right) = -4,17 \text{ KN.m} \\ M_{a2} = -\left(\frac{4,30(1,36)^3 + 4,30(4,20)^3}{8,5(1,36 + 4,20)}\right) = -6,97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moments en travée :**

-Calcul abscisses de la valeur max du moment en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_1 = \frac{3,30}{2} - \frac{0 - (-4,17)}{4,30(3,30)} = 1,36 \text{ m} \\ X_2 = \frac{1,70}{2} - \frac{(-4,17) - (-6,97)}{4,30(1,70)} = 0,47 \text{ m} \\ X_3 = \frac{4,20}{2} - \frac{-6,97}{4,30(4,20)} = 2,49 \text{ m} \end{array} \right.$$

-Calcul les moments en travée :

• **Travée (A-B) :**

$$M_{t1} = \frac{4,30(3,30)(1,36)}{2} - \frac{4,30(1,36)^2}{2} + (-4,17) \frac{1,36}{3,30} = 3,95 \text{ KN.m}$$

• **Travée (B-C) :**

$$M_{t2} = \frac{4,30(1,70)(0,47)}{2} - \frac{4,30(0,47)^2}{2} + (-4,17) \left(1 - \frac{0,47}{1,70}\right) + (-6,97) \frac{0,47}{1,70} = -3,70 \text{ KN.m}$$

• **Travée (C-D) :**

$$M_{t3} = \frac{4,30(4,20)(2,49)}{2} - \frac{4,30(2,49)^2}{2} + (-6,97) \frac{2,49}{4,20} = 5,02 \text{ KN.m}$$

**Tableau. IV.3 :** résultat des moments sur appuis et moments sur travée E.L.S.

Portée L(m)	3,30	1,70	4,20	
L'	L' = L = 3,30	L' = 0,8L = 1,36	L' = L = 4,20	
G	5,11	5,11	5,11	
Q	1,5	1,5	1,5	
Q <sub>s</sub>	4,30	4,30	4,30	
M <sub>a</sub>	0	- 4,17	- 6,97	0
X	1,36	0,47	2,49	



$M_t$	3,95	-3,70	5,02
-------	------	-------	------

❖ **Efforts tranchants :**

• **Travée (A-B) :**

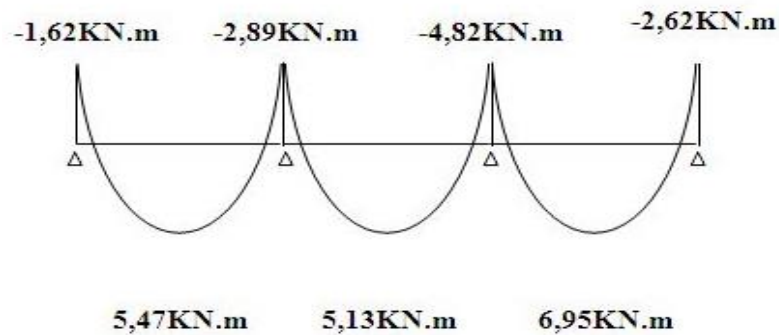
$$\begin{cases} V_{w1} = \frac{4,30(3,30)}{2} + \frac{0 - (-4,17)}{3,30} = 8,36 \text{ KN} \\ V_{e1} = 8,36 - 4,30(3,30) = -5,83 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Travée (B-C) :**

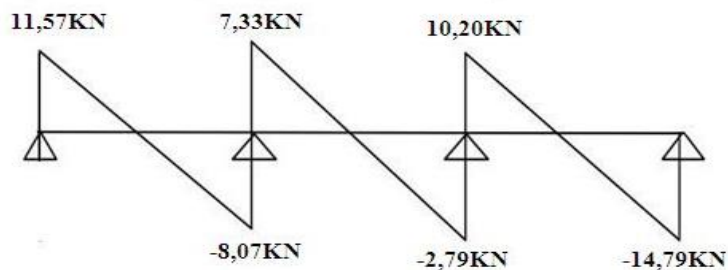
$$\begin{cases} V_{w2} = \frac{4,30(1,70)}{2} + \frac{(-4,17) - (-6,97)}{1,70} = 5,31 \text{ KN} \\ V_{e2} = 5,31 - 4,30(1,70) = -2 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Travée (C-D) :**

$$\begin{cases} V_{w3} = \frac{4,30(4,20)}{2} + \frac{(-6,97)}{4,20} = 7,37 \text{ KN} \\ V_{e3} = 7,37 - 4,30(4,20) = -10,69 \text{ KN} \end{cases}$$



**Figure. IV.3:** Diagramme de moment à l'E.L.U.



**Figure. IV.4:** Diagramme de L'effort tranchant à l'E.L.U.

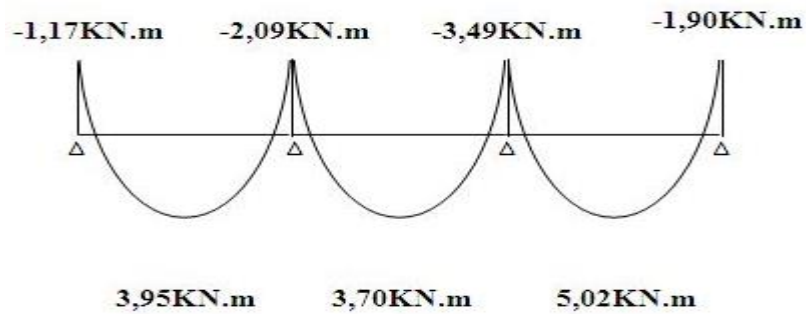


Figure. IV.5: Diagramme de moment à l'E.L.S.

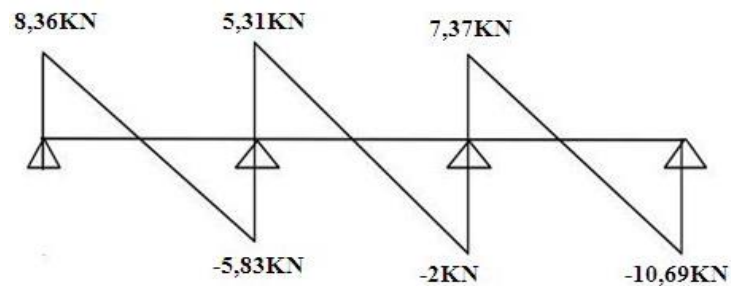


Figure. IV.6: Diagramme de L'effort tranchant à l'E.L.S.

Tableau. IV.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (étage courants).

Type	Travée	L (m)	E.L.U					E.L.S				
			M (KN. m) et T(KN)					M (KN m) et T(KN)				
			M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
01	AB	3,20	-1,52	-3,88	4,24	11,94	-7,10	-1,10	-2,80	3,07	8,63	-5,13
	BC	4,30	-3,88	-3,24	5,84	12,87	-12,72	-2,80	-2,34	4,21	9,31	-9,18
	CD	4,20	-3,24	-2,63	5,80	12,14	-12,85	-2,34	-1,90	4,19	8,77	-9,29
	DE	3,30	-2,63	-1,46	3,94	8,94	-10,70	-1,90	-1,06	2,19	6,46	-7,73
	EF	1,70	-1,46	-4,82	-3,46	8,58	-1,54	-1,06	-3,49	-2,51	6,20	-1,11
	FG	4,20	-4,82	-2,62	6,94	14,80	-10,19	-3,49	-1,90	5,01	7,37	-10,69
02	AB	3,30	-1,62	-2,89	5,47	11,57	-8,07	-1,17	-2,09	3,95	8,36	-5,83
	BC	1,70	-2,89	-4,82	-5,13	7,33	-2,79	-2,09	-3,49	-3,70	5,31	-2
	CD	4,20	-4,82	-2,62	6,95	10,20	-14,79	-3,49	-1,90	5,02	7,37	-10,69
03	AB	1,70	-0,43	-5,62	-0,05	10,57	-0,46	-0,31	-4,06	-0,04	7,64	-0,33

	<b>BC</b>	4,20	-5,62	-2,62	7,20	10,27	-14,72	-4,06	-1,90	5,21	7,42	-10,64
	<b>Max</b>		-5,62	-5,62	7,20	14,80	-14,79	-4,06	-4,06	5,21	9,31	-10,69

#### IV.4.2.1. Les sollicitations maximales à retenir pour le ferrailage

- **E.L.U** :  $M_{t \max} = 7,20 \text{ KN.m}$  ;  $M_{a \max} = 5,62 \text{ KN.m}$  ;  $V_{\max} = 14,80 \text{ KN}$
- **E.L.S** :  $M_{t \max} = 5,21 \text{ KN.m}$  ;  $M_{a \max} = 4,06 \text{ KN.m}$  ;  $V_{\max} = 10,69 \text{ KN}$

#### IV.4.3. Calcul de ferrailage

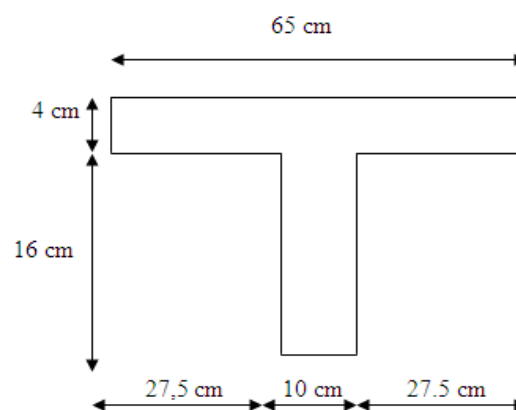


Figure. IV.7 : Dimensionnement de plancher.

#### IV.4.3.1. Armatures longitudinales

**E.L.U.R :**

**A. En travée :**

$$M_{t \max} = 7,20 \text{ KN.m}$$

$$b = 65 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_F = \sigma_b \times b \times h_0 \left[ d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$$M_F = 14,17 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \left[ 0,18 - \frac{0,04}{2} \right] = 58,95 \text{ KN.m}$$

$M_T < M_F \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la table de compressions, donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7,20 \times 10^6}{14,17 \times 650 \times 180^2} = 0,024$$

$$\mu = 0,024 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,024)}}{2} = 0,988$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7,20 \times 10^6}{348 \times 0,988 \times 180} = 116,34 \text{ mm}^2 = 1,16 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 B.A.E.L91) :**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 650 \times 180 \times 2,1}{400} = 141,28 \text{ mm}^2 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,16 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend: } A_a = \max (A_{\min} ; A_s) = \max (1,41 ; 1,16) \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

**B. En appui :**

**B.1.Aux appuis intermédiaires**

$$M_{a \max} = 5,62 \text{ KN.m}$$

$$b = 10 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5,62 \times 10^6}{14,17 \times 100 \times 180^2} = 0,12$$

$$\mu = 0,12 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,12)}}{2} = 0,936$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5,62 \times 10^6}{348 \times 0,936 \times 180} = 95,85 \text{ mm}^2 = 0,96 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 B.A.E.L91) :**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 180 \times 2,1}{400} = 21,73 \text{mm}^2 = 0,22 \text{cm}^2$$

$$A_s = 0,96 \text{cm}^2 \geq A_{\min} = 0,22 \text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{On prend: } A_a = \max(A_{\min}; A_s) = \max(0,22; 0,96) \text{cm}^2$$

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

### B.2.Aux appuis de rive

On dispose une quantité d'acier pour équilibrer un moment fictif de  $0,2M_0$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{5,95 \times 4,20^2}{8} = 13,12 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 0,2M_0 = 2,62 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2,62 \times 10^6}{14,17 \times 100 \times 180^2} = 0,057$$

$$\mu = 0,057 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,057)}}{2} = 0,970$$

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2,62 \times 10^6}{348 \times 0,970 \times 180} = 43,12 \text{mm}^2 = 0,43 \text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 B.A.E.L91) :**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 180 \times 2,1}{400} = 21,73 \text{mm}^2 = 0,22 \text{cm}^2$$

$$A_s = 0,43 \text{cm}^2 \geq A_{\min} = 0,22 \text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{On prend: } A_a = \max(A_{\min}; A_s) = \max(0,22; 0,43) \text{cm}^2$$

Soit :  $A_a = 1T12 = 1,13\text{cm}^2$

#### IV.4.3.2. Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 14,80\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{14,80 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,82\text{MPa}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,82\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

Condition vérifiée.

#### IV.4.3.3. Vérification de la flèche

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\frac{0,2}{4} \geq \frac{7,20}{15 \times 13,12} \Leftrightarrow 0,05 \geq 0,037$$

Condition vérifiée.

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,36}{30 \times 31,50} = 0,002 \leq \frac{4,20}{400} = 0,0105$$

Condition vérifiée.

#### IV.4.3.4. Ferrailage transversal (art A.7.2.2 / B.A.E.L91)

- Diamètre des armatures transversales

$$\left\{ \begin{array}{l} \varnothing \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varnothing_{\text{lmin}}\right) \\ \varnothing \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10\right) = 5,71\text{mm} \end{array} \right.$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de  $\varnothing = 6\text{mm}$ ; on adapte:  $2\varnothing 6 = 0,57\text{cm}^2$ .

- Calcul de l'espacement

❖ Selon B.A.E.L91

$$S_t \leq 0,9 \times f_e \times A_t \times \frac{(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} k$$

$K = 1 \Rightarrow$  Flexion simple ou pas reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ \leftrightarrow$  (Les armatures sont perpendiculaires).

$$S_t \leq 0,8 \times f_e \times \frac{A_t}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})}$$

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

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0}$$

$$S_t \leq 0,8 \times 400 \times \frac{0,57}{10 \times (0,82 - 0,3 \times 2,1)} = 96 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times 18 ; 40\text{cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 10} = 57\text{cm}$$

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

❖ **Selon la R.P.A.99 / V. 2003 (Art 7.5.2.2)**

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b_0 = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45\text{cm}^2$$

$$A_t = 0,57\text{cm}^2 > A_{t \min} = 0,45\text{cm}^2$$

Condition vérifiée.

**a. Pour appui de rive**

✚ **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (B.A.E.L91)**

- **Influence sur le béton** : on doit vérifier que :

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9d \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 18 \times 10 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 108 \text{ KN}$$

$$14,80\text{KN} \leq 108\text{KN}$$

Condition vérifiée.

**b. Pour appui intermédiaire**

✚ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieurs (B.A.E.L91)**

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{1,15}{400} \left[ 14,80 + \frac{5,62 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right] = 0,14 \text{cm}^2$$

Les armatures ne sont soumises à aucune traction, donc pas de vérification à effectuer.

#### IV.4.3.5. Vérification de liaison de table de compression à la nervure

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{tj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27,5 \text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{14,80 \times 27,5 \times 10}{0,9 \times 65 \times 18 \times 4} = 0,97 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 2,1}{1,5}; 5\text{MPa}\right) = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,97 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$$

Condition vérifiée.

#### IV.4.4. Vérification à l'état limite de service E.L.S

$$M_{t \max} = 5,21 \text{KN.m} ; M_{a \max} = 4,06 \text{KN.m}$$

#### A. En travée :

**Tableau. IV.5 :** Vérification à l'E.L.S de poutrelle en travée.

Moment (E.L.S)	$M_{st}$	5,21KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{2,36}{65} = 0,545 \text{cm}$ $E = 2 \cdot D \cdot d = 19,62 \text{cm}^2$ $Y = 3,92 \text{cm}^2$	3,92cm <sup>2</sup>
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$ $I = \frac{65 \times 3,92^3}{3} + 15 \times 2,36$ $\times (18 - 3,92)^2$ $= 8323,04 \text{cm}^4$	8323,04cm <sup>4</sup>



<b>Coefficient</b>	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{5,21 \times 10^3}{8323,04}$ $= 0,63 \text{ MPa/cm}$	0,63 MPa/cm
<b>Contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b = K.Y = 2,47 \text{ MPa}$	2,47 MPa
<b>Contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s = 15K(d - Y) = 133,06 \text{ MPa}$	133,06 MPa
<b>Vérification de contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	$2,47 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$
<b>Vérification contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\}$	$133,06 \text{ MPa}$ $< 202 \text{ MPa}$

**B. En appuis :****Tableau. IV.6 :** Vérification à l'E.L.S de poutrelle en appuis.

<b>Moment (E.L.S)</b>	$M_{sa}$	<b>4,06 KN.m</b>
<b>Position de l'axe neutre</b>	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{2,26}{65} = 0,521 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 18,76 \text{ cm}^2$ $Y = 3,84 \text{ cm}^2$	$3,84 \text{ cm}^2$
<b>Moment d'inertie</b>	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$ $I = \frac{65 \times 3,84^3}{3} + 15 \times 2,26$ $\times (18 - 3,84)^2$ $= 8023,97 \text{ cm}^4$	$8023,97 \text{ cm}^4$
<b>Coefficient</b>	$K = \frac{M_{sa}}{I} = \frac{4,06 \times 10^3}{8023,97} = 0,51 \text{ MPa/cm}$	0,51 MPa/cm
<b>Contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b = K.Y = 1,96 \text{ MPa}$	1,96 MPa

<b>Contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s = 15K(d - Y) = 108,32\text{MPa}$	108,32MPa
<b>Vérification de contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	1,96MPa $\leq$ 15MPa
<b>Vérification contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{nf_{t28}} \right\}$	108,32MPa < 202MPa

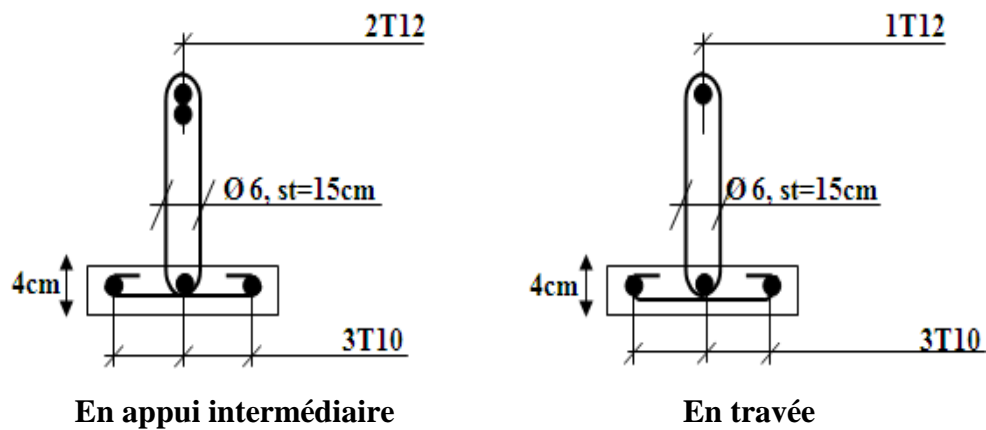


Figure. IV.8 : Schéma de ferrailage en appui et en travées.

**IV.4.5. Ferrailage de la dalle de compression**

La section d'armature doit vérifier les conditions suivantes :

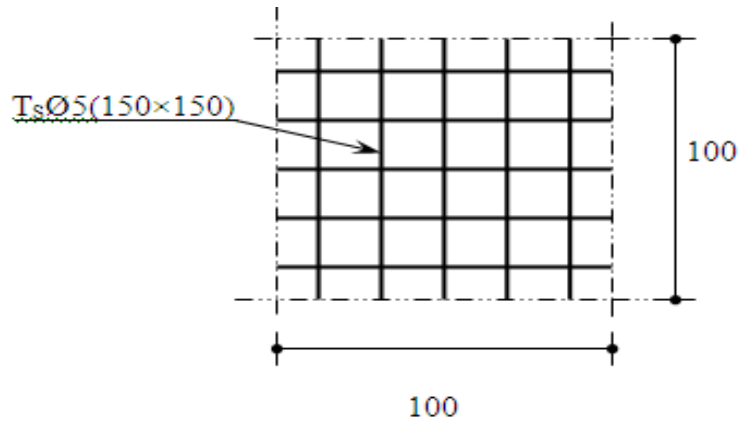
- **Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures :**

$$A_{\text{perpendiculaire}} \geq \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65\text{cm}^2$$

Avec :

L: distance entre l'axe des poutrelles.

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés de (150 × 150)de diamètre Ø5 .



**Figure. IV.9:** Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

#### IV. 5. Plancher terrasse

##### IV. 5.1. Calcul des sollicitations maximales

- **Les charges revenant aux poutrelles**

Le calcul se fait pour une bande de 0,65m.

- ❖ **E.L.U :**

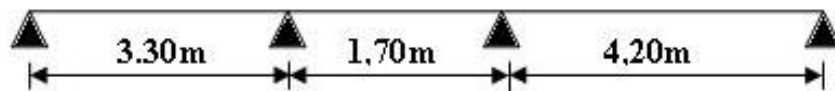
$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6,38 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6,57 \text{ KN/m}$$

- ❖ **E.L.S**

$$Q_s = (G + Q) \times 0,65 = (6,38 + 1) \times 0,65 = 4,80 \text{ KN/m}$$

##### IV. 5.2. Exemple de calcul

- ❖ **Type 02 :**



- **E.L.U :**

- **Moments sur appuis**

$$\begin{cases} M_{a1} = - \left( \frac{6,57(3,30)^3 + 6,57(1,36)^3}{8,5(3,30 + 1,36)} \right) = -6,38 \text{ KN.m} \\ M_{a2} = - \left( \frac{6,57(1,36)^3 + 6,57(4,20)^3}{8,5(1,36 + 4,20)} \right) = -10,65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moments sur travée**

-Calcul abscisses de la valeur max du moment en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_1 = \frac{3,30}{2} - \frac{0 - (-6,38)}{6,57(3,30)} = 1,36 \text{ m} \\ X_2 = \frac{1,70}{2} - \frac{(-6,38) - (-10,65)}{6,57(1,70)} = 0,47 \text{ m} \\ X_3 = \frac{4,20}{2} - \frac{(-10,65)}{6,57(4,20)} = 2,49 \text{ m} \end{array} \right.$$

-Calcul les moments en travée :

• **Travée (A-B) :**

$$M_{t1} = \frac{6,57(3,30)(1,36)}{2} - \frac{6,57(1,36)^2}{2} + (-6,38) \frac{1,36}{3,30} = 6,03 \text{ KN.m}$$

• **Travée (B-C) :**

$$M_{t2} = \frac{6,57(1,70)(0,47)}{2} - \frac{6,57(0,47)^2}{2} + (-6,38) \left(1 - \frac{0,47}{1,70}\right) + (-10,65) \frac{0,47}{1,70} = -5,67 \text{ KN.m}$$

• **Travée (C-D) :**

$$M_{t3} = \frac{6,57(4,20)(2,49)}{2} - \frac{6,57(2,49)^2}{2} + (-10,65) \frac{2,49}{4,20} = 7,67 \text{ KN.m}$$

**Tableau. IV.7 :** résultat des moments sur appuis et moments sur travée E.L.U.

Portée L' (m)	3,30	1,70	4,20	
L'	L' = L = 3,30	L' = 0,8L = 1,36	L' = L = 4,20	
G	6,38	6,38	6,38	
Q	1	1	1	
Q <sub>u</sub>	6,57	6,57	6,57	
M <sub>a</sub>	0	-6,38	-10,65	0
X	1,36	0,47	2,49	

$M_t$	6,03	-5,67	7,67
-------	------	-------	------

❖ **Efforts tranchants**

• **Travée (A-B) :**

$$\begin{cases} V_{w1} = \frac{6,57(3,30)}{2} + \frac{0 - (-6,38)}{3,30} = 12,77 \text{ KN} \\ V_{e1} = 12,77 - 6,57(3,30) = -8,91 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Travée (B-C) :**

$$\begin{cases} V_{w2} = \frac{6,57(1,70)}{2} + \frac{(-6,38) - (-10,65)}{1,70} = 8,10 \text{ KN} \\ V_{e2} = 8,10 - 6,57(1,70) = -3,07 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Travée (C-D) :**

$$\begin{cases} V_{w3} = \frac{6,57(4,20)}{2} + \frac{(-10,65)}{4,20} = 11,26 \text{ KN} \\ V_{e3} = 11,26 - 6,57(4,20) = -16,33 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **E.L.S**

$$Q_s = (G + Q) \times 0,65 = (6,38 + 1) \times 0,65 = 4,80 \text{ KN/m}$$

• **Moments sur appuis**

$$\begin{cases} M_{a1} = -\left(\frac{4,80(3,30)^3 + 4,80(1,36)^3}{8,5(3,30 + 1,36)}\right) = -4,65 \text{ KN.m} \\ M_{a2} = -\left(\frac{4,80(1,36)^3 + 4,80(4,20)^3}{8,5(1,36 + 4,20)}\right) = -7,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moments sur travée**

-Calcul abscisses de la valeur max du moment en travée :

$$\begin{cases} X_1 = \frac{3,30}{2} - \frac{0 - (-4,65)}{4,80(3,30)} = 1,36 \text{ m} \\ X_2 = \frac{1,70}{2} - \frac{(-4,65) - (-7,78)}{4,80(1,70)} = 0,47 \text{ m} \\ X_3 = \frac{4,20}{2} - \frac{(-7,78)}{4,80(4,20)} = 2,49 \text{ m} \end{cases}$$

-Calcul les moments sur travée :

• **Travée (A-B) :**

$$M_{t1} = \frac{4,80(3,30)(1,36)}{2} - \frac{4,80(1,36)^2}{2} + (-4,65) \frac{1,36}{3,30} = 4,41 \text{ KN.m}$$

• **Travée (B-C) :**

$$M_{t2} = \frac{4,80(1,70)(0,47)}{2} - \frac{4,80(0,47)^2}{2} + (-4,65) \left(1 - \frac{0,47}{1,70}\right) + (-7,78) \frac{0,47}{1,70} = -4,12 \text{ KN.m}$$

• **Travée (C-D) :**

$$M_{t3} = \frac{4,80(4,20)(2,49)}{2} - \frac{4,80(2,49)^2}{2} + (-7,78) \frac{2,49}{4,20} = 5,61 \text{ KN.m}$$

**Tableau. IV.8 :** résultat des moments sur appuis et moments sur travée E.L.S.

Portée L(m)	3,30	1,70	4,20	
L'	L' = L = 3,30	L' = 0,8L = 1,36	L' = L = 4,20	
G	6,38	6,38	6,38	
G	1	1	1	
Q <sub>s</sub>	4,80	4,80	4,80	
M <sub>a</sub>	0	- 4,65	- 7,78	0
X	1,36	0,47	2,49	

$M_t$	4,41	-4,12	5,61
-------	------	-------	------

❖ Efforts tranchants

• Travée (A-B) :

$$\begin{cases} V_{w1} = \frac{4,80(3,30)}{2} + \frac{0 - (-4,65)}{3,30} = 9,33 \text{ KN} \\ V_{e1} = 9,33 - 4,80(3,30) = -6,51 \text{ KN} \end{cases}$$

• Travée (B-C) :

$$\begin{cases} V_{w1} = \frac{4,80(1,70)}{2} + \frac{(-4,65) - (-7,78)}{1,70} = 5,92 \text{ KN} \\ V_{e1} = 5,92 - 4,80(1,70) = -2,24 \text{ KN} \end{cases}$$

• Travée (C-D) :

$$\begin{cases} V_{w1} = \frac{4,80(4,20)}{2} + \frac{(-7,78)}{4,20} = 8,23 \text{ KN} \\ V_{e1} = 8,23 - 4,80(4,20) = -11,93 \text{ KN} \end{cases}$$

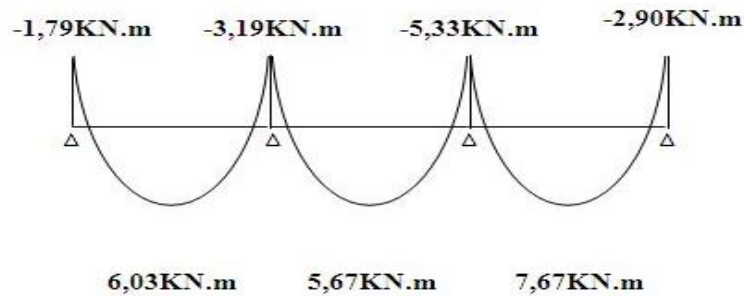


Figure. IV.10: Diagramme de moment à l'E.L.U.

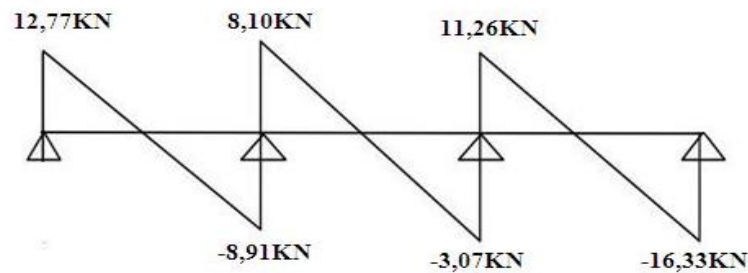


Figure. IV.11: Diagramme de L'effort tranchant à l'E.L.U.

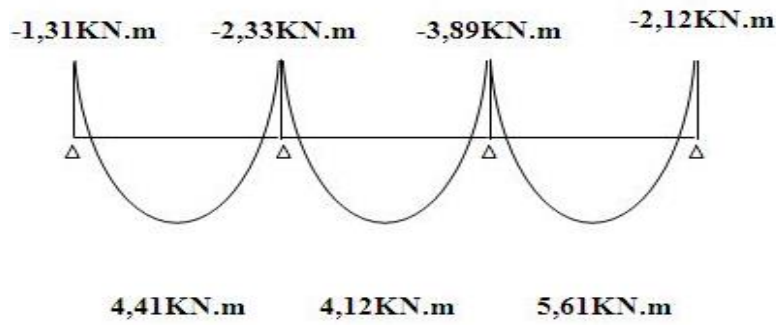


Figure. IV.12: Diagramme de moment à l'E.L.S.

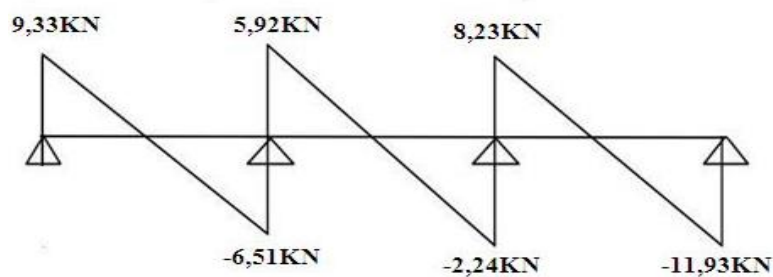


Figure. IV.13: Diagramme de L'effort tranchant à l'E.L.S.

Tableau. IV.9: Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (terrasse).

Type	Travée	L (m)	E.L.U					E.L.S				
			M (KN. m) et T(KN)					M (KN m) et T(KN)				
			M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
01	AB	3,20	-1,68	-4,28	6,68	13,18	-7,84	-1,23	-3,13	3,42	9,63	-5,73
	BC	4,30	-4,28	-3,58	10,84	14,22	-14,04	-3,13	-2,61	4,70	10,39	-10,26
	CD	4,20	-3,58	-2,90	6,40	13,40	-14,19	-2,61	-2,12	4,67	9,79	-10,37
	DE	3,30	-2,90	-1,62	3,37	9,86	-11,82	-2,12	-1,18	2,46	7,21	-8,63
	EF	1,70	-1,62	-5,33	-3,82	9,47	-1,70	-1,18	-3,89	-2,79	6,92	-1,24
	FG	4,20	-5,33	-2,90	7,67	11,26	-16,34	-3,89	-2,12	5,61	8,23	-11,93
02	AB	3,30	-1,79	-3,19	6,03	12,77	-8,91	-1,31	-2,33	4,41	9,33	-6,51
	BC	1,70	-3,19	-5,33	-5,67	8,10	-3,07	-2,33	-3,89	-4,12	5,92	-2,24
	CD	4,20	-5,33	-2,90	7,67	11,26	-16,33	-3,89	-2,12	5,61	8,23	-11,93



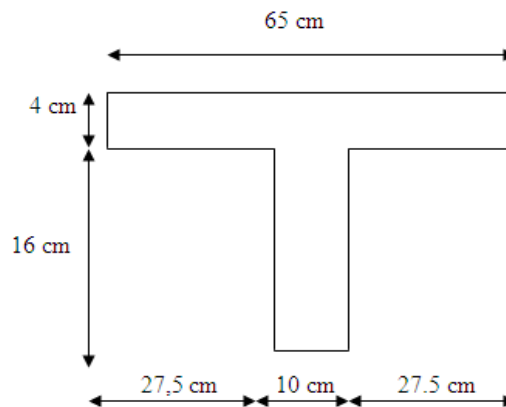
<b>Max</b>	-5,33	-5,33	10,84	14,22	-16,34	-3,89	-3,89	5,61	10,39	-11,93
------------	-------	-------	-------	-------	--------	-------	-------	------	-------	--------

**IV.5.2.1. Les sollicitations maximales à retenir pour le ferrailage**

- **E.L.U** :  $M_{t\max} = 10,84\text{KN.m}$  ;  $M_{a\max} = 5,33\text{KN.m}$  ;  $V_{\max} = 16,34\text{ KN}$
- **E.L.S** :  $M_{t\max} = 5,61\text{KN.m}$  ;  $M_{a\max} = 3,89\text{KN.m}$  ;  $V_{\max} = 11,93\text{ KN}$

**IV.5.3.Calcul de ferrailage**

**IV.5.3.1.Armatures longitudinales**



**Figure. IV.14** : Dimensionnement de plancher.

**-E.L.U.R :**

**A. En travée :**

$$M_{t\max} = 10,84\text{ KN.m}$$

$$b = 65\text{ cm} ; h = 20\text{ cm} ; d = 18\text{ cm} ; h_0 = 4\text{cm} ; \sigma_b = 14,17\text{ MPa}$$

$$M_F = \sigma_b \times b \times h_0 \left[ d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$$M_F = 14,17 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \left[ 0,18 - \frac{0,04}{2} \right] = 58,95\text{ KN.m}$$

$M_T < M_F \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la table de comprissions, donc le calcul se ramène a une section rectangulaire (**b × h**).

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10,84 \times 10^6}{14,17 \times 650 \times 180^2} = 0,036$$

$$\mu = 0,036 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,036)}}{2} = 0,981$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10,84 \times 10^6}{348 \times 0,981 \times 180} = 176,40 \text{ mm}^2 = 1,76 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 B.A.E.L91) :**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 650 \times 180 \times 2,1}{400} = 141,28 \text{ mm}^2 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,76 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend: } A_a = \max (A_{\min} ; A_s) = \max (1,41 ; 1,76) \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

**B.En appui :**

**B.1.Aux appuis intermédiaires**

$$M_{a \max} = 5,33 \text{ KN.m}$$

$$b = 10 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5,33 \times 10^6}{14,17 \times 100 \times 180^2} = 0,12$$

$$\mu = 0,12 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,12)}}{2} = 0,936$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5,33 \times 10^6}{348 \times 0,936 \times 180} = 90,91 \text{ mm}^2 = 0,91 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 B.A.E.L91) :**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 180 \times 2,1}{400} = 21,73 \text{ mm}^2 = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,91 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

$$\text{On prend : } A_a = \max(A_{\min} ; A_s) = \max(0,22 ; 0,91) \text{ cm}^2$$

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

### B.2.Aux appuis de rive

On dispose une quantité d'acier pour équilibrer un moment fictif de  $0,2M_0$ .

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{6,57 \times (4,20)^2}{8} = 14,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 0,2M_0 = 2,90 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2,90 \times 10^6}{14,17 \times 100 \times 180^2} = 0,063$$

$$\mu = 0,063 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,063)}}{2} = 0,967$$

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2,90 \times 10^6}{348 \times 0,967 \times 180} = 47,88 \text{ mm}^2 = 0,48 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (Art A-4.2.1/ B.A.E.L91)**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 180 \times 2,1}{400} = 21,73 \text{ mm}^2 = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,48 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

$$\text{On prend: } A_a = \max(A_{\min} ; A_s) = \max(0,22 ; 0,48) \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 1\text{T12} = 1,13 \text{ cm}^2$$

**IV.5.3.2. Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 16,34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16,34 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,91 \text{ MPa}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

**IV.5.3.3. Vérification de la flèche**

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\frac{0,2}{4} \geq \frac{10,84}{15 \times 14,49} \leftrightarrow 0,05 \geq 0,037$$

Condition vérifiée.

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \leftrightarrow \frac{2,36}{30 \times 31,50} = 0,002 \leq \frac{4,20}{400} = 0,0105$$

Condition vérifiée.

**IV.5.3.4. Ferrailage transversal (art. A.7.2.2 / B.A.E.L91)**

- Diamètre des armatures transversales

$$\left\{ \begin{array}{l} \varnothing \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varnothing_{lmin}\right) \\ \varnothing \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10\right) = 5,71 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de  $\varnothing = 6 \text{ mm}$ ; on adapte:  $2\varnothing 6 = 0,57 \text{ cm}^2$ .

- Calcul de l'espacement

❖ Selon B.A.E.L91

$$S_t \leq 0,9 \times f_e \times A_t \times \frac{(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} k$$

$K = 1 \Rightarrow$  Flexion simple ou pas reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ \leftrightarrow$  (Les armatures sont perpendiculaires).

$$S_t \leq 0,8 \times f_e \times \frac{A_t}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})}$$

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

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0}$$

$$S_t \leq 0,8 \times 400 \times \frac{0,57}{10 \times (0,91 - 0,3 \times 2,1)} = 65,14 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 10} = 57 \text{ cm}$$

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

❖ Selon R.P.A99/ V. 2003 (Art 7.5.2.2)

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b_0 = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,57 \text{ cm}^2 > A_{t \min} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

#### a. Pour appui de rive

✚ Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. A. 5.1.313/ B.A.E.L91)

- Influence sur le béton : on doit vérifier que :

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9d \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 18 \times 10 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 108 \text{ KN}$$

$$16,34 \text{ KN} \leq 108 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

#### b. Pour appui intermédiaire

✚ Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures (Art : (A.5.1,321/ B.A.E.L91)

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{1,15}{400} \left[ 16,34 + \frac{5,33 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right] = 0,14 \text{ cm}^2$$

Les armatures ne sont soumises à aucune traction, donc pas de vérification à effectuer.

#### IV.5.3.5. Vérification de liaison de table de compression à la nervure

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{tj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{16,34 \times 27,5 \times 10}{0,9 \times 65 \times 18 \times 4} = 1,07 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 2,1}{1,5}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,07 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

#### IV.5.4. Vérification à l'état limite de service E.L.S

$$M_{t \max} = 5,61 \text{ KN.m}; M_{a \max} = 3,89 \text{ KN.m}$$

##### A. En travée :

**Tableau. IV.10 :** Vérification à l'E.L.S de poutrelle en travée.

Moment (E.L.S)	$M_{st}$	5,61KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{2,36}{65} = 0,545\text{cm}$ $E = 2 \times D \times d = 19,62\text{cm}^2$ $Y = 3,92\text{cm}^2$	3,92cm <sup>2</sup>
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$ $I = \frac{65 \times 3,92^3}{3} + 15 \times 2,36$ $\times (18 - 3,92)^2$ $= 8323,04\text{cm}^4$	8323,04cm <sup>4</sup>

<b>Coefficient</b>	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{5,61 \times 10^3}{8323,04}$ $= 0,67 \text{ MPa/cm}$	0,67 MPa/cm
<b>Contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b = K \cdot Y = 2,63 \text{ MPa}$	2,63 MPa
<b>Contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s = 15K(d - Y) = 141,50 \text{ MPa}$	141,50 MPa
<b>Vérification de contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	$2,63 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$
<b>Vérification contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{nf_{t28}} \right\}$	$141,50 \text{ MPa}$ $< 202 \text{ MPa}$

**B. En appuis :****Tableau. IV.11 :** Vérification à l'E.L.S de poutrelle en appuis.

<b>Moment (E.L.S)</b>	$M_{sa}$	<b>3,89 KN.m</b>
<b>Position de l'axe neutre</b>	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{2,26}{65} = 0,521 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 18,76 \text{ cm}^2$ $Y = 3,84 \text{ cm}^2$	3,84 cm <sup>2</sup>
<b>Moment d'inertie</b>	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$ $I = \frac{65 \times 3,84^3}{3} + 15 \times 2,26$ $\times (18 - 3,84)^2$ $= 8023,97 \text{ cm}^4$	8023,97 cm <sup>4</sup>
<b>Coefficient</b>	$K = \frac{M_{sa}}{I} = \frac{3,89 \times 10^3}{8023,97} = 0,48 \text{ MPa/cm}$	0,48 MPa/cm
<b>Contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b = K \cdot Y = 1,84 \text{ MPa}$	1,84 MPa

<b>Contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s = 15K(d - Y) = 101,95 \text{ MPa}$	101,95 MPa
<b>Vérification de contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	1,84MPa $\leq$ 15MPa
<b>Vérification contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{nf_{t28}} \right\}$	101,95MPa < 202MPa

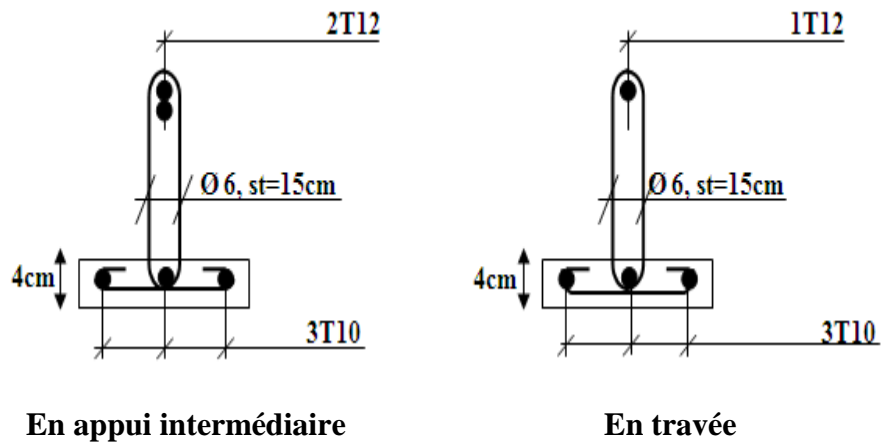


Figure. IV.15 : Schéma de ferrailage en appui et en travées.

**IV.5.5. Ferrailage de la dalle de compression**

La section d'armature doit vérifier les conditions suivantes :

- **Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures :**

$$A_{\text{perpendiculaire}} \geq \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65\text{cm}^2$$

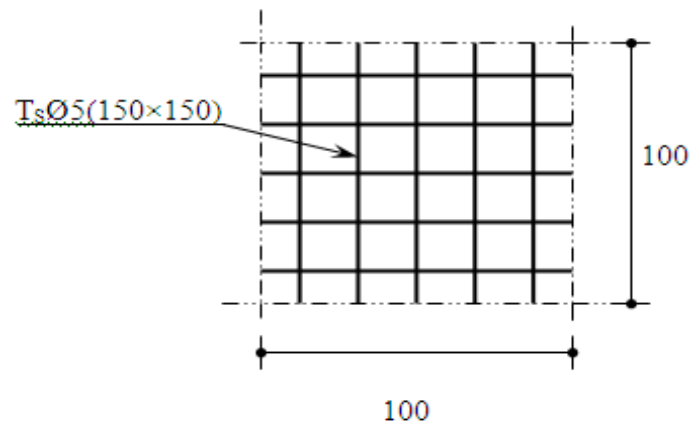
Avec :

L: distance entre l'axe des poutrelles.

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés de



(150 × 150) de diamètre Ø5 .



**Figure. IV.16:** Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

## Etude dynamique

### V.1. Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

L'excitation sismique engendre des forces dans la structure qui peuvent amener à une ruine brutale, donc il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

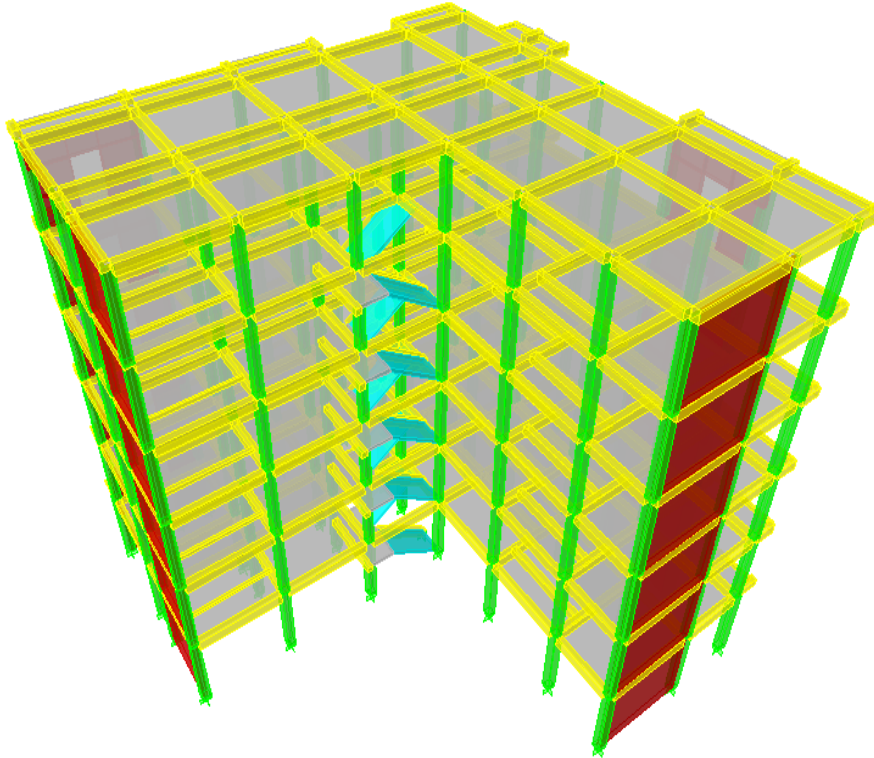
### V.2. Objectif de l'étude dynamique

- ❖ L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- ❖ le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage lors de ses vibrations.
- ❖ Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

### V.3. Modélisation de la structure

La modélisation numérique de la structure est faite en éléments finis à l'aide du logiciel ETABS/V9.6.0, qui permet à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique (analyse des

vibrations libres, analyse modale spectrale...etc.).C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage à étudié.



**Figure. V.1 :** Modèle 3D de la structure.

#### **V.4. Combinaison d'action**

On utilise les combinaisons d'actions ci-dessous, selon les états limites :

**ELU** :  $1,35 G + 1,5Q$

**ELS** :  $G + Q$

$G + Q + E$

$0,8G \pm E$

#### **V.5.Calcul sismique**

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées, parmi lesquelles on distingue trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

### V.5.1. Méthode statique équivalente

#### ▪ Principe de la méthode :

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

#### ▪ Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article (4.1.2) du R.P.A 99, Ces conditions sont restées inchangées dans la version 2003.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- ✚ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites avec une hauteur au plus égale à 17m en zones I.
- ✚ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

**Zone I :** Tous groupes

**Zone II :** Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

**Zone III et II<sub>b</sub> :** Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

### V.5.2. Méthode d'analyse modale spectrale

#### ▪ Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

#### ▪ Domaine d'application :

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.

### V.5.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

#### ▪ Principe de la méthode :

Le même principe que la méthode d'analyse modale spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

### V.6. Présentation du logiciel ETABS/V.9 .6.0

Le programme ETABS/V9.6.0 (**Extended Three Dimensional Analyse of Building Systems**) est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures. Et de modélisation des structures d'ingénierie, Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire pour la version qu'on utilise.

Il offre les performances de technologie d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution et autres avantages relevant du domaine des bâtiments.

### V.7.Choix de la méthode de calcul

#### • Caractéristiques de bâtiment à l'étude dynamique

Critères de classification par le RPA 99 V. 2003

- Le bâtiment considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne groupe 2 (bâtiments d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m).
- Le sol est de catégorie S2 (sol ferme).
- Le bâtiment se trouve dans une zone de sismicité moyenne zone **IIa**.
- Le bâtiment étudié fait 19,38 m (R+5) de hauteur. Le système structurel est constitué de portique et voile.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale en utilisant le logiciel de calcul « **ETABS / V.9 .6.0** ».

### V.8.Poids totale de la structure (W)

$$W = \sum_{i=0}^n W_i$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

$W_{Gi}$  : Poids due aux charges permanentes.

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération.

Avec :

$\beta = 0,2$  (Pour un bâtiment à usage habitation).

• **Principe de détermination des poids ( $W_t$ ) de la structure**

**a. Les niveaux étages :**

Soit ( $S$ ) La surface du plancher en  $m^2$ . Le poids de ce niveau est calculé comme suite :

- Poids de Plancher =  $G \times S$
- Poids des Poteaux =  $n \times b \times h \times \gamma_{BA} \times h_t$
- Poids des poutres principales =  $b \times h \times \gamma_{BA} \times \sum L$
- Poids des poutres secondaires =  $b \times h \times \gamma_{BA} \times \sum L$
- Poids des murs extérieurs =  $0,8 \times G_m \times h_t \times \sum L$
- Poids des murs voile =  $e_p \times h_t \times \gamma_{BA} \times \sum L$
- Poids des escaliers =  $G \times S_{Paillasse} + G \times S_{Palier}$
- Poids des balcons =  $G \times S_{balcon}$

$W_{g \text{ étage}} = \sum \text{des poids propres}$

$W_{Q \text{ étage}} = Q_{\text{étage}} \times S$

**Le poids total du niveau :**

$W_T = W_{g \text{ étage}} + \beta W_{Q \text{ étage}}$

**b. Le niveau terrasse :**

- Poids de Plancher =  $G \times S$
- Poids des Poteaux =  $n \times b \times h \times \gamma_{BA} \times \frac{h_t}{2}$ .
- Poids des poutres principales =  $b \times h \times \gamma_{BA} \times \sum L$
- Poids des poutres secondaires =  $b \times h \times \gamma_{BA} \times \sum L$

- Poids des murs extérieurs =  $0,8 \times G_m \times \frac{h_t}{2} \times \sum L$
- Poids des murs voile =  $e_p \times \frac{h_t}{2} \times \gamma_{BA} \times \sum L$
- Poids d'acrotère =  $G_{acrotère} \times L$

$$W_{g \text{ terrasse}} = \sum \text{des poids propres}$$

**Le poids total du niveau :**

$$W_T = W_{g \text{ étage}} + \beta W_{Q \text{ étage}}$$

➤ **Calcul des surfaces de la structure :**

$$S_{RDC} = 275,04 \text{ m}^2$$

$S_1 ; S_2 ; S_3 ; S_4$  : Sont les surfaces correspondantes à chaque niveau sauf le niveau terrasse

$$S_{\text{étage}} = 275,04 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{terrasse}} = 323,19 \text{ m}^2$$

On résume le calcul manuel du poids de chaque niveau dans le tableau récapitulatif suivant :

**Tableau. V.1 :** Tableau récapitulatif de poids de la structure.

Niveau	$W_{Gi}(\text{KN})$	$W_{Qi}(\text{KN})$	$0,2 W_{Qi}(\text{KN})$	$W_i(\text{KN})$
Terrasse	3470,53	323,19	64,64	3535,17
4 <sup>eme</sup> étage	3555,83	508,01	101,60	3657,43
3 <sup>eme</sup> étage	3555,83	508,01	101,60	3657,43
2 <sup>eme</sup> étage	3555,83	508,01	101,60	3657,43
1 <sup>eme</sup> étage	3555,83	508,01	101,60	3657,43
RDC	3655,76	508,01	101,60	3757,36

Le poids total du bâtiment :

$$W_T = 21922,25 \text{ KN}$$

### V.9. Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.2.3. des R.P.A99/Version 2003 :

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

Avec :

**A** : Le coefficient d'accélération de zone A est donné par le tableau (4.1) du R.P.A en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas nous avons une structure située en Zone (IIa) avec un groupe d'usage 2.

Donc : **A = 0,15.**

**D** : Le Facteur d'amplification dynamique moyenne D en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ) :

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

**$\eta$**  : Le facteur de correction d'amortissement «  $\eta$  » est donnée par la formule suivante :

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

**$\xi$**  : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau(4.2)du R.P.A99/Version 2003.

Donc :  **$\xi = 10 \%$ .**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,76$$



$T_1, T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du sol : (Tableau 4.7 de R.P.A)

On a : un sol ferme (site 2).

$$\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,40 \text{ sec} \end{cases}$$

$T$  : La valeur de la période fondamentale «  $T$  » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

D'après l'R.P.A, les formules empiriques à utiliser sont :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

$$T = 0,09 \times h_N / \sqrt{D}$$

Avec :

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau.

Donc:  $h_N = 19,38 \text{ m}$

$C_t$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du R.P.A 99 /V 2003.

Donc :  $C_t = 0,05$

$$T = C_t h_N^{3/4} = 0,05 \times (19,38)^{3/4} = 0,462 \text{ sec}$$

$D$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Avec :

$$\begin{cases} D_x = 22,40 \text{ m} \\ D_y = 22,16 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = 0,09 \times 19,38 / \sqrt{22,40} = 0,3685 \text{ s} \\ T_y = 0,09 \times 19,38 / \sqrt{22,16} = 0,3705 \text{ s} \end{cases}$$

Donc, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données précédemment :

$$T = \min(T_{\text{empirique}}; T_x) \rightarrow T = \min(0,462 \text{ s}; 0,3685 \text{ s}) \rightarrow T_x = 0,3685 \text{ s}$$

$$T = \min(T_{\text{empirique}}; T_y) \rightarrow T = \min(0,462 \text{ s}; 0,3705 \text{ s}) \rightarrow T_y = 0,3705 \text{ s}$$

**1. Sens x :**

$$0 \leq T_x \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0,3685 \text{ s} \leq 0,40 \text{ s}$$

Donc :

$$D_x = 2,5\eta = 2,5 \times 0,76 = 1,90$$

## 2. Sens y :

$$0 \leq T_y \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0,3705 \text{ s} \leq 0,40 \text{ s}$$

Donc :

$$D_y = 2,5\eta = 2,5 \times 0,76 = 1,90$$

**Q** : Facteur de qualité

La valeur de Q est déterminée par la formule (Tableau 4.4 ; RPA 99.V 2003) :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Tel que :  $P_q$  est la valeur des pénalités.

**Tableau. V.2** : Valeurs des pénalités.

Critère [Q]	Observée (Oui/Non)	$P_q // xx$	Observée (Oui/Non)	$P_q // yy$
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Non	0,05	Oui	0
Régularité en plan	Non	0,05	Oui	0,05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,1	Non	0,1

$$Q_x = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0,1 = 1,25$$

$$Q_y = 1 + 0 + 0 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0,1 = 1,20$$

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

La valeur de R est donnée par le tableau (4.3.RPA99/ V.2003) en fonction du système de Portiques contreventés par des voiles (R=4).

### ✚ La force sismique

On calcule la force sismique selon les deux directions X et Y avec le poids totale de la structure :

$$W_T = 21922,25\text{KN}$$

#### a. Direction X :

$$V_X = \frac{A \times D_X \times Q_X \times W}{R} = \frac{0,15 \times 1,90 \times 1,25 \times 21922,25}{4} = 1952,45\text{KN}$$

Donc :  $V_X = 1952,45\text{KN}$

#### b. Direction Y :

$$V_Y = \frac{A \times D_y \times Q_y \times W}{R} = \frac{0,15 \times 1,90 \times 1,20 \times 21922,25}{4} = 1874,35\text{KN}$$

Donc :  $V_Y = 1874,35\text{KN}$

### V.10. Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0\text{s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3,0\text{s} \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

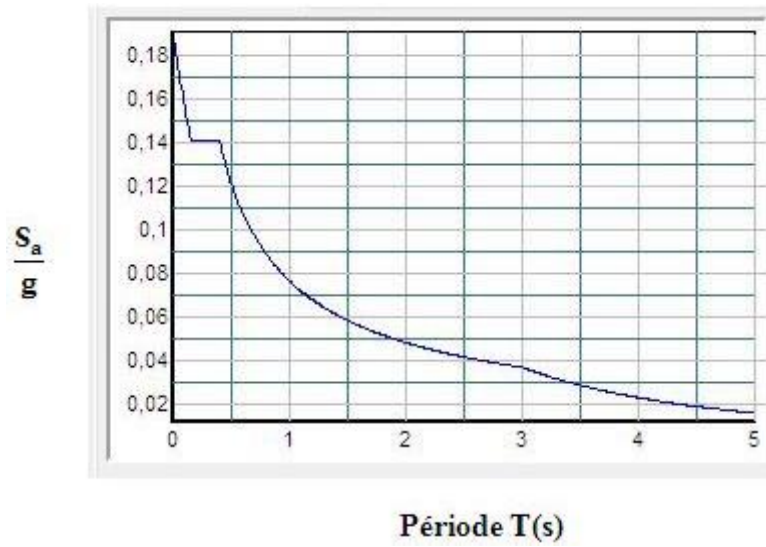


Figure .V.2 : Spectre de réponse de calcul.

**V.11.Disposition des voiles**

Le système structural choisi, c'est des portiques contreventés par des voiles en béton armé.

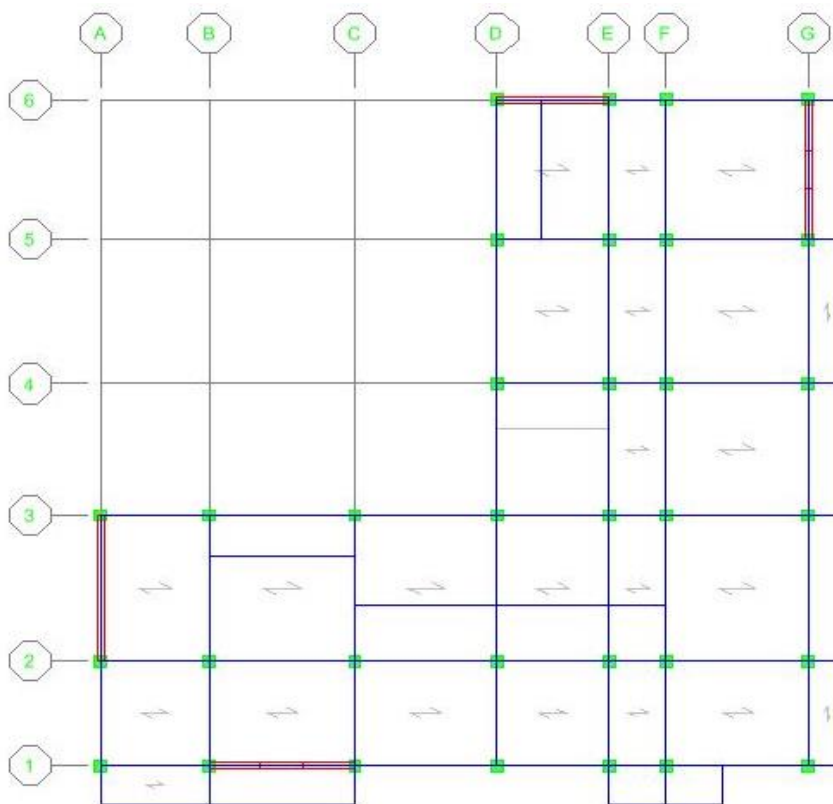


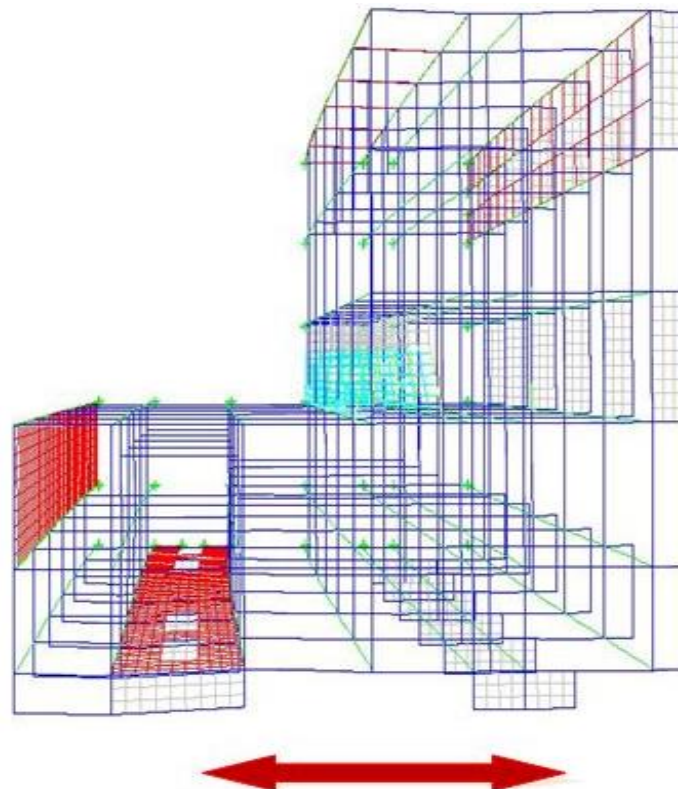
Figure .V.3 : La Disposition des voiles.

Le tableau V.3 résume toutes les données relatives aux périodes et les participations massiques de tous les modes ; données par le logiciel ETABS/ V.9.6.0.

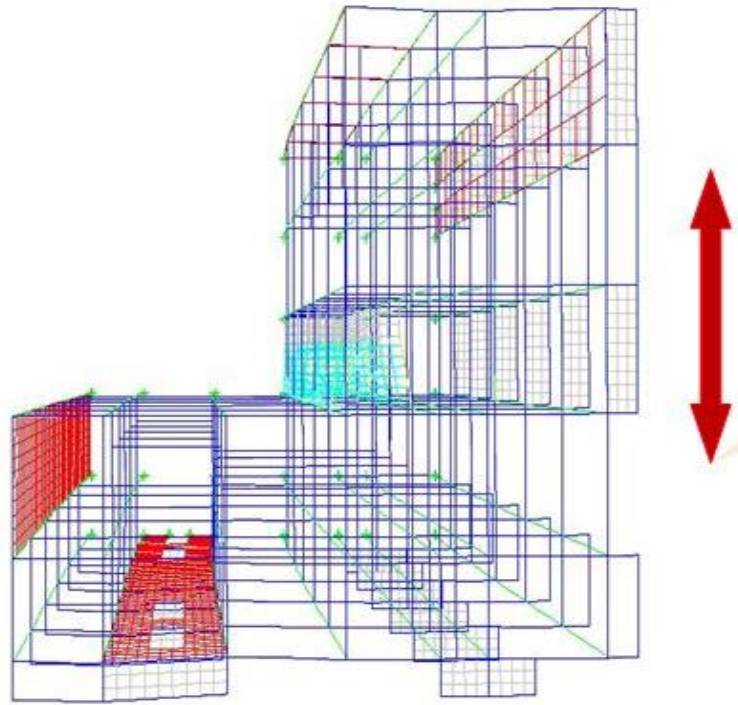
**Tableau .V.3 :** Participation des masses cumulées.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,510689	70,4701	0,4877	70,4701	0,4877
2	0,482926	0,4865	65,8069	70,9566	66,2946
3	0,341551	0,0031	4,2701	70,9597	70,5646
4	0,133826	17,8411	1,0519	88,8008	71,6166
5	0,120157	1,3189	17,2921	90,1197	88,9087
6	0,076506	0,0173	1,8159	90,137	90,7246
7	0,061535	3,9135	1,6729	94,0505	92,3975
8	0,056885	1,8442	3,7608	95,8947	96,1584
9	0,041354	1,229	0,7637	97,1237	96,9221
10	0,037953	0,6889	1,6213	97,8126	98,5434
11	0,034406	0,2162	0,0259	98,0288	98,5693
12	0,033449	0,7804	0,3923	98,8092	98,9617

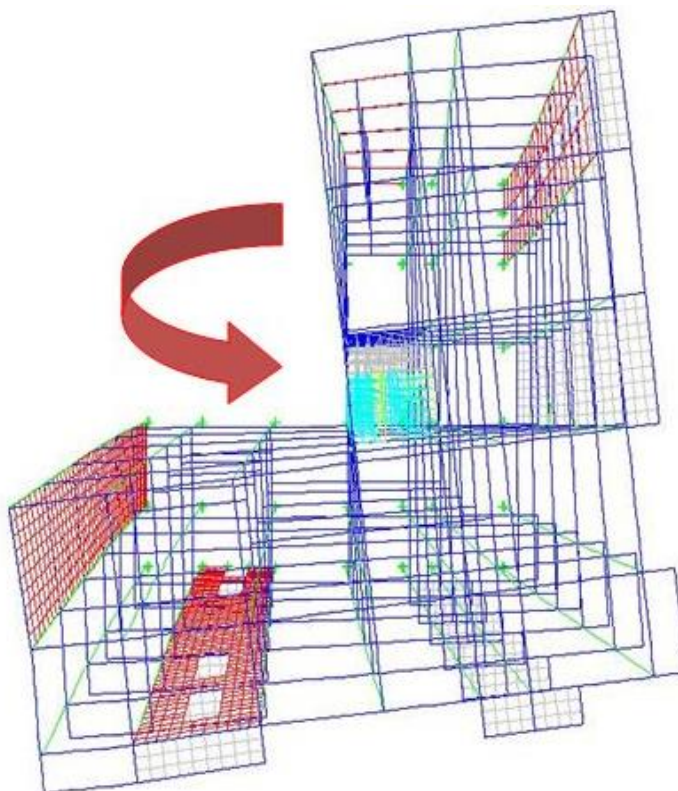
Les trois premiers modes de vibration sont comme suit :



**Figure .V.4 :** Premier mode ( $T=0,510689\text{sec}$ ) principal de vibration suivant X.



**Figure .V.5 :** deuxième mode ( $T=0,482926\text{sec}$ ) principal de vibration suivant Y.



**Figure. V.6:**Troisième mode ( $T=0,341551\text{sec}$ ) principal de vibration en torsion.

**V.12.Vérifications des résultats vis-à-vis de l’RPA99-2003 :****V.12.1.Vérifications de participation de la masse :**

-Le sens suivant X :  $\sum \alpha_x = 90,1197\% > 90\%$  Condition vérifiée.

- Le sens suivant Y:  $\sum \alpha_y = 90,7246\% > 90\%$  Condition vérifiée.

**V.12.2.Vérification de la période fondamentale de la structure**

D’après résultats obtenus par **ETABS V. 9.6.0**, le premier (01) mode de vibration donne une valeur de période égale à **0,510689 sec**.

On doit vérifier que la période dynamique ne dépasse pas la valeur de la période statique fondamental majoré de 30%.

Donc :

$$T_{\text{dynamique}} = 0,510689 \text{ sec} < T_{\text{statique}} = 1,30T_{\text{empirique}} = 0,60 \text{ sec} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**V.12.3.Vérification de la résultante des forces sismiques**

Selon le RPA (Art 4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base ‘ $V_t$ ’ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente ‘ $V$ ’.

- Suivant l’axe (X) :  $V_{tx} = 1602,71\text{KN} > 0,8 V = 1561,96\text{KN}$  Condition vérifiée.

- Suivant l’axe (Y) :  $V_{ty} = 1587,47\text{KN} > 0,8 V = 1499,48\text{KN}$  Condition vérifiée.

**V.12.4. Vérification au renversement :**

Pour vérifier la stabilité au renversement de bâtiment on utilise la formule suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,50$$

$M_S$  : Moment stabilisateur due aux charges verticales.

Avec :

$$M_S = \frac{W \times L}{2}$$

$M_R$  : moment renversant obtenu depuis les résultats d’analyse par logiciel (ETABS V. 9.6.0).

**W** : Poids du bâtiment.

❖ **Sens longitudinal :**

$$M_S = \frac{W \times L_X}{2} = \frac{21922,25 \times 22,40}{2} = 245529,20 \text{KN.m}$$

$$M_r = 21722,284 \text{KN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_S}{M_r} = \frac{245529,20}{21722,284} = 11,30 \geq 1,50 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Sens transversal :**

$$M_S = \frac{W \times L_y}{2} = \frac{21922,25 \times 22,16}{2} = 242898,53 \text{KN.m}$$

$$M_r = 21967,42 \text{KN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_S}{M_r} = \frac{242898,53}{21967,42} = 11,06 \geq 1,50 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La stabilité au renversement est alors vérifiée dans les deux sens.

#### V.12.5. Vérification de l'effort normal réduit (Article 7.1.3.3) RPA99/V. 2003.

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$v = \frac{N_d}{(B_c \times f_{cj})} \leq 0,30$$

$N_d$ : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : est l'aire (section brute) de cette dernière.

$f_{cj}$  : est la résistance caractéristique du béton.

**Tableau .V.4 :** Vérification de l'effort normal réduit.

Type de poteaux	$N_d$ (KN)	$B$ ( $\text{Cm}^2$ )	$v$	Remarque
<b>40×40</b>	897,38	1600	0,22	Condition vérifiée
<b>35×35</b>	879,23	1225	0,28	Condition vérifiée



**V.12.6. Justification Vis a Vis Des déplacements (Article 4 .4.3) RPA99 / V. 2003**

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé par la relation suivant :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

$\delta_k$ : Déplacement horizontal de l'étage **k**.

$\delta_{ek}$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de la torsion).

R: Coefficient de comportement de la structure.

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau **k** par rapport à niveau **k-1** donné par l'expression.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

 **Direction X-X :**

**Tableau .V.5 : Déplacements relatifs inter étages suivant X-X.**

Etage	$\delta_{ek}^x$ (m)	$\delta_k^x$ (m)	$\Delta_k^x$ (m)	1%. $h_k$ (m)	Remarque
5	0,0098	0,0392	0,0076	0,0323	Vérifiée
4	0,0079	0,0316	0,0084	0,0323	Vérifiée
3	0,0058	0,0232	0,0076	0,0323	Vérifiée
2	0,0039	0,0156	0,0068	0,0323	Vérifiée
1	0,0022	0,0088	0,006	0,0323	Vérifiée
RDC	0,0007	0,0028	0,0028	0,0323	Vérifiée

✚ Direction Y-Y :

**Tableau .V.6 :** Déplacements relatifs inter étages suivant Y-Y.

Etage	$\delta_{ek}^y$ (m)	$\delta_k^y$ (m)	$\Delta_k^y$ (m)	1%. $h_k$ (m)	Remarque
5	0,0088	0,0352	0,0068	0,0323	Vérifiée
4	0,0071	0,0284	0,0072	0,0323	Vérifiée
3	0,0053	0,0212	0,0072	0,0323	Vérifiée
2	0,0035	0,014	0,0064	0,0323	Vérifiée
1	0,0019	0,0076	0,0052	0,0323	Vérifiée
RDC	0,0006	0,0024	0,0024	0,0323	Vérifiée

Nous avons remarque que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, donc la condition de (Article 4 .4.3) RPA99/V. 2003 est vérifiée.

### V.12.7. Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$

Les effets du 2° ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

Avec :

$V_k$ : Effort tranchant d'étage au niveau  $k$ .

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Avec :

$P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau  $k$ .

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau  $k$  par rapport à niveau  $k-1$ .

$h_k$ : Hauteur de l'étage  $k$ .

✚ Si  $0,1 < \theta_k \leq 0,2$  les effets P-  $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$  selon le RPA99/ V. 2003 (Art 5.9).

✚ Si  $\theta_k > 0,2$  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07 TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont représentés dans les tableaux suivants :

▪ **Suivant X-X :**

**Tableau .V.7:** Vérification vis-à-vis de l'effet P-  $\Delta$  suivant X-X.

Etage	h (m)	$V_k^x$ (KN)	$P_k$ (KN)	$\Delta_k^x$ (m)	$\theta_x$
5	19,38	446,29	3535,17	0,0076	0,0031
4	16,15	831,06	3657,43	0,0084	0,0023
3	12,92	1138,88	3657,43	0,0076	0,0019
2	9,69	1369,74	3657,43	0,0068	0,0018
1	6,46	1523,65	3657,43	0,006	0,0022
RDC	3,23	1602,71	3757,36	0,0028	0,0020

- Suivant Y-Y :

**Tableau .V.8:** Vérification vis-à-vis de l'effet P-  $\Delta$  suivant Y-Y.

Etage	h (m)	$V_k^y$ (KN)	$P_k$ (KN)	$\Delta_k^y$ (m)	$\theta_y$
5	19,38	434,94	3535,17	0,0068	0,0028
4	16,15	809,93	3657,43	0,0072	0,0020
3	12,92	1109,92	3657,43	0,0072	0,0018
2	9,69	1334,91	3657,43	0,0064	0,0018
1	6,46	1484,90	3657,43	0,0052	0,0019
RDC	3,23	1561,96	3757,36	0,0024	0,0018

**Conclusion :** l'effet P-  $\Delta$  est négligeable.

## Ferrailage des éléments structuraux

### VI.1. Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genre de sollicitations.

### VI.2 .Étude des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, et des moments fléchissant, Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible.

On considérant les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

Leur ferrailage est déterminé selon les combinaisons suivantes :

♦ **Selon BAEL 91 :**

- E.L.U (Situation durable) :

$$1,35 G + 1,5Q \quad (\mathbf{1^{er} \text{ genre}})$$

• **Selon le R.P.A 99/ V. 2003 (Situation accidentelle (Art 5.2))**

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G \pm E \\ G + Q + 1,2E \end{cases} \quad (\mathbf{2^{eme} \text{ genre}})$$

G : charge permanentes.

Q : charge d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité  $(\gamma_b; \gamma_s)$

$$1. \text{ Pour situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_s = 400\text{MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \sigma_b = 18,5\text{MPa} \end{cases}$$

$$2. \text{ Pour situation courante : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$$

### VI.2.1. Ferrailage exigé par R.P.A 99 (version 2003)

#### ❖ Les armatures longitudinales

D'après le **RPA99/V. 2003 (Art 7.4.2.1)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le pourcentage minimal est de : 0,8 % (Zone IIa).
- Le pourcentage maximal sera de **3%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø** (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

**Tableau .VI.1 :** Les sections d'armatures des poteaux.

Poteaux	$A_{\min} = 0,8\% \times S$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\max 1} = 4\% \times S$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\max 2} = 6\% \times S$ (cm <sup>2</sup> )
(35x35) cm <sup>2</sup>	9,80	49	73,5
(40x40) cm <sup>2</sup>	12,80	64	96

**Tableau. VI.2 :** Valeur de Combinaison de calcul.

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
<b>RDC</b>	1286,38	10,19	1032,17	11,04	34,68	337,15	91,12
<b>1<sup>er</sup> ; 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> étages</b>	1031,60	30,24	592,30	9,70	44,46	547,62	39,25
<b>4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> étages</b>	397,94	36,40	108,04	6,09	50,40	316,42	44,30

**VI.2.2. Calcul du ferrailage****➤ Exemple de calcul (RDC)****A .Combinaison de 1<sup>er</sup> genre (1,35G+1,5Q) :**

$$b = 40 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 0,9 h = 36 \text{ cm}$$

Les résultats des sollicitations donnés par ETABS V.9.6.0 :

$$N_{\max} = 1286,38 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{correspondant}} = 10,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 34,68 \text{ KN.m} \quad ; \quad N_{\text{correspondant}} = 337,15 \text{ KN}$$

**A.1.Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{10,19}{1286,38} = 0,0079 \text{ m} = 0,79 \text{ cm}$$

$$e = 0,0079 \text{ m} \leq \frac{h}{2} = \frac{0,40}{2} = 0,20 \text{ m}$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h}{2} + e \right) = 1286,38 \left( 0,36 - \frac{0,4}{2} + 0,0079 \right) = 215,98 \text{ KN.m}$$

**A.2.Vérification si la section est surabondante:**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 \sigma_{bc} \cdot b \cdot h \leftrightarrow N_u = 1286,38 \text{ KN} < 1836,43 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left( 1 - \frac{0,514 N_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d} \right) \leftrightarrow M_u = 215,98 \text{ KN.m} < 462,95 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_1 = 0$ ).

**B .Combinaison de 2<sup>ème</sup> genre (0,8G±E):**

$$N_{\min} = 1032,17 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{correspondant}} = 11,04 \text{ KN.m}$$

**B.1.Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{11,04}{1032,17} = 0,011 \text{ m} = 1,07 \text{ cm}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h}{2} + e \right) = 1032,17 \left( 0,36 - \frac{0,4}{2} + 0,011 \right) = 176,50 \text{KN.m}$$

### B.2. Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{N}_u \leq 0,81\sigma_{bc} \cdot b \cdot h \leftrightarrow N_u = 1032,17 \text{KN} < 2397,60 \text{KN} \quad \text{Condition vérifiée.} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left( 1 - \frac{0,514N_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d} \right) \leftrightarrow M_u = 176,50 \text{KN.m} < 371,51 \text{KN.m} \quad \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_2 = 0$ ).

### C .Combinaison de 3<sup>ème</sup> genre (G+Q+E):

$$M_{\max} = 34,68 \text{KN.m} \quad ; \quad N_{\text{correspondant}} = 337,15 \text{KN}$$

#### C.1. Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{34,68}{337,15} = 0,103 \text{m} = 10,30 \text{cm}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h}{2} + e \right) = 337,15 \left( 0,36 - \frac{0,4}{2} + 0,103 \right) = 88,67 \text{KN.m}$$

#### C.2. Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81\sigma_{bc} \cdot b \cdot h \leftrightarrow N_u = 337,15 \text{KN} < 2397,60 \text{KN} \quad \text{Condition vérifiée.} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left( 1 - \frac{0,514N_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d} \right) \leftrightarrow M_u = 88,67 \text{KN.m} < 121,37 \text{KN.m} \quad \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Il faut vérifier si la section est partiellement ou entièrement comprimée.

$$N_u(d - c) - M_u < \left( 0,337 - 0,81 \frac{c}{h} \right) \sigma_{bc} \cdot b \cdot h^2$$

$$337,15(0,36 - 0,04) - 88,67 < \left( 0,337 - 0,81 \frac{0,04}{0,40} \right) 18,50 \times 0,40 \times 0,40^2$$

$$107,80 \text{KN.m} < 303,10 \text{KN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C)

#### ❖ Le calcul de la section d'armature ce fait à la flexion simple

$$M_u = 34,68 \text{KN.m} \quad ; \quad \sigma_b = 18,50 \text{MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 400 \text{MPa} \quad ; \quad b = 40 \text{cm} \quad ; \quad d = 36 \text{cm}$$



$$\mu = \frac{M_{\max}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{34,68 \times 10^6}{18,50 \times 400 \times 360^2} = 0,036$$

$$\mu = 0,036 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,036)}}{2} = 0,982$$

$$A_3 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{34,68 \times 10^6}{348 \times 0,982 \times 360} = 281,89 \text{mm}^2 = 2,82 \text{cm}^2$$

➤ **Section adoptée :**

La section d'armature choisie c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99/ V.2003**.

Donc :

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_1 ; A_2 ; A_3 ; A_{\text{minRPA}})$$

$$A_{\text{adopté}} = \max (0 ; 0 ; 2,82 ; 12,80)$$

$$A_{\text{adopté}} = 12,80 \text{cm}^2$$

On adopte : **4T16+4T14 = 14,20cm<sup>2</sup>**.

**Tableau.VI.3 :** Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Section de poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) R.P.A99	A <sub>adapté</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	40x40	2,82	12,80	4T16+4T14=14,20
1 <sup>er</sup> et2 <sup>ème</sup> et3 <sup>ème</sup> étage	35x35	4,21	9,80	8T14=12,32
4 <sup>ème</sup> et5 <sup>ème</sup> étage	35x35	4,79	9,80	4T14+4T12=10,68

### VI.2.3.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) donner l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 91,12 \text{KN}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{91,12 \times 10^3}{400 \times 360} = 0,633 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = 2,5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,633 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa}$$

Condition vérifiée.

Donc : Il n'y a pas de risque de cisaillement.

#### VI.2.4. Calcul des armatures transversales

Selon **R.P.A99/V.2003(Article7.4.2.2)** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$S_t$ : Espacement des armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur égal à 2,5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$  et à 3,75 dans le cas contraire.

$\lambda_g$ : L'élançement géométrique du poteau.

Avec :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$ : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0,7L$ ).

- **Espacement :**

D'après le **R.P.A99/V.2003(Article7.4.2.2)** on a :

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_L ; 15\text{cm}) = 12\text{cm} \leftrightarrow \text{on prend: } S_t = 10\text{cm.}$$

-En zone courante :

$$S_t' \leq 15\phi_L = 18\text{ cm} \leftrightarrow \text{on prend: } S_t' = 15\text{cm.}$$

- **Zone courante :**

$$L_f = 0,7L_0 = 0,7(3,23 - 0,40) = 1,98\text{m}$$

Donc :

$$\lambda_g = \frac{1,98}{0,40} = 4,95 < 5 \leftrightarrow \rho_a = 3,75$$

Alor :

$$A_t = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} S_t = \frac{3,75 \times 91,12 \times 10^3}{400 \times 235} \times 15 = 0,55\text{cm}^2$$

- **La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t \cdot b}$  en % est donnée comme suit :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3\% \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\% \end{array} \right.$$

Si :  $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$  intrepoler entre les valeurs limites précédentes .

$\lambda_g = 4,95 \leftrightarrow$  La section minimale égale a 0,5%

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} = 0,5\% \leftrightarrow A_t = 0,5\% \cdot S_t \cdot b$$

- Zone nodale :  $A_t = 0,005 \times 10 \times 40 = 2\text{cm}^2$ .

-Zone courante:  $A_t = 0,005 \times 15 \times 40 = 3\text{cm}^2$ .

Choix des barres : **6T8 = 3,02cm<sup>2</sup>**

**VI.2.4.1 .Vérification de la section minimale d’armatures transversales**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4\text{MPa}) = 0,4\text{MPa}$$

- **Zone courante :**

$$\frac{3,02 \times 10^2 \times 400}{400 \times 150} = 2,01\text{MPa} \geq \max(0,633\text{MPa} ; 0,4\text{MPa}) = 0,4\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

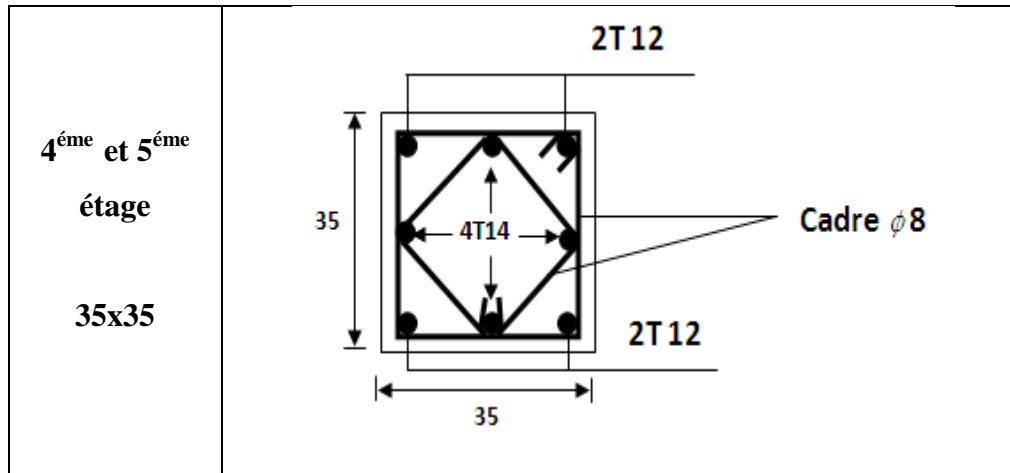
- **Zone nodale :**

$$\frac{3,02 \times 10^2 \times 400}{400 \times 100} = 3,02\text{MPa} \geq \max(0,633\text{MPa} ; 0,4\text{MPa}) = 0,4\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.2.5.Schéma de ferraillage**

**Tableau.VI.4 :** Ferraillages des poteaux.

Niveaux	Poteaux
RDC (40×40) cm <sup>2</sup>	
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage 35x35	



### VI.3.Ferrailage des poutres

#### VI .3.1.Introduction

Les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant. Elles sont ferrillées en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> et du 2<sup>ème</sup> genre :

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre :  $S_{p1} = 1,35 G + 1,5Q \leftrightarrow$  Moment correspondant  $M_{Sp1}$
- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre :  $\leftrightarrow$  Moment correspondant  $M_{Sp2}$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{p2} = G + Q + E \\ S_{p2} = 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

Si :  $M_{Sp2} / M_{Sp1} < 1,15$  on détermine les armatures sous  $S_{p1}$  .

Si :  $M_{Sp2} / M_{Sp1} > 1,15$  on détermine les armatures sous  $S_{p2}$  .

#### VI.3.2.Recommandation du RPA99/ V. 2003 pour le ferrailage des poutres

##### 1. Armatures longitudinales(Article7.5.2.1) :

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimal de recouvrement est de  $40\phi$  (zone II<sub>a</sub>).

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doivent être avec des crochets à  $90^\circ$ .

## 2. Armatures transversales (Article 7.5.2.2)

- La quantité des armatures transversales minimales donnée par :  $A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
  - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires minimum de  $(h/4 ; 12\phi_1)$ .
  - En dehors de la zone nodale :  $S \leq h/2$ .

### VI.3.3. Exemple de calcul (Poutre principale RDC)

#### VI.3.3.1. Ferrailage longitudinal

- Armatures longitudinales :

#### -Poutre principale (30x40) cm<sup>2</sup>:

On Calcule d'abord les sections min et les sections max des aciers :

$$\left\{ \begin{array}{ll} A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = 6 \text{ cm}^2 & \text{(en toute section)} \\ A_{\max 1} = 4\% \times b \times h = 48 \text{ cm}^2 & \text{(zone courante)} \\ A_{\max 2} = 6\% \times b \times h = 72 \text{ cm}^2 & \text{(zone recouvrement)} \end{array} \right.$$

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

- Largeur de la poutre :  $b = 30 \text{ cm}$
- Hauteur de la section :  $h_t = 40 \text{ cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0,9 \times h_t = 36 \text{ cm}$
- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Fissuration non préjudiciable
- $\sigma_b = 18,5 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ .

**Tableau.VI.5 :** Tableaux des valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant de 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> genre.

Etages	Type	position	Moments max(KN.m)		Rapport $M_{Sp2} / M_{Sp1}$	Moments de calcul(KN.m)	$V_{max}$ (KN)
			$M_{Sp1}$	$M_{Sp2}$			
RDC à 4 <sup>ème</sup> étage	PP	Travée	67,697	76,191	1,12	67,697	118,18
		appuis	68,726	82,542	1,20	82,542	
	PS	Travée	22,168	62,023	2,79	62,023	94,24
		appuis	26,114	73,828	2,82	73,828	
5 <sup>ème</sup> étage	PP	Travée	56,777	60,201	1,06	56,777	97,48
		appuis	47,365	77,206	1,63	77,206	
	PS	Travée	24,449	49,99	2,04	49,990	70,36
		appuis	23,179	61,843	2,66	61,843	

❖ **Ferrailage en travées :**

$$M_{Sp1} = 67,697 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sp2} = 76,191 \text{ KN.m}$$

$M_{Sp2} / M_{Sp1} = 1,12 < 1,15$  on détermine les armatures sous  $S_{p1}$ .

Donc :

$$M_{Sp1} = 67,697 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{67,697 \times 10^6}{18,50 \times 300 \times 360^2} = 0,094$$

$$\mu = 0,094 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,951$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{67,697 \times 10^6}{400 \times 0,951 \times 360} = 494,34 \text{ mm}^2 = 4,94 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_s = 3T16 + 2T12 = 8,29 \text{ cm}^2$

❖ **Ferrailage on appuis:**

$$M_{Sp1} = 68,726 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sp2} = 82,542 \text{ KN.m}$$

$M_{Sp2} / M_{Sp1} = 1,20 > 1,15$  on détermine les armatures sous  $S_{p2}$ .

Donc :

$$M_{Sp2} = 82,542 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{82,542 \times 10^6}{18,50 \times 300 \times 360^2} = 0,115$$

$$\mu = 0,115 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,939$$

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{82,542 \times 10^6}{400 \times 0,939 \times 360} = 610,45 \text{ mm}^2 = 6,10 \text{ cm}^2$$

On prend:  $A_s = 3T16 + 3T12 = 9,42 \text{ cm}^2$ .

**Tableau.VI.6 :** Tableau Récapitulation du ferrailage des poutres principales et secondaires intermédiaire.

Etages	Type	Position	Moment de calcul KN.m	$A_s$ calculée $\text{cm}^2$	$A_s$ min(RPA) $\text{cm}^2$	Choix des barres	$A_s$ $\text{cm}^2$
RDC à 4 <sup>eme</sup> étage	PP	Travée	67,697	4,94	6	3T16fil+2T12chapeau	8,29
		appuis	82,542	6,10		3T16fil+3T12chapeau	9,42
	PS	Travée	62,023	5,24	5,25	3T14fil+2T12chapeau	6,88
		appuis	73,828	6,32		3T14fil+3T12chapeau	8,01
5 <sup>eme</sup> étage	PP	Travée	56,777	4,11	6	3T16+2T12	8,29
		appuis	77,206	5,69		3T16fil+2T12chapeau	8,29
	PS	Travée	49,990	4,17	5,25	3T14+2T112	6,88
		appuis	61,843	5,22		3T14fil+3T12chapeau	8,01



**VI.3.3.2. Vérifications nécessaires pour les poutres**

- **Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :**

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1}{400} = 130,41 \text{mm}^2 = 1,30 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{adapté}} > A_{\min} = 1,30 \text{cm}^2$$

Condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{118,18 \times 10^3}{360 \times 300} = 1,10 \text{MPa}$$

Fissuration non préjudiciable on a :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,10 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$$

Condition vérifiée.

Donc pas de risque de cisaillement.

**VI.3.3.3. Calcul les armatures transversales**

- **Diamètres des armatures transversales doivent vérifiées :**

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 12\right) = 11,4 \text{mm} = 1,14 \text{cm}$$

On adopte :  $\phi_t = 8 \text{mm}$ 

- **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

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

$$S_t \leq \min(32,4; 40 \text{cm}) = 32,40 \text{cm}$$

A partir d'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures transversales doivent respecter les conditions suivantes :

✚ Zone courante :  $S_t \leq h/2 = 20 \text{cm}$

✚ Zone nodale :  $S_t \leq \min(h/4; 12\phi_l) = 10 \text{cm}$

▪ **Section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \times f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$k=1 \leftrightarrow$  (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min (2,1; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$(\alpha = 90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{cal}} \geq \frac{(1,10 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 30 \times 1}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,07 \text{ cm}$$

▪ **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) = \max \left( \frac{1,10}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,55 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,55 \times b}{f_e} = \frac{0,55 \times 30}{235} = 0,070 \text{ cm}$$

Donc:  $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,070 \text{ cm} ;$  on prend :  $S_t = 10 \text{ cm}$

on prend :  $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

**VI.3.4. Vérification à l'E.L.S**

**Tableau.VI.7:** Vérification des contraintes (ELS).

Moment (E.L.S)	$M_s$	50,04 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{8,01}{30} = 4,01 \text{ cm}$ $E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 4,01 \times 36$ $= 288,72 \text{ cm}^2$ $Y = 13,45 \text{ cm}$	13,45cm

<b>Moment d'inertie</b>	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$ $I = \frac{30 \times 13,45^3}{3} + 15 \times 8,01$ $\times (36 - 13,45)^2$ $= 85427,96 \text{ cm}^4$	85427,96 cm <sup>4</sup>
<b>Coefficient</b>	$K = \frac{M_s}{I} = \frac{50,04 \times 10^3}{85427,96}$ $= 0,59 \text{ MPa/cm}$	0,59MPa/cm
<b>Contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b = K \cdot Y = 0,59 \times 13,45 = 7,94 \text{ MPa}$	7,94MPa
<b>Contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s = 15K(d - Y)$ $= 15 \times 0,59$ $\times (36 - 13,45)$ $= 199,57 \text{ MPa}$	199,57MPa
<b>Vérification de contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$ $7,94 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$	7,94MPa ≤ 15MPa
<b>Vérification contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] =$ $\min \left[ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right] = 202 \text{ MPa}$	199,57MPa < 202MPa

### VI.3.5. Vérification de la flèche

#### a) Poutre principale :

$$M_{t \max} = 43,66 \text{ KN.m} ; M_0 = 50,04 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{426} = 0,094 \geq 0,062$$

Condition vérifiée.

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{6,88}{30 \times 36} = 0,006 \leq 0,01$$

Condition vérifiée.

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow \frac{40}{426} = 0,094 > \frac{43,66}{10 \times 50,04} = 0,087 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Poutre secondaire:**

$$M_{t \max} = 14,98 \text{ KN.m} ; M_0 = 18,99 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{400} = 0,088 \geq 0,062 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{6,03}{30 \times 31,5} = 0,006 \leq 0,01 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

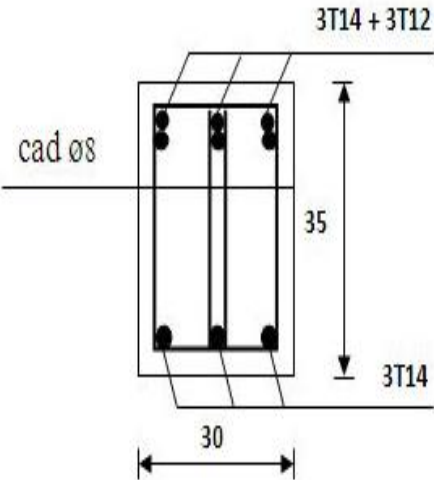
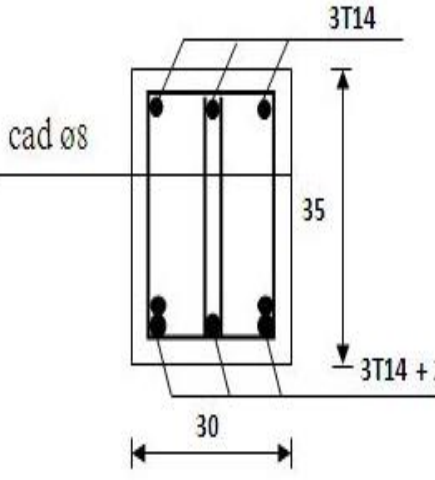
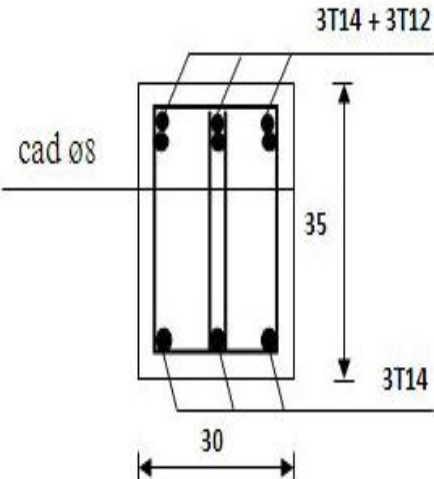
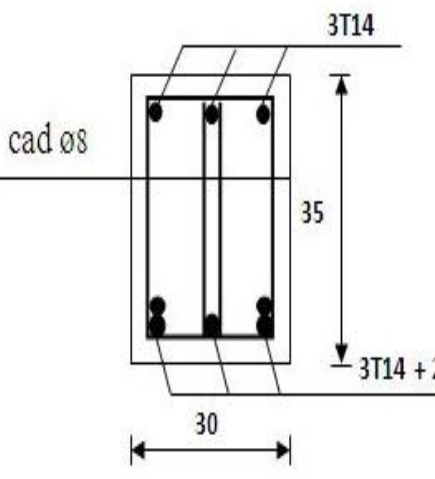
$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow \frac{35}{400} = 0,088 > \frac{14,98}{10 \times 18,99} = 0,078 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.3.6.Schéma de ferrailage**

**Tableau.VI.8:** ferraillage des poutres principales.

Niveaux	En appuis	En travée
RDC à 4 <sup>ème</sup> étage		
5 <sup>ème</sup> étage		

**Tableau.VI.9:** ferraillage des poutres secondaire.

Niveaux	En appuis	En travée
RDC à 4 <sup>ème</sup> étage		
5 <sup>ème</sup> étage		

**VI.4. Etude des voiles**

**VI.4.1. Introduction**

Le voile ou mur en béton armé est un élément vertical surfacique inséré dans la structure à l'effet de reprendre les efforts d'origine sismique ; les voiles sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant et un effort normal.

L'épaisseur minimale est de 15 cm selon le (R.P.A 99 version 2003) ; Elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

### VI.4.2.Principe de calcul

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

1.  $G + Q \pm E$  (vérification du béton).
2.  $0,8G \pm E$  (calcul des aciers de flexion) .

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes sont vérifiées selon le règlement (R.P.A 99 version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales.
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs).
- armatures transversales.

### VI.4.3.La méthode de calcul

On utilise la méthode des contraintes pour le calcul

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile.

V: Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue trois cas :

- **1<sup>er</sup> cas :**

$\sigma_1$  et  $\sigma_2 > 0 \rightarrow$  La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue).

La zone courante est armée par le minimum exigé par R.P.A 99/V 2003 ; ( $A_{\min} = 0,20\% \times a \times L$ )

- **2<sup>ème</sup> Cas:**

$\sigma_1$  et  $\sigma_2 < 0 \rightarrow$  La section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée) ; donc on calcul le volume des contraintes de traction  $F_t$  ; d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare  $A_v$  avec la section minimale :

- Si :  $A_v \leq A_{\min} = 0,20 \times a \times L$  (On ferraille avec la section minimale).

- Si :  $A_v > A_{\min} = 0,20\% \times a \times L$  ( On ferraille avec  $A_v$  ).

- **3<sup>ème</sup> cas:**

$\sigma_1$  et  $\sigma_2 \rightarrow$  Sont de signe différent  $\Rightarrow$  la section du voile est partiellement comprimée, On calcul les volumes des contraintes pour la zone tendue.

➤ **Règles communes (armatures verticales et horizontales (R.P.A 99, Art 7.7.4.3)) :**

✚ Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales donné comme suit :

$A_{\min} = 0,15 \%$  section globale du voile.

$A_{\min} = 0,10 \%$  zone courante.

✚ L'espacement des barres horizontales et verticales :

$St \leq \min(1,5a ; 30\text{cm})$

✚ Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- $40\emptyset$  Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\emptyset$  les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Dans notre structure nous avons deux types des voiles :

- **1<sup>er</sup> type** : Voile plein.
- **2<sup>ème</sup> type** : Voile avec ouverture.

#### VI.4.4.Exemple de calcul

##### VI.4.4.1.Voile plein



Figure .VI.1 : Vue en plan du voile plein en U.

#### ✚ Détermination des contraintes sous (G+Q±E)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma}_b = \frac{0,85f_{c28}}{1,15}$$

Avec :

$$N = 1556,48 \text{ KN} ; M = 6317,94 \text{ KN.m} ; T = 642,70 \text{ KN} ; V_1 = 1,85 \text{ m} ; A = 0,90 \text{ m}^2 ; I = 1,28 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V_1}{I} = \frac{1556,48}{0,90} + \frac{6317,94 \times 1,85}{1,28} = 10860,82 \text{ KN/m}^2 = 10,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 10,86 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V_2}{I} = \frac{1556,48}{0,90} - \frac{6317,94 \times 1,85}{1,28} = -7401,98 \text{ KN/m}^2 = -7,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = -7,40 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### ✚ Calcul des armatures verticales (0,8G ± E)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

$$N = 1211,35 \text{ KN} ; M = 6304,41 \text{ KN.m} ; T = 635,45 \text{ KN} ; V_1 = 1,85 \text{ m} ; A = 0,90 \text{ m}^2 ; I = 1,28 \text{ m}^4$$

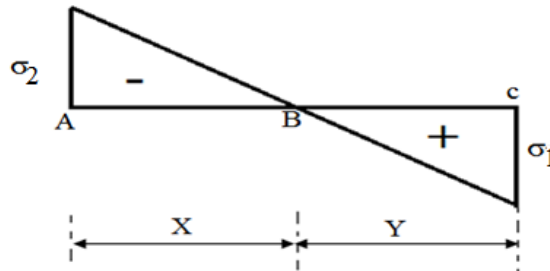
$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V_1}{I} = \frac{1211,35}{0,90} + \frac{6304,41 \times 1,85}{1,28} = 10457,79 \text{ KN/m}^2 = 10,46 \text{ MPa}$$



$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V_2}{I} = \frac{1211,35}{0,90} - \frac{6304,41 \times 1,85}{1,28} = -7765,90 \text{ KN/m}^2 = -7,77 \text{ MPa}$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2 \rightarrow$  Sont de signe différent, donc la section du voile est partiellement comprimée.

- **Calcul la longueur de la zone tendue :**

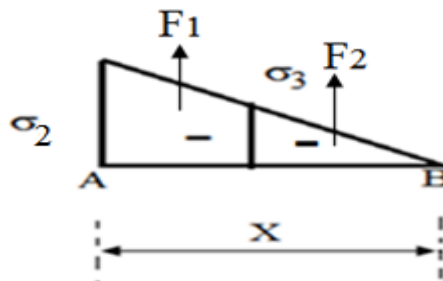


$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L = \frac{7,77}{10,46 + 7,77} \times 3,70 = 1,58 \text{ m}$$

- **Calcul la longueur de la zone comprimée:**

$$Y = L - X = 3,70 - 1,58 = 2,12 \text{ m}$$

- **Calcul de la contrainte  $\sigma_3$  :**



$$\frac{\sigma_2}{X} = \frac{\sigma_3}{X - 0,4} \rightarrow \sigma_3 = \frac{|\sigma_2|(X - 0,4)}{X} = \frac{7,77(1,58 - 0,4)}{1,58} = 5,80 \text{ MPa}$$

- **Détermination des armatures verticales :**

- **Effort de traction :**

$$A_{v \text{ tot}} = A_v + A_{v2}$$

$$F_{t1} = \frac{(\sigma_2 + \sigma_3)}{2} (b \cdot h) = \frac{(7,77 + 5,80)}{2} (400 \times 400) = 1085,60 \text{ KN}$$

$$F_{t2} = \frac{\sigma_3(X - b)}{2} \cdot a = \frac{5800 \times (1,58 - 0,4) \times 0,20}{2} = 684,40 \text{ KN}$$

$$F_{\text{Tot}} = F_{t1} + F_{t2} = 1085,60 + 684,40 = 1770 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_{\text{Tot}}}{f_e} = \frac{1770 \times 10^3}{400} = 4425 \text{ mm}^2 = 44,25 \text{ cm}^2$$

Soit la section par un mètre linéaire :

$$A_v = A_{v1} \times \frac{100}{X} = 44,25 \times \frac{100}{158} = 28,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Selon le R.P.A 99 (version 2003) :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \times V}{f_e}$$

Avec :  $V = T$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,4 \times 635,45 \times 10^3}{400} = 2446,48 \text{ mm}^2 = 24,46 \text{ cm}^2$$

Soit la section par un mètre linéaire :

$$A_{v2} = A_{vj} \times \frac{100}{X} = 24,46 \times \frac{100}{158} = 15,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc :

$$A_{v \text{ tot}} = A_v + A_{v2} = 28,01 + 15,48 = 43,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Pourcentage minimal d'armature :**

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)** Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.

$$A_{\text{min}} = 0,2\% \cdot a \cdot L_{\text{tendu}} = 0,002 \times 0,20 \times 1,58 = 6,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{v \text{ tot}} > A_{\text{min}} = 6,32 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

• **Le diamètre :**

$$D \leq \frac{1}{10} a$$

$$D \leq \frac{1 \times 200}{10} = 20 \text{ mm}$$

On adopte :  $D = 12 \text{ mm}$

• **L'espacement:**

❖ **Selon le BAEL 91:**

$$S_t \leq \min(2 \times a ; 33\text{cm}) \leftrightarrow S_t \leq \min(2 \times 20 ; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

❖ **Selon R.P.A 99 (version 2003):**

$$S_t \leq \min(1,50 \times a ; 30\text{cm}) \leftrightarrow S_t \leq \min(1,50 \times 20 ; 30\text{cm})$$

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

$$S_t \leq \min(S_{t_{BAEL}} ; S_{t_{RPA}})$$

Donc :  $S_t \leq 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement de 20cm.

✚ **Vérification de la contrainte de cisaillement  $\tau_b$**

Selon (Art7.7.2de R.P.A 99/ V.2003)

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4 \times V_{u \text{ calcul}}$$

Avec :

$V_u$  : l'effort tranchant à la base du voile.

$b_0$  : épaisseur de voile.

$d$  : hauteur utile  $\leftrightarrow d = 0,9h = 2,59\text{m}$

$h$  : hauteur totale de la section brute  $\leftrightarrow \mathbf{h = 288\text{cm}}$

$$\bar{V} = 1,4 \times 635,45 = 889,63\text{KN}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{889,63}{0,20 \times 2,59} = 1717,43 \text{ KN/m}^2 = 1,71 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,71 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Donc pas de risque de cisaillement

#### ✚ Calcul des armatures horizontales

$$\frac{A_T}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{tj} \times k}{0,8 \times f_e \times (\cos a + \sin a)}$$

$$K = 1 + \frac{3 \left( \frac{N_u}{B} \right)}{f_{c28}} \quad \text{En flexion composée où } N > 0 \text{ (compression)}$$

B : section du béton.

Avec :

$$f_{tj} = \min(2,1; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$(\alpha = 90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$K = 1 + \frac{3 \left( \frac{1211,35 \times 10^3}{20 \times 288 \times 10^2} \right)}{25} = 1,25$$

$$\frac{A_T}{S_t} \geq \frac{(1,71 - 0,3 \times 2,1 \times 1,25) 20}{0,8 \times 400 \times (\cos 90 + \sin 90)} = 0,057 \text{ cm}$$

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

$$0,15\% \text{ de la section du voile considérée si : } \tau_b \leq 0,025f_{c28}$$

$$0,25\% \text{ de la section du voile considérée si : } \tau_b \geq 0,025f_{c28}$$

Le pourcentage minimal d'armature est :

$$0,25\% \cdot a \cdot 1 \text{ m} \rightarrow \tau_b = 1,71 \text{ MPa} > 0,025f_{c28} =$$

$$0,625 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Donc :

$$A_h = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_h = 5T12 = 5,65\text{cm}^2$  avec un espacement de **20cm**

$$\frac{A_T}{S_t} = \frac{5,65}{20} = 0,28\text{cm} > 0,057\text{cm}$$

Condition vérifiée.

• **Choix d'armature:**

- **Les poteaux :**

$$4T16 + 4T14 = 14,20\text{ cm}^2$$

- **Les armatures verticales :**

On adopte deux nappes en 2(10 T14 /ml) soit :  $A_s = 15,39\text{ cm}^2/\text{ml}$

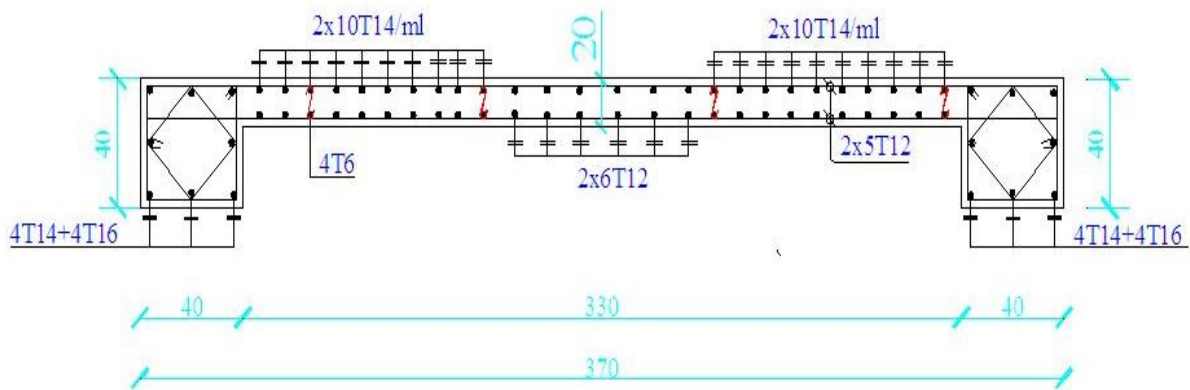
- **Les armatures horizontales:**

$$A_h = 5T12 = 5,65\text{cm}^2$$

✚ **Disposition des armatures transversales**

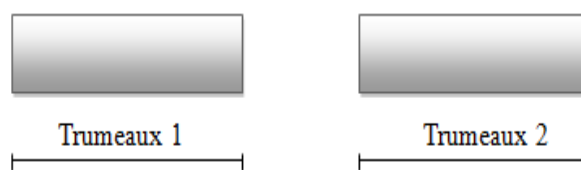
Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.



**Figure .VI.2:** Disposition des armatures du voile.

**VI.4.4.2.Voile avec un seul fil d'ouverture**



**Figure .VI.3:** Vue en plan du voile avec un seul fil d'ouverture.**VI.4.4.2.1.Ferrailage de trumeaux**

Les trumeaux 1 et trumeaux 2 sont symétrie.

**✚ Détermination des contraintes sous (G+Q±E)**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma}_b = \frac{0,85f_{c28}}{1,15}$$

Avec :

$$N = 2681,22 \text{ KN}; M = 987,28 \text{ KN.m}; T = 393,37 \text{ KN}; V_2 = 2,18 \text{ m}; A = 0,63 \text{ m}^2; I = 1,34 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V_1}{I} = \frac{2681,22}{0,63} + \frac{987,28 \times 2,18}{1,34} = 5862,08 \text{ KN/m}^2 = 5,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 5,86 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V_2}{I} = \frac{2681,22}{0,63} - \frac{987,28 \times 2,18}{1,34} = 2649,73 \text{ KN/m}^2 = 2,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = 2,64 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**✚ Calcul des armatures verticales (0,8G ± E)**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

$$N = 2416,82 \text{ KN}; M = 958,35 \text{ KN.m}; T = 379,80 \text{ KN}; V_1 = 2,18 \text{ m}; A = 0,63 \text{ m}^2; I = 1,34 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V_1}{I} = \frac{2416,82}{0,63} + \frac{958,35 \times 2,18}{1,34} = 5383,78 \text{ KN/m}^2 = 5,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V_2}{I} = \frac{2416,82}{0,63} - \frac{958,35 \times 2,18}{1,34} = 2288,66 \text{ KN/m}^2 = 2,29 \text{ MPa}$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2 > 0 \rightarrow$  La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue).

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)** on a :

$$A_{\min} = 0,20\% \times a \times L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ( $L = 1\text{m}$ ).

$$A_{\min} = 0,20\% \times a \times L = (0,002 \times 20 \times 100) = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Le diamètre :**

$$D \leq \frac{1}{10} a$$

$$D \leq \frac{1 \times 200}{10} = 20 \text{ mm}$$

On adopte :  $D = 12 \text{ mm}$

- **L'espacement:**

- ❖ **Selon le BAEL 91**, on a :

$$S_t \leq \min(2 \times a ; 33\text{cm}) \leftrightarrow S_t \leq \min(2 \times 20 ; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

- ❖ **Selon R.P.A 99 (version 2003) :**

$$S_t \leq \min(1,50 \times a ; 30\text{cm}) \leftrightarrow S_t \leq \min(1,50 \times 20 ; 30\text{cm})$$

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

$$S_t \leq \min(S_{t_{\text{BAEL}}} ; S_{t_{\text{RPA}}})$$

Donc :  $S_t \leq 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement de 20cm.

Le choix de la section des armatures verticales est : 5T12 ( $A_{\text{dopter}} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ).

- ✚ **Calcul des armatures horizontales**

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit : 5T12 ( $A_{\text{dopter}} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ) avec un espacement de 20 cm.

- ✚ **Calcul des armatures transversale**

D'après le **D.T.R-B.C-2,42** et le **BAEL 91**, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m<sup>2</sup> au moins; on prend donc 4Ø8 par m<sup>2</sup>.

### ✚ Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau_b$

Selon (Art7.7.2de R.P.A 99/ V.2003)

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4 \times V_{u \text{ calcul}}$$

Avec :

$V_u$  : l'effort tranchant à la base du voile.

$b_0$  : épaisseur de voile.

$d$  : hauteur utile  $\leftrightarrow d = 0,9h = 2,59m$

$h$  : hauteur totale de la section brute  $\leftrightarrow h = 288cm$

$$\bar{V} = 1,4 \times 379,80 = 531,72KN$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{531,72}{0,20 \times 2,59} = 1026,49 \text{ KN/m}^2 = 1,02MPa$$

$$\tau_b = 1,02MPa \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5MPa$$

Condition vérifiée.

Donc pas de risque de cisaillement

#### VI.4.4.2.2.Ferrailage de linteau

Les linteaux sont des poutres courtes ou longs selon la valeur de leur élancement ( $\lambda_g$ ) encastées aux extrémités et reliant les deux trumeaux de voile et ayant des nœuds rigides. Les déformations dans les linteaux créent des prolongements de ce fait la portée du linteau présente des difficultés dans le calcul (le majoration de (T) de 40% peut être justifiée à la limite).

#### ➤ Sollicitation dans les linteaux

Les linteaux seront calculés en flexion simple, de façon à éviter leur rupture et à reprendre les moments fléchissant, les efforts tranchants dus aux charges permanentes et aux charges d'exploitations ainsi qu'à l'action du séisme.



➤ **Ferrailage**

On fera le ferrailage des linteaux comme il est indiqué au l'art 7.7.3 de RPA 99/version 2003.

• **Contraintes admissibles de cisaillement**

a. **Premier cas :  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,06f_{c28}$**

Les linteaux sont calculés en flexion simple avec M et V, en devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion ( $A_l$ ).
- Des aciers transversaux ( $A_t$ ).
- Des aciers en partie courante ( $A_c$ ).

**1. Aciers longitudinaux ( $A_l$ ) :**

$$A_l \geq \frac{M}{Z \cdot f_e}$$

Tel que :

M : moment dû à l'effort tranchant :  $\bar{V} = 1,4V_{ucal}$

$$Z = h - 2d'$$

Avec :

h : hauteur total du linteau.

d' : la distance de l'enrobage.

**2. Aciers transversaux ( $A_t$ ) :**

✚ **Linteaux longs :**

$$\lambda_g = \frac{L}{h} > 1$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot Z}{V}$$

$S_t$  : Espacement des cours d'armatures transversales.

$A_t$  : Section d'un cours d'armatures transversales.

$L$  : Portée du linteau.

$$\bar{V} = 1,4V_{\text{ucal}}$$

✚ **Linteaux courts :**

$$\lambda_g = \frac{L}{h} \leq 1$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot L}{V + A_t \cdot f_e}$$

$$V = \min(V_1 ; V_2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \\ V_2 = 2V_{\text{ucal}} \end{array} \right.$$

Avec :

$M_{ci}$  et  $M_{cj}$ : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée  $L_{ij}$  .

$$M_c = A_l \cdot f_e \cdot Z$$

**b. Deuxième cas :  $\tau_b > \bar{\tau}_b = 0,06f_{c28}$**

Pour ce cas, il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur) Transversal et de la partie courante suivant le minimum réglementaire.

Les sollicitations (M, T) repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales ( $A_D$ ) à disposer obligatoirement

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

Avec :

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d'}{L}$$

$$V = V_{\text{cal}} \quad (\text{Sans majoration})$$

### C. Ferrailage minimal :

#### ➤ Armatures longitudinales :

$$(A_l ; A_l') \geq 0,0015 \cdot b \cdot h \quad 0,15\%$$

Avec :

b : L'épaisseur du linteau.

h : hauteur du linteau.

#### ➤ Armatures transversales:

$$\text{Pour : } \tau_b \leq 0,025f_{c28} \rightarrow A_t \geq 0,0015 \cdot b \cdot S$$

$$\text{Pour : } \tau_b \geq 0,025f_{c28} \rightarrow A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot S$$

#### ➤ Armatures de peau :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau  $A_c$  en deux nappes doivent être au total d'un minimum égal à 0,20%.

$$A_c \geq 0,002 \cdot b \cdot h$$

#### ❖ Exemple de calcul :

Nous proposons le calcul détaillé en prenons le linteau du voile  $V_2$ , les caractéristiques géométriques de linteau :

$$h = 0,63\text{m} ; b = 0,20\text{m} ; d = 0,9 \times h = 0,57\text{m}$$

#### - Détermination des sollicitations :

D'après le fichier des résultats du logiciel ETABS V.9.6.0 :

$$M = 341,66 \text{ KN.m}$$

$$V = 537,15 \text{ KN}$$

- **Majoration des sollicitations :**

Effort tranchant :

$$\bar{V} = 1,4V \rightarrow \bar{V} = 1,4 \times 537,15 = 752,01 \text{KN}$$

Moment fléchissant :

$$\bar{M} = 1,4M \rightarrow \bar{M} = 1,4 \times 341,66 = 478,32 \text{KN.m}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On a:

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \rightarrow \tau_b = \frac{752,01 \times 10^3}{200 \times 570} = 6,59 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{MPa}$$

$$\tau_b = 6,59 > \bar{\tau}_b = 5 \text{MPa}$$

• **Calcul du Ferrailage :**

$$\bar{\tau}_b = 0,06 \times 25 = 1,5 \text{MPa}$$

$$\tau_b = 6,59 > \bar{\tau}_b = 1,5 \text{MPa}$$

Condition vérifiée .

Donc on a dans le deuxième cas.

➤ **Calcul des Armatures longitudinales :**

$$\tau_b = 6,59 > \bar{\tau}_b = 5 \text{MPa}$$

- Condition minimale du RPA99 /version 2003 (art 7.7.3.3.) :

$$(A_l ; A_l') \geq 0,0015 \times 20 \times 57 = 1,71 \text{cm}^2$$

$$(A_l ; A_l') = 1,71 \text{cm}^2$$

Soit : **2T14 = 3,08cm<sup>2</sup>**

➤ **Armatures transversaux:**

Pour :  $\tau_b \geq 0,025f_{c28} \rightarrow 6,59\text{MPa} \geq 0,625\text{MPa}$

- Condition minimale du RPA99 version 2003 (art 7.7.3.3.) :

$$A_t \geq 0,0025. b. S$$

S : Espacement des armatures transversales.

$$S \leq \frac{h}{4} = \frac{0,63}{4} = 0,16\text{m} = 16\text{cm}$$

Soit :  $S = 15\text{cm}$

$$A_t = 0,0025 \times 20 \times 15 = 0,75\text{cm}^2$$

$$A_t = 0,75\text{cm}^2$$

Soit : **2T8 = 1,01cm<sup>2</sup>**

➤ **Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0,002. b. h = 0,002 \times 20 \times 63 = 2,52\text{cm}^2$$

$$A_c = 2,52\text{cm}^2$$

Soit : **4T10 = 3,14cm<sup>2</sup>**

➤ **Armatures diagonales :**

$$A_D = \frac{V}{2. f_e. \sin \alpha}$$

Avec :

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d'}{L} = \frac{0,63 - 2(0,57)}{1,20} = 23,03^\circ$$

$$\sin \alpha = 0,391$$

$$A_D = \frac{537,15 \times 10^3}{2 \times 400 \times 0,391} = 17,17\text{cm}^2$$

➤ **Condition minimale RPA99/version 2003:**

$$A_D \geq 0,0015. b. h = 0,0015 \times 20 \times 63 = 1,89\text{cm}^2$$

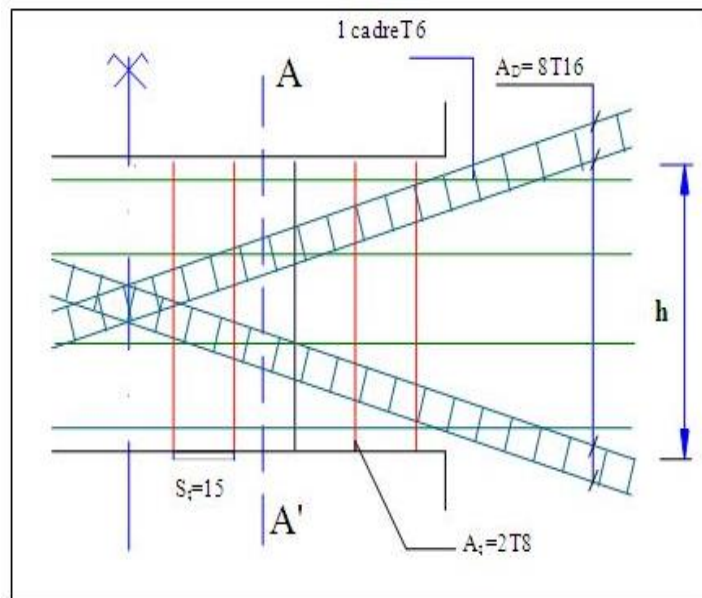
$$A_D = \max(A_{D\text{calcul}}; A_{DRPA}) = \max(17,17; 1,89) = 17,17\text{cm}^2$$

Soit : **8T16 = 18,10cm<sup>2</sup>**

Le ferrailage final du linteau se résume comme suit :

**Tableau .VI.10:** ferrailage des linteaux.

Armatures	Section calculé (cm <sup>2</sup> )	Section Choisir (cm <sup>2</sup> )	Choix des Ferrailage
Armatures Longitudinales	1,71	3,08	2T14
Armatures Transversal	0,75	1,01	2T8
Armatures de peau	2,52	3,14	4T10
Armatures diagonales	17,17	18,10	8T16



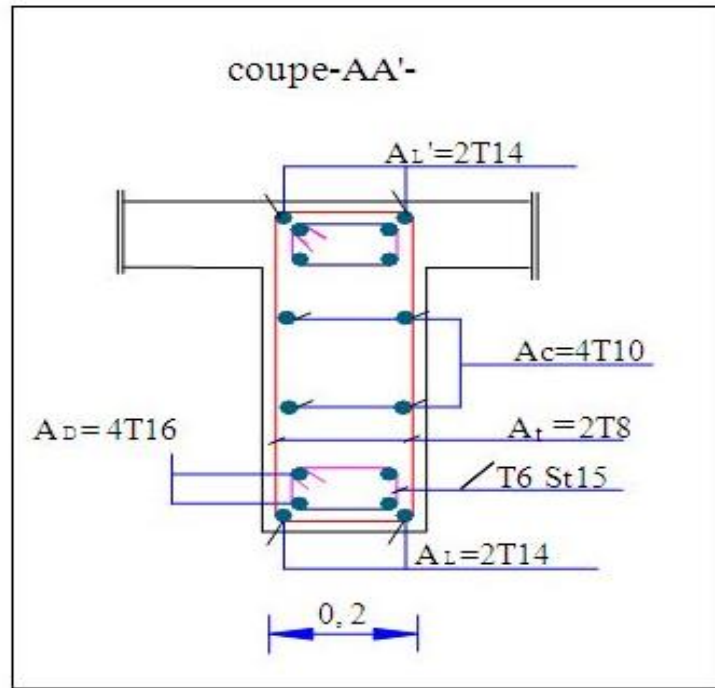


Figure .VI .4 : ferraillage de linteau.

Tableau .VI.11: Tableau récapitulatif des ferrailages des voiles.

Voile	Comb		KN.m	$\sigma_1$ MPa	$\sigma_2$ MPa	X m	$F_{Tot}$ KN	$A_v$ cm <sup>2</sup> /ml	$A_{v2}$ cm <sup>2</sup> /ml	$A_{v tot}$ cm <sup>2</sup> /ml
V1	G+Q±E	N	1556,48	10,86	-7,40	/	/	/	/	/
		M	6317,94							
	0,8G±E	N	1211,35	10,46	-7,77	1,58	1770	28,01	15,48	43,49
		M	6304,41							
V2	G+Q±E	N	2681,22	5,86	2,64	/	/	/	/	/
		M	987,28							
	0,8G±E	N	2416,82	5,38	2,29	/	/	/	/	/
		M	958,35							
V3	G+Q±E	N	1556,48	6,85	-4,14	/	/	/	/	/
		M	6317,94							
	0,8G±E	N	1211,35	6,53	-4,43	2	1204	15,05	12,23	27,28
		M	6304,41							
V4	G+Q±E	N	2043,90	8,97	-4,53	/	/	/	/	/
		M	7964,01							
	0,8G±E	N	1478,15							

---

		M	7889,71	8,30	-5,08	1,78	1265,32	17,77	15,21	32,98
--	--	---	---------	------	-------	------	---------	-------	-------	-------



## Etude de l'infrastructure

### VII.1. Introduction

Les fondations d'une construction sont les parties à la base d'un ouvrage, et qui sont ainsi en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent une des parties essentielles de l'ouvrage puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les critères influant sur le choix d'une fondation sont:

- La qualité du sol.
- Les charge sa menées par la construction.
- Le coût d'exécution.

### VII.2. Différentes fonctions des fondations

- a) Assure l'encastrement de la structure dans le terrain.
- b) Assurer la stabilité de l'ouvrage.
- c) Transmission des efforts de la superstructure au sol.
- d) Limiter les tassements différentiels à des valeurs acceptables.

### VII.3. Différents types des fondations

Les fondations superficielles sont de trois types:

#### ❖ Semelle isolée :

La semelle isolée est une fondation superficielle, support la charge verticale due à la superstructure et les transmette ou sol ; sont placée sous un poteau.

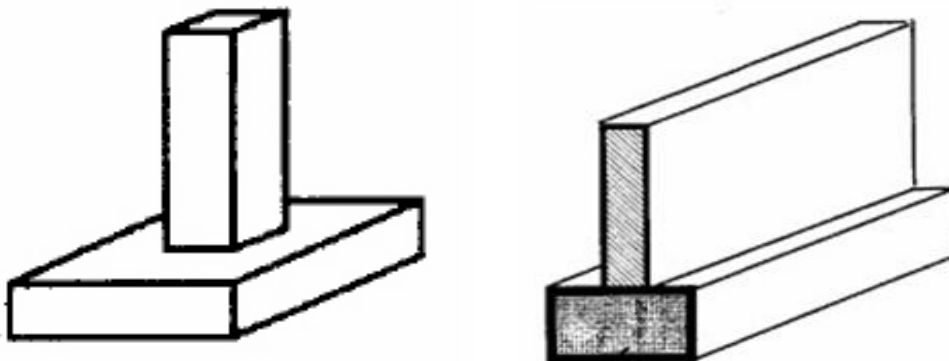


Figure .VII.1 : Semelle isolée.

❖ **Semelle filante :**

La semelle filante est une fondation superficielle, composé de béton uniquement (pour les habitations en générale) ou de béton armée (pour les plus gros bâtiments) ; sont placée sous un mur ou plusieurs poteaux rapprochés.

❖ **Radier générale :**

Un radier est une dalle plane éventuellement nervurée constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Elle comporte parfois des débords (consols extérieures).

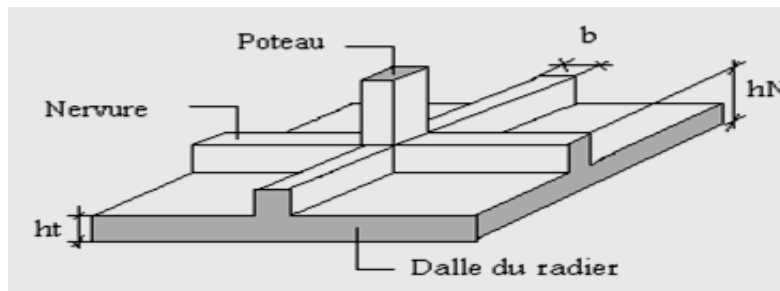


Figure .VII.2: Radier général.

**VII.4.Etude des fondations**



Figure .VII.3 : Schéma de fondation.

**VII.4.1. Combinaison d'action**

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1,35G + 1,5Q) pour le ferrailage.
- Vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel :  $\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$

**VII.4.2. Vérification des semelles isolées**

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par l'ETABS/V9.6.0.

S : surface d'appui de la semelle.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec : le poteau le plus sollicité a une section carrée (B × B), donc :  $S = B^2$

$$N_s = 984,40 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bar} = 150 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Leftrightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{984,40}{150}} = 2,56 \text{ m}$$

$$B \geq 2,56 \text{ m}$$

- **Remarque**

Vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 1,70 m, on remarque qu'il va avoir un Chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient Pas à notre cas.

**VII.4.3. Vérification des Semelles filantes**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S}$$

Tel que:

$N = \sum N_i$  de chaque file de poteaux .

$$S = B \times L$$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{\text{sol}}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

- **Sens x-x :**

**Tableau .VII.1:** Sections des semelles filantes.

File	N(KN)	L(m)	B(m)	B choisir(m)	S(m <sup>2</sup> )
1	3391,40	21,30	1,06	1,20	25,56
2	4968,02	21,30	1,55	1,60	34,08
3	5111,83	21,30	1,60	1,65	35,15
4	2797,14	9,60	1,94	1,96	18,82
5	2181,84	9,60	1,52	1,55	14,88
6	997,94	9,60	0,69	1	9,60

- **Sens y-y :**

**Tableau .VII.2:** Sections des semelles filantes.

File	N(KN)	L(m)	B(m)	B choisir(m)	S (m <sup>2</sup> )
A	1351,37	9,41	0,96	1,10	10,35

<b>B</b>	1784,15	9,41	1,26	1,35	12,70
<b>C</b>	2188,72	9,41	1,55	1,60	15,06
<b>D</b>	3502,16	20,25	1,15	1,25	25,31
<b>E</b>	3538,11	20,25	1,16	1,30	26,33
<b>F</b>	3697,76	20,25	1,22	1,33	26,93
<b>G</b>	3385,60	20,25	1,11	1,20	24,30

Elle doit vérifier la condition suivante :

- La surface des semelle doit être inférieure a 50% de la surface totale du bâtiment

( $S_{\text{semelle}}/S_{\text{bâtiment}} < 50\%$ ).

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} < 50 \%$$

- Surface totale des semelles = 279,07m<sup>2</sup>.
- Surface total du bâtiment = 323,19 m<sup>2</sup>.

Donc :

$$\frac{279,07}{323,19} = 0,86 = 86 \% > 50 \%$$

Condition non verifeé .

Donc le type de fondation est Radier général.

#### VII.4.4. Etude du Radier général

##### VII.4.4.1. Pré dimensionnement du radier

- **Poids supporté par le radier :**

La définition du poids supporté par le radier est subordonnée de :

$$G_T = \sum_{i=1}^5 G_i$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^5 Q_i$$

Avec :

$G_T$  : La charge permanente totale.

$Q_T$ : La charge d'exploitation totale.

- **Combinaison d'actions :**

- **E.L.U** :  $N_u = 35090,23\text{KN}$

- **E.L.S** :  $N_s = 25635,79\text{KN}$

- **Surface minimale du radier :**

La surface du radier est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S}$$

$$S_r \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{25635,79}{150} = 170,91 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment est de :  $323,19\text{m}^2$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, il faut prévoir un débordement (D).

On prend:  $D = 60\text{cm}$

$$S_r = S_{\text{bâtiment}} + 2 \cdot D \cdot (L_x + L_y)$$

$$S_r = 323,19 + 2 \times 0,60 \times (22,40 + 20,25) = 374,37\text{m}^2$$

Donc :  $S_r = 374,37\text{m}^2$

**Epaisseur du radier :**

L'épaisseur ( $h_r$ ) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

- **1<sup>ère</sup> condition :**

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} = 18,24\text{cm} \leq d \leq 22,80\text{cm} \leftrightarrow L = 4,56\text{m} \\ h_r = d + c = 20 + 5 = 25\text{cm} \leftrightarrow h_r = 25\text{cm} ; d = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$L$  : Longueur maximal d'une bande 1m.

- **2<sup>ème</sup> condition : Condition de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,06f_{c28}$$

$V_u$ : Valeur calcul de l'effort de tranchant à ELU

Avec :

$$v_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{1m \times N_u}{S_r} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{1m \times 35090,23}{374,37} \times \frac{4,56}{2} = 213,71 \text{KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{N_u}{s} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0,9h} \leq \bar{\tau} = 0,06f_{c28}$$

$$h \geq \frac{N_u \times L_{\max}}{0,9 \times 2s \times b \times 0,06f_{c28}} = \frac{35090,23 \times 4,56}{0,9 \times 2 \times 374,37 \times 0,06 \times 25} = 15,83 \text{cm}$$

On prend :  $h = 25 \text{cm}$  ;  $d = 20 \text{cm}$

#### VII.4.4.2. Dimensionnement des poutres de libage

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} = \frac{456}{9} \leq h \leq \frac{456}{6} \leftrightarrow 50,67 \text{cm} \leq h \leq 76 \text{cm}$$

Avec :

L: la longueur maximal d'une poutre de libage  $\leftrightarrow L = 4,56 \text{m}$

On prend :  $h = 55 \text{cm}$  ;  $d = 49,50 \text{cm}$

- **Largeur de la nervure :**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{456}{10} = 45,60 \text{cm}$$

$b = 50 \text{cm}$

#### VII.4.4.3. Vérification des contraintes

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre de libage :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b \left[ h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i \right]$$

$$G_{\text{radier}} = 25[(0,25 \times 374,37) + (0,55 \times 0,50 \times 201,93)] = 3728,08 \text{KN}$$

$$G_{\text{radier}} = 3728,08 \text{KN}$$

**E.L.S:**

$$N_{S-T} = N_{ser} + G_{radier}$$

$$N_{S-T} = 25635,79 + 3728,08 = 29363,87 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{S-T}}{S_{radier}} = \frac{29363,87}{374,37} = 78,44 \text{ KN/m}^2 \leq 150 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée .

**VII.4.4.4. La longueur élastique**

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec :

I : moment d'inertie de la poutre.

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,50 \times 0,55^3}{12} = 0,0069 \text{ m}^4$$

E : Module d'élasticité du béton, E = 32164,20 MPa

b : Largeur de la poutre b = 0,50 m

K : Coefficient de la raideur de sol K =  $3 \times 10^4$  KN/m<sup>3</sup>

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164,20 \times 10^3 \times 0,0069}{3 \times 10^4 \times 0,50}} = 2,77 \text{ m}$$

$$L_{max} = 4,56 \text{ m} < \frac{\pi}{2} L_e = 4,35 \text{ m}$$

Condition vérifiée .

$L_{max}$ : La longueur maximale entre nœuds des poteaux.

**VII.4.4.5. Evaluation des charges pour le calcul du radier**

$$N_{u-T} = N_u + 1,35 \cdot G_{radier}$$

$$N_{u-T} = 35090,23 + 1,35 \times 3728,08 = 40123,14 \text{ KN}$$



$$Q = \sigma_{\max} = \frac{N_{u-T}}{S_r} = \frac{40123,14}{374,37} = 107,18 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 6,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} - \sigma_{\text{radier}} = 107,18 - 6,25 = 100,93 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge en « m<sup>2</sup> » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 100,93 \text{ KN/m}^2$$

#### VII.4.5. Ferrailage du radier

##### VII.4.5.1. Ferrailage des dalles

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis  $L_x$  et  $L_y$  avec  $L_x \leq L_y$ .

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

##### 1<sup>ère</sup> cas :

Si :  $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \geq 0,4 \leftrightarrow$  La dalle portante suivant les deux directions.

Les moments sont données par :

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

##### ✚ Moment en travée:

$$M_t = 0,85M_0 \quad \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_0 \quad \text{panneau intermédiaire.}$$

##### ✚ Moment sur appuis :

$$M_a = 0,35M_0 \quad \text{appuis de rive.}$$

$$M_t = 0,5M_0 \quad \text{appuis intermédiaire.}$$

##### 2<sup>ème</sup> cas :

Si :  $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0,4 \leftrightarrow$  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 (le plus grand)

✚ Exemple de calcul :

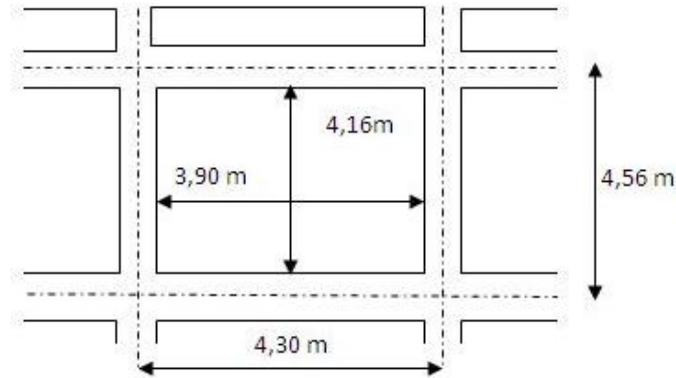


Figure .VII.4 : Schéma du panneau le plus défavorable.

$$L_x = 4,30 - 0,4 = 3,90\text{m}$$

$$L_y = 4,56 - 0,4 = 4,16\text{m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,90}{4,16} = 0,93 \geq 0,4 \leftrightarrow \text{La dalle portante suivant les deux directions.}$$

$$\alpha = 0,93 \leftrightarrow \mu_x = 0,0428$$

$$\alpha = 0,93 \leftrightarrow \mu_y = 0,8450$$

$$M_{0x} = 0,0428 \times 100,93 \times 3,90^2 = 65,70\text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,8450 \times 65,70 = 55,52\text{ KN.m}$$

Les valeurs des moments sont :

- **En travée :**

**Sens x :**

$$M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 65,70 = 55,85\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{55,85 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 200^2} = 0,098$$

$$\mu = 0,098 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,098)}}{2} = 0,948$$

$$A = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{55,85 \times 10^6}{348 \times 0,948 \times 200} = 846,45 \text{mm}^2 = 8,46 \text{cm}^2$$

On adopte : **6T14 /ml = 9,24cm<sup>2</sup>**.

**Sens-y :**

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 55,52 = 47,19 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{47,19 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 200^2} = 0,083$$

$$\mu = 0,083 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,083)}}{2} = 0,956$$

$$A = \frac{M_{ty}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{47,19 \times 10^6}{348 \times 0,956 \times 200} = 709,22 \text{mm}^2 = 7,09 \text{cm}^2$$

On adopte : **5T14 /ml= 7,70 cm<sup>2</sup>**.

• **En appuis :**

**Sens x :**

$$M_{ax} = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 65,70 = 32,85 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{32,85 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 200^2} = 0,057$$

$$\mu = 0,057 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,057)}}{2} = 0,970$$

$$A = \frac{M_{ax}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{32,85 \times 10^6}{348 \times 0,970 \times 200} = 486,58 \text{mm}^2 = 4,86 \text{cm}^2$$

On adopte : **4T14 /ml=6,16 cm<sup>2</sup>**

**Sens-y :**

$$M_{ay} = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 55,52 = 27,76 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{27,76 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 200^2} = 0,048$$

$$\mu = 0,048 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,048)}}{2} = 0,975$$

$$A = \frac{M_{ay}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{27,76 \times 10^6}{348 \times 0,975 \times 200} = 409,08 \text{mm}^2 = 4,09 \text{cm}^2$$

On adopte : **4T12 /ml = 4,52cm<sup>2</sup>**

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier, avec un espacement de 25 cm.

▪ **Vérification de l'espacement :**

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t \leq 33\text{cm}$$

Condition vérifiée.

**VII.4.5.2. Vérification des contraintes à ELS**

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{29363,87}{374,37} = 78,44 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 6,25 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} - \sigma_{\text{radier}} = 78,44 - 6,25 = 72,19 \text{KN/m}^2$$

Donc la charge en « m<sup>2</sup> » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 72,19 \text{KN/m}^2$$

Avec :

$$\alpha = 0,93 \leftrightarrow \mu_x = 0,0500$$

$$\alpha = 0,93 \leftrightarrow \mu_y = 0,8939$$

$$M_{0x} = 0,0500 \times 72,19 \times 3,90^2 = 54,90 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,8939 \times 54,90 = 49,08 \text{KN.m}$$

Les valeurs des moments sont :

$$M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 54,90 = 46,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 49,08 = 41,72 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

**Sens x:**

**Tableau.VI.3:** Vérification des contraintes (ELS).

<b>Moment (E.L.S)</b>	<b><math>M_s</math></b>	<b>46,67KN.m</b>
<b>Position de l'axe neutre</b>	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{9,24}{100} = 1,39 \text{ cm}$ $E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 1,39 \times 20 = 55,60 \text{ cm}^2$ $Y = 6,19 \text{ cm}$	6,19cm
<b>Moment d'inertie</b>	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$ $I = \frac{100 \times 6,19^3}{3} + 15 \times 9,24 \times (20 - 6,19)^2 = 34339,14 \text{ cm}^4$	34339,14cm <sup>4</sup>
<b>Coefficient</b>	$K = \frac{M_s}{I} = \frac{46,67 \times 10^3}{34339,14} = 1,36 \text{ MPa/cm}$	1,36 MPa/cm
<b>Contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b = K \cdot Y = 1,36 \times 6,19 = 8,42 \text{ MPa}$	8,42MPa
<b>Contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s = 15K(d - Y)$ $= 15 \times 1,36 \times (20 - 6,19) = 281,72 \text{ MPa}$	281,72MPa

<b>Vérification de contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$ $8,42\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$	$8,42\text{MPa} \leq 15\text{MPa}$
<b>Vérification contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = 400\text{MPa}$	$281,72\text{MPa} < 400\text{MPa}$

Sens y:

Tableau.VI.4: Vérification des contraintes (ELS).

<b>Moment (E.L.S)</b>	<b><math>M_s</math></b>	<b>41,72KN.m</b>
<b>Position de l'axe neutre</b>	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{7,70}{100} = 1,16\text{cm}$ $E = 2. D. d = 2 \times 1,16 \times 20 = 46,40\text{cm}^2$ $Y = 5,75\text{cm}$	5,75cm
<b>Moment d'inertie</b>	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$ $I = \frac{100 \times 5,75^3}{3} + 15 \times 7,70 \times (20 - 5,75)^2 = 29790,69\text{cm}^4$	29790,69 cm <sup>4</sup>
<b>Coefficient</b>	$K = \frac{M_s}{I} = \frac{41,72 \times 10^3}{29790,69} = 1,40 \text{ MPa/cm}$	1,40MPa/cm
<b>Contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b = K. Y = 1,40 \times 5,75 = 8,05\text{MPa}$	8,05MPa
<b>Contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s = 15K(d - Y)$ $= 15 \times 1,40 \times (20 - 5,75) = 299,25\text{MPa}$	299,25MPa

<b>Vérification de contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$ $8,05\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$	$8,05\text{MPa} \leq 15\text{MPa}$
<b>Vérification contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = 400\text{MPa}$	$299,25\text{MPa} < 400\text{MPa}$

• **En appuis :**

**Sens x :**

$$M_{ax} = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 54,90 = 27,45\text{KN.m}$$

**Tableau.VI.5:** Vérification des contraintes (ELS).

<b>Moment (E.L.S)</b>	<b><math>M_s</math></b>	<b>27,45KN.m</b>
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{6,16}{100} = 0,92\text{cm}$ $E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 0,92 \times 20 = 36,80\text{cm}^2$ $Y = 5,22\text{cm}$	5,22cm
<b>Moment d'inertie</b>	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$ $I = \frac{100 \times 5,22^3}{3} + 15 \times 6,16 \times (20 - 5,22)^2 = 24925,85\text{cm}^4$	24925,85cm <sup>4</sup>
<b>Coefficient</b>	$K = \frac{M_s}{I} = \frac{27,45 \times 10^3}{24925,85} = 1,10 \text{ MPa/cm}$	1,10MPa/cm
<b>Contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b = K \cdot Y = 1,10 \times 5,22 = 5,74\text{MPa}$	5,74MPa

<b>Contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s = 15K(d - Y)$ $= 15 \times 1,10$ $\times (20 - 5,22)$ $= 243,87\text{MPa}$	243,87MPa
<b>Vérification de contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$ $5,74\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$	$5,74\text{MPa} \leq 15\text{MPa}$
<b>Vérification contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = 400\text{MPa}$	$243,87\text{MPa} < 400\text{MPa}$

Sens y :

Tableau.VI.6: Vérification des contraintes (ELS).

<b>Moment (E.L.S)</b>	<b><math>M_s</math></b>	<b>24,54KN.m</b>
<b>Position de l'axe neutre</b>	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{4,52}{100} = 0,68 \text{ cm}$ $E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 0,68 \times 20$ $= 27,20\text{cm}^2$ $Y = 4,58\text{cm}$	4,58cm
<b>Moment d'inertie</b>	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$ $I = \frac{100 \times 4,58^3}{3} + 15 \times 4,52$ $\times (20 - 4,58)^2$ $= 19323,64\text{cm}^4$	19323,64 cm <sup>4</sup>
<b>Coefficient</b>	$K = \frac{M_s}{I} = \frac{24,54 \times 10^3}{19323,64}$ $= 1,26 \text{ MPa/cm}$	1,26 MPa/cm
<b>Contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b = K \cdot Y = 1,26 \times 4,58 = 5,77\text{MPa}$	5,77MPa



<b>Contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s = 15K(d - Y)$ $= 15 \times 1,26$ $\times (20 - 4,58)$ $= 291,44\text{MPa}$	291,44MPa
<b>Vérification de contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$ $5,77\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25$ $= 15 \text{ MPa}$	$5,77\text{MPa} \leq 15\text{MPa}$
<b>Vérification contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = 400\text{MPa}$	$291,44\text{MPa} < 400\text{MPa}$

➤ **Vérification du radier**

- **Vérification à l'effet de sous pression :**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique.

On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \times \gamma \times h \times S_r$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{\text{bati}} + W_{\text{radi}} = 21922,25 + 3728,08 = 25650,33\text{KN}$$

$\alpha$ : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ( $\alpha = 1,5$ ).

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10\text{KN/m}^3$ ).

h : Profondeur de l'infrastructure ( $h = 2\text{m}$ ).

$S_r$  : Surface du radier ( $S_r = 374,37\text{m}^2$ ).

$$\alpha \times \gamma \times h \times S_r = 1,5 \times 10 \times 2 \times 374,37 = 11231,10 \text{ KN}$$

$$W = 25650,33 \text{ KN} \geq \alpha \times \gamma \times h \times S_r = 11231,10 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

- **Vérification de au poinçonnement :(Article 5.2.4.2 de C.B.A)**

D'après les règles BAEL91, la vérification au poinçonnement doit se faire sous le voile le plus sollicité, dans notre cas le voile le plus sollicité est le voile  $V_3$  ; de longueur 4,96 m.

On doit vérifier :

$$N_u \leq 0,045 \times \mu_c \times f_{c28} \times h$$

Avec :

$\mu_c$ : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

$$\mu_c = 2(L + b + 2 \times h_r)$$

L et b : Dimensions de voile .

h: L'épaisseur du radier.

$N_u$  : La charge calcul vis-à-vis à l'ELU.

$$\mu_c = 2(496 + 200 + 2 \times 250) = 2392 \text{ mm} = 2,39 \text{ m}$$

$$0,045 \times 2392 \times 25 \times 250 = 672750 \text{ N} = 672,75 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{N_u}{L} = \frac{1816,56}{4,96} = 366,24 \text{ KN/ml}$$

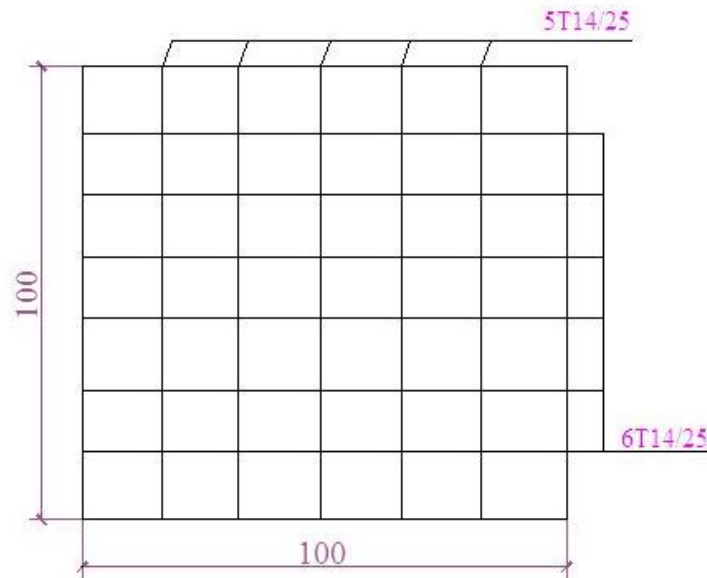
$$366,24 \text{ KN/ml} \leq 672,75 \text{ KN/ml}$$

Condition vérifiée.

Donc le radier résiste au poinçonnement.

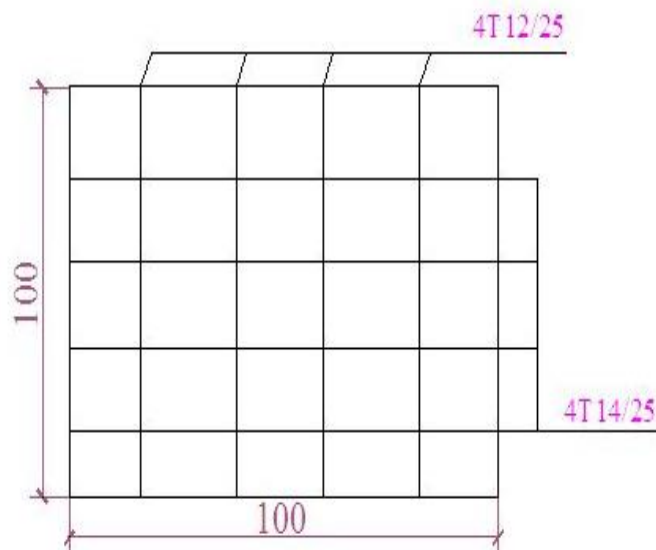
➤ **Schéma de ferrailage du radier :**

- En travée



**Figure.VII.5 :** Schéma de ferrailage du radier.

- En appuis



**Figure.VII.6 :** Schéma de ferrailage du radier.

**VII. 4.6. Ferrailage des poutres de libages**

Le rapport  $\alpha = \frac{L_x}{L_y} > 0,4$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges

triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques ; selon BAEL91.

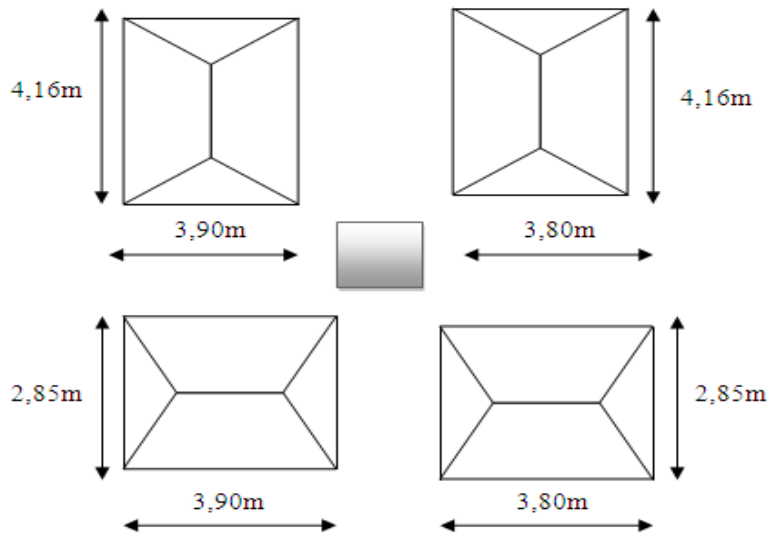


Figure .VII.7 : Schéma des panneaux.

Sens longitudinal :

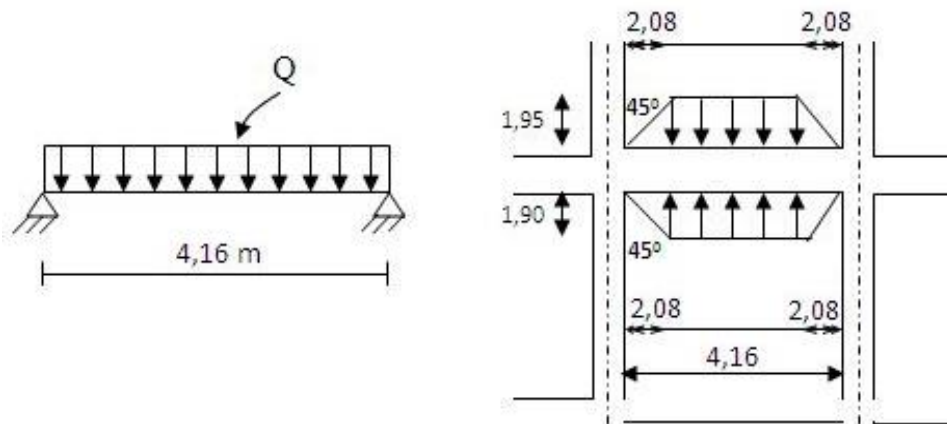


Figure .VII.8 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

$$L_{\max} = 4,16\text{m}$$

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{L_{x1}^2}{3 \cdot L_{y1}^2} \right) \cdot L_{x1} + \left( 1 - \frac{L_{x2}^2}{3 \cdot L_{y1}^2} \right) \cdot L_{x2} \right]$$

Avec :

$$L_{x1} = 3,80\text{m} ; L_{y1} = 4,16\text{m} ; L_{x2} = 3,90\text{m} ; Q = 100,93\text{ KN/m}^2$$

$$Q' = \frac{100,93}{2} \left[ \left( 1 - \frac{3,80^2}{3 \times 4,16^2} \right) \times 3,80 + \left( 1 - \frac{3,90^2}{3 \times 4,16^2} \right) \times 3,90 \right] = 277,58\text{KN}$$

Donc :

$$M_0 = \frac{Q' \times L^2}{8} = \frac{277,58 \times 4,16^2}{8} = 600,46\text{KN.m}$$

**Calcul du ferrailage :**

- **En travée :**

$$M_t = 0,85M_0 = 510,39\text{KN.m} ; b = 50\text{ cm} ; h = 55\text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 49,50\text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{510,39 \times 10^6}{14,17 \times 500 \times 495^2} = 0,294$$

$$\mu = 0,294 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,294)}}{2} = 0,821$$

$$A = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{510,39 \times 10^6}{348 \times 0,821 \times 495} = 3608,89\text{mm}^2 = 36,08\text{cm}^2$$

On adopte : **4T16 + 4T20 + 4T25 = 40,25cm<sup>2</sup>**

- **En appuis :**

**Appuis intermédiaires:**

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \times 600,46 = 300,23\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{300,23 \times 10^6}{14,17 \times 500 \times 495^2} = 0,173$$

$$\mu = 0,173 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,173)}}{2} = 0,904$$

$$A = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{300,23 \times 10^6}{348 \times 0,904 \times 495} = 1927,97 \text{ mm}^2 = 19,27 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T16 + 4T20 = 20,61 cm<sup>2</sup>**

**Appuis de rive:**

$$M_a = 0,2M_0 = 0,2 \times 600,46 = 120,09 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{120,09 \times 10^6}{14,17 \times 500 \times 495^2} = 0,069$$

$$\mu = 0,069 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

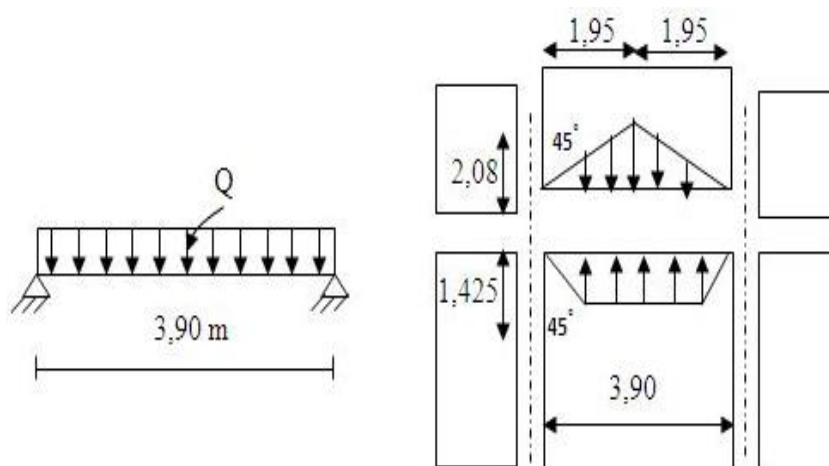
Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,069)}}{2} = 0,964$$

$$A = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{120,09 \times 10^6}{348 \times 0,964 \times 495} = 723,17 \text{ mm}^2 = 7,23 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T16 = 8,04 cm<sup>2</sup>**

**Sens transversal:**



**Figure .VII.9:** Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

**Calcul de Q':**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{L_{x1}^2}{3 \cdot L_{y1}^2} \right) \cdot L_{x1} + \frac{2}{3} L_{x2} \right]$$

Tel que :

$$Q = 100,93 \text{KN} ; L_{x1} = 2,85 \text{m} ; L_{y1} = 3,90 \text{m} ; L_{x2} = 3,90 \text{m}$$

$$Q' = \frac{100,93}{2} \left[ \left( 1 - \frac{2,85^2}{3 \times 3,90^2} \right) \times 2,85 + \frac{2}{3} \times 3,90 \right] = 249,43 \text{KN}$$

$$M_0 = \frac{Q' \times L^2}{8} = \frac{249,43 \times 3,90^2}{8} = 474,23 \text{KN.m}$$

**Calcul du ferrailage :**

- **En travée :**

$$M_t = 0,85M_0 = 403,10 \text{KN.m} ; b = 50 \text{cm} ; h = 550 \text{cm} ; d = 0,9 \times h = 495,0 \text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{403,10 \times 10^6}{14,17 \times 500 \times 495^2} = 0,232$$

$$\mu = 0,232 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,232)}}{2} = 0,866$$

$$A = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{403,10 \times 10^6}{348 \times 0,866 \times 495} = 2702,16 \text{mm}^2 = 27,02 \text{cm}^2$$

On adopte : **4T16 + 4T25 = 27,68cm<sup>2</sup>**

- **En appuis :**

**Appuis intermédiaires:**

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \times 474,23 = 237,12 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{237,12 \times 10^6}{14,17 \times 500 \times 495^2} = 0,136$$

$$\mu = 0,136 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,136)}}{2} = 0,926$$

$$A = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{237,12 \times 10^6}{348 \times 0,926 \times 495} = 1486,53 \text{ mm}^2 = 14,86 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T16 + 4T16 = 16,08 cm<sup>2</sup>**

#### Appuis de rive:

$$M_a = 0,2M_0 = 0,2 \times 474,23 = 94,85 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{94,85 \times 10^6}{14,17 \times 500 \times 495^2} = 0,055$$

$$\mu = 0,055 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,055)}}{2} = 0,972$$

$$A = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{94,85 \times 10^6}{348 \times 0,972 \times 495} = 566,48 \text{ mm}^2 = 5,66 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T14 = 6,16 cm<sup>2</sup>**.

#### VII.4.6.1. Armature de peau

Ce sont des armatures réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins **3 cm<sup>2</sup>** par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$A_{sp} = 3 \times 2 \times (b_0 + h)$$

$$A_{sp} = 3 \times 2 \times (0,50 + 0,55) = 6,30 \text{ cm}^2$$

On adopte : **2T12 + 4T14 = 8,42 cm<sup>2</sup>**



**VII.4.6.2. Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{142,47 \times 10^3}{500 \times 495} = 0,58 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28} ; 4 \text{MPa}) = 2,50 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,58 < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{MPa}$$

Condition vérifiée.

▪ **Armatures transversales :****Diamètre :**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \varphi_l ; \frac{b}{10}\right) = \min(15,71 \text{mm} ; 12 \text{mm} ; 50 \text{mm}) = 12 \text{mm}$$

On prend :  $\varphi_t = 10 \text{mm}$ **Espacement :**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4} ; 12\varphi_l\right) = \min(13,75 ; 12) = 12 \text{cm}$$

On prend :  $S_t = 12 \text{mm}$ 

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{tj}}{0,8f_e}$$

$$A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,3 \times f_{tj})b \times S_t}{0,8f_e} = \frac{(0,58 - 0,3 \times 2,1) \times 500 \times 12}{0,8 \times 400} = 0,94 \text{cm}^2$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 2T12+2T10,  $A=3,83 \text{cm}^2$ .

$$\frac{A_t \times f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{MPa}\right) \leftrightarrow \max\left(\frac{0,58}{2} ; 0,4 \text{MPa}\right) = 0,4 \text{MPa}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \cdot S_t} = \frac{3,83 \times 400}{500 \times 12} = 25,53 \text{MPa} \geq 0,4 \text{MPa}$$

Condition vérifiée.

❖ **Schéma de Ferrailage****Tableau.VI.7:** Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinale et transversale.

Position	Sens longitudinal	Sens transversal
En travée		
En Appuis intermédiaires		
En Appuis de rive		

## Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et l'étudiant master ; c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les années de formation.

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances.

Notre structure est un bâtiment constitué d'un RDC et cinq étages à usage d'habitation, implanté à Tissimsilt qui est classée en zone IIa.

L'étude a été commencée par mettre les hypothèses de calcul et le pré dimensionnement de la structure. Nous avons calculé ensuite les éléments secondaires (escaliers, plancher, acrotère) et vérifié les résultats vis à vis de l'action du séisme. Et puis on termine ce travail par le calcul des éléments structuraux (poteau, poutre, voile) et l'étude de l'infrastructure ; leur étude est à partir des différents règlements techniques.

D'après le dernier chapitre, on conclure que l'augmentation de la hauteur de la structure a une influence sur les performances sismiques de la structure notamment l'effort tranchant à la base, les périodes fondamentales et les facteurs de participation massique cumulée.

Le master et l'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une bonne conception doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humains et matériels, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

## Résumé

L'objectif de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé de forme irrégulière, constituée de 5 étages et d'un rez-de-chaussée à usage d'habitation ; bâtiment situé à Tissimsilt, qui est une zone de moyenne sismicité. C'est une structure contreventée par des voiles et portique (poutre, poteau), sa conception est faite conformément aux Règlements Parasismique Algérien (RPA99 version 2003) et les codes du béton armé (CBA 93, BAEL 91).

L'influence de la hauteur de bâtiment sur ses performances sismiques a été étudiée en augmentant le nombre d'étages et faire les vérifications nécessaires selon les règlements parasismiques Algériens.

## Mots clés

Béton armé, Voile, Sismiques, Poutre, Poteau

## المخلص

الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة من الخرسانة المسلحة تتكون من 5 طوابق مخصصة للسكن، و التي تقع في ولاية تيسمسيلت التي تعتبر ذات نشاط زلزالي متوسط. و نضمن مقاومة المنشأة بإنشاء جدران من الاسمنت المسلح، الأعمدة و الروافد . و دراسة المنشأة تم انجازها حسب تعليمات الزلزال في الجزائر ( RPA99/2003 ) و قوانين الخرسانة المسلحة (CBA93 ; BAEL 91) .

دراسة تأثير ارتفاع البناية على خصائصها الزلزالية و ذلك بزيادة عدد الطوابق، و مراقبة النتائج بواسطة قانون الزلزال في الجزائر.

## الكلمات المفتاحية

الخرسانة المسلحة , جدران ; الزلزال , الأعمدة , الروافد.

## Abstract

The objective of this work is the study of a concrete reinforced structure with an irregular shape, made up of 5 floors and a ground floor. This structure is located at Tissemsilt which belongs to the zone of average seismicity. It is a structure braced by wall and beams, columns; its design is made in accordance with Algerian Parasismic regulations (RPA99 version 2003) and the codes of the reinforced concrete (CBA 93, BAEL 91).

The influence of building's height on its seismic performances was studied by increasing the number of floors and making the necessary verifications according to the Algerian seismic regulations.

## Key words

Reinforced concrete, Wall, Seismic, Columns, Beams.

## Liste des tableaux

### Partie I

Tableau .I.1 : Valeur de $\theta$ .....	09
Tableau .I.2 : Les déformations limitent du pivot.....	12
Tableau .II.1 : Charge permanente due aux planchers terrasse.....	19
Tableau. II.2 : Charge permanente due aux planchers étage courant.....	19
Tableau. II.3 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	20
Tableau. II.4 : Evaluation des charges dans les murs intérieurs.....	21
Tableau. II.5 : Les Charges d'exploitation.....	21
Tableau. II.6 : Tableau présente la loi dégression de la surcharge.....	27
Tableau. II.7 : Résultats de la descente des charges du poteau (E .4).....	28
Tableau. II.8 : Résultats de la Vérification au flambement.....	33
Tableau. II.9 : Choix des sections des poteaux.....	34
Tableau. II.10 : Sections des poteaux, des poutres, des voiles et des planchers.....	36
Tableau.III.1 : Vérification à l'E.L.S.....	43
Tableau .III.2: Evaluation des charges de balcon Etage courant.....	46
Tableau.III.3: Evaluation des charges permanentes et d'exploitations de garde corps de balcon.....	47
Tableau. III.4 : Vérification à l'E.L.S de balcon type 1.....	49
Tableau. III.5 : Vérification à l'E.L.S de balcon type 2.....	53
Tableau .III.6 : Charge permanente et d'exploitation de paillasse.....	58
Tableau. III.7 : Charge permanente et d'exploitation de palier.....	59
Tableau .III.8 : Combinaisons de charges considérées pour l'escalier à deux volées.....	59

Tableau.III.9 : Sollicitations de calcul pour l'escalier à deux volées.....	64
Tableau. III.10 : Ferrailage d'escalier.....	69
Tableau. III.11 : Vérification à l'E.L.S de l'escalier à deux volées en travée.....	69
Tableau. III.12 : Vérification à l'E.L.S de l'escalier à deux volées en appuis.....	70
Tableau. III.13 : Vérification à l'E.L.S de l'escalier à deux volées en travée.....	77
Tableau.III.14 : Vérification à l'E.L.S de l'escalier à deux volées en appuis.....	78
Tableau. IV.1 : Charge permanent et charge d'exploitation.....	88
Tableau. IV.2 : Résultat des moments sur appuis et moments sur travée E.L.U.....	90
Tableau. IV.3 : Résultat des moments sur appuis et moments sur travée E.L.S.....	92
Tableau. IV.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (étage courants).....	94
Tableau. IV.5 : Vérification à l'E.L.S de poutrelle en travée.....	100
Tableau. IV.6 : Vérification à l'E.L.S de poutrelle en appuis.....	101
Tableau. IV.7 : Résultat des moments sur appuis et moments sur travée E.L.U.....	104
Tableau. IV.8 : Résultat des moments sur appuis et moments sur travée E.L.S.....	106
Tableau. IV.9:Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (terrasse).....	108
Tableau. IV.10 : Vérification à l'E.L.S de poutrelle en travée.....	114
Tableau. IV.11 : Vérification à l'E.L.S de poutrelle en appuis.....	115
Tableau. V.1 : Tableau récapitulatif de poids de la structure.....	123
Tableau. V.2 : Valeurs des pénalités.....	126
Tableau .V.3 : Participation des masses cumulées.....	129
Tableau .V.4 : Vérification de l'effort normal réduit.....	132
Tableau .V.5 : Déplacements relatifs inter étages suivant X-X.....	133
Tableau .V.6 : Déplacements relatifs inter étages suivant Y-Y.....	134

Tableau .V.7: Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ suivant X-X.....	135
Tableau .V.8: Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ suivant Y-Y.....	136
Tableau .VI.1 : Les sections d'armatures des poteaux.....	138
Tableau. VI.2 : Valeur de Combinaison de calcul.....	138
Tableau.VI.3 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	141
Tableau.VI.4 : Ferrailages des poteaux.....	144
Tableau.VI.5 : Tableaux des valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant de 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> genre.....	147
Tableau.VI.6 : Tableau Récapitulation du ferrailage des poutres principales et secondaires intermédiaire.....	148
Tableau.VI.7: Vérification des contraintes (ELS).....	150
Tableau.VI.8: Ferrailage des poutres principales.....	152
Tableau.VI.9: Ferrailage des poutres secondaire.....	153
Tableau .VI.10: Ferrailage des linteaux.....	169
Tableau .VI.11: Tableau récapitulatif des ferrailages des voiles.....	170
Tableau .VII.1: Sections des semelles filantes.....	175
Tableau.VII.2: Sections des semelles filantes.....	175
Tableau.VI.3: Vérification des contraintes (ELS).....	184
Tableau.VI.4: Vérification des contraintes (ELS).....	185
Tableau.VI.5: Vérification des contraintes (ELS).....	186
Tableau.VI.6: Vérification des contraintes (ELS).....	187
Tableau.VI.7: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinale et transversale.....	196

## **Partie II**

Tableau.I.1 : Participation des masses cumulées de la variant R+10.....	201
Tableau. I.2: Vérification de l'effort tranchant dynamique à la base.....	202
Tableau. I.3 : Participation des masses cumulées de la variant R+15.....	202
Tableau. I.4: Vérification de l'effort tranchant dynamique à la base.....	203
Tableau. I.5 : Participation des masses cumulées de la variant R+20.....	204
Tableau. I.6: Vérification de l'effort tranchant dynamique à la base.....	205



## Liste des figures

### Partie I

Figure. I.1 : Dimensions en plans de bâtiment.....	03
Figure. I.2 : Coupe d'une dalle pleine.....	05
Figure. I.3 : Brique creuse.....	05
Figure. I.4 : Diagramme de Contrainte-Déformation à l'E.L.U.R.....	09
Figure. I.5 : Diagramme de Contrainte-Déformation à l'E.L.S.....	10
Figure .I.6 : Diagramme Contrainte-Déformation pour l'Acier.....	10
Figure. I.7 : Diagramme des déformations limitées de la section «Règles des trois pivots».....	13
Figure. II.1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	15
Figure. II.2 : Coupe d'un plancher à corps creux.....	17
Figure .II.3 : Coupe transversale d'une poutrelle.....	17
Figure. II.4 : Plancher à corps creux.....	18
Figure. II.5 : Plancher terrasse inaccessible.....	18
Figure. II.6 : Plancher étage courant.....	19
Figure .II.7 : Coupe transversale d'un mur de façade.....	20
Figure. II.8 : Dimensions d'une poutre.....	22
Figure. II.9 : Section de poutre principale.....	24
Figure .II.10 : Section de poutre secondaire.....	25
Figure .II.11 : La dégression des charges.....	26
Figure. II.12 : La section le plus sollicité du poteau.....	27
Figure .II.13: Coupe de voile en élévation.....	35
Figure. III.1. Schéma de l'acrotère.....	37
Figure. III.2: Ferrailage de l'acrotère.....	44
Figure. III.3: Coupe de l'acrotère.....	45

Figure.III.4 : Schéma statique de balcon type1.....	45
Figure.III.5 : Schéma statique de balcon type 2.....	46
Figure .III.6 : Ferrailage de balcon type 1.....	50
Figure .III.7 : Ferrailage de balcon type 2.....	54
Figure .III.8: Composants des escaliers.....	55
Figure .III.9 : Vue en plan d'escaliers.....	56
Figure.III.10 : Schémas statique.....	57
Figure.III.11: Schéma statique de l'escalier à deux volées.....	60
Figure.III.12: Charge de paillasse et charge de palier à E.L.U.R.....	60
Figure.III.13: Diagrammes des efforts internes à l'ELU.....	62
Figure.III.14 : Charge de paillasse et charge de palier à E.L.S.....	62
Figure.III.15: Diagrammes des efforts internes à E.L.S.....	64
Figure .III. 16 : Schéma de ferrailage de l'escalier en travée.....	66
Figure. III.17 : Schéma de ferrailage de l'escalier en appuis.....	68
Figure .III.18 : Ferrailage de l'escalier.....	71
Figure. III.19 : Schéma de poutre palier.....	72
Figure. III.20 : Schéma statique de poutre palier.....	72
Figure. III.21: Diagramme de la poutre palière à la flexion E.L.U.....	74
Figure. III.22: Diagramme de la poutre palière à la flexion E.L.S.....	75
Figure. III.23 : Diagramme de la poutre palière à la torsion.....	81
Figure. III.24 : Ferrailage de la poutre palière.....	83
Figure .IV.1 : Schéma d'un plancher à corps creux.....	84
Figure .IV.2 : Schéma d'une poutre continue.....	87
Figure. IV.3: Diagramme de moment à l'E.L.U.....	93
Figure. IV.4: Diagramme de L'effort tranchant à l'E.L.U.....	93
Figure. IV.5: Diagramme de moment à l'E.L.S.....	94

Figure. IV.6: Diagramme de L'effort tranchant à l'E.L.S.....	94
Figure. IV.7 : Dimensionnement de plancher.....	95
Figure. IV.8 : Schéma de ferrailage en appui et en travées.....	102
Figure. IV.9: Schéma de ferrailage.....	103
Figure. IV.10:Diagramme de moment à l'E.L.U.....	107
Figure. IV.11: Diagramme de L'effort tranchant à l'E.L.U.....	107
Figure. IV.12: Diagramme de moment à l'E.L.S.....	108
Figure. IV.13: Diagramme de L'effort tranchant à l'E.L.S.....	108
Figure. IV.14 : Dimensionnement de plancher.....	109
Figure. IV.15 : Schéma de ferrailage en appui et en travées.....	116
Figure. IV.16: Schéma de ferrailage.....	117
Figure. V.1 : Modèle 3D de la structure.....	119
Figure .V.2 : Spectre de réponse de calcul.....	128
Figure .V.3 : La Disposition des voiles.....	128
Figure .V.4 : Premier mode (T=0,510689sec) principal de vibration suivant X.....	129
Figure .V.5 : deuxième mode (T=0,482926sec) principal de vibration suivant Y.....	130
Figure. V.6:Troisième mode (T=0,341551sec) principal de vibration en torsion.....	130
Figure .VI.1 : Vue en plan du voile plein en U.....	155
Figure .VI.2: Disposition des armatures du voile.....	161
Figure .VI.3: Vue en plan du voile avec un seul fil d'ouverture.....	161
Figure .VI.4 : Ferrailage de linteau.....	170
Figure .VII.1 : Semelle isolée.....	172
Figure .VII.2: Radier général.....	173
Figure .VII.3 : Schéma de fondation.....	173
Figure .VII.4 : Schéma du panneau le plus défavorable.....	181
Figure.VII.5 : Schéma de ferrailage du radier.....	190

Figure.VII.6 : Schéma de ferrailage du radier.....	190
Figure .VII.7 : Schéma des panneaux.....	191
Figure .VII.8 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	191
Figure .VII.9 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	193

## **Partie II**

Figure. I.1 : Les différents niveaux étudiés.....	200
Figure. I.2 : Histogramme des efforts tranchants à la base dans le sens x.....	205
Figure. I.3 : Histogramme des efforts tranchants à la base dans le sens y.....	206
Figure. I.4: Histogramme des périodes.....	206

## Liste des symboles

- $\varphi$  : L'angle de frottement.
- $\gamma_{\text{sol}}$  : Le poids spécifique du sol.
- $\sigma_{\text{sol}}$  : Capacité portante du sol.
- $K$  : Coefficient de raideur.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- $F_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours d'âge.
- $E_{ij}$  : Module de déformation instantanée.
- $E_{vj}$  : Module de déformation longitudinale différée.
- $\nu$  : Coefficient de poisson.
- E.L.U.R : Etat limite ultime de résistance.
- E.L.S : Etat limite de service.
- $\sigma_{bc}$  : La contrainte ultime du béton en compression.
- $\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité de béton.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier.
- $F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.
- $\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.
- $\eta$  : Coefficient de fissuration.
- $E_s$  : Le module d'élasticité de l'acier.
- $G$  : Charge permanente.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $h_{cc}$  : Hauteur du corps creux.

- $b_0$  : Largeur de la nervure.
- $L_0$  : Distance entre axe des poutrelles.
- $h_t$  : Hauteur total du plancher.
- $N_u$  : L'effort normal de compression ultime.
- $\alpha$  : Coefficient réducteur.
- $l_f$  : Longueur de flambement.
- $i$  : Rayon de giration.
- $I$  : Moment d'inertie de la section du béton.
- $A_s$  : Section d'acier comprimée.
- $B_p$  : Section réduite d'un poteau.
- $L$  : Longueur du voile.
- $a$  : Epaisseur des voiles.
- $h_e$  : Hauteur d'étage.
- $C_p$  : Facteur de force horizontale.
- $W_p$  : Poids de l'élément considéré.
- $A_{fs}$  : Section d'armatures en Flexion simple.
- $A_{fc}$  : Section d'armatures en Flexion composée.
- $V_u$  : L'effort tranchant.
- $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.
- $\tau$  : Contrainte tangentielle.
- $\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique.
- $D$  : Le Facteur d'amplification dynamique.
- $Q$  : Facteur de qualité.
- $R$  : Coefficient de comportement de la structure.
- $M_t$  : Moment en travée.
- $M_a$  : Moment sur appuis.
- $Y$  : Position de l'axe neutre.
- $I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène.

## **Références bibliographie**

### **Règlements**

- [1] Règle parasismique Algérien (RPA99/ Version 2003).
- [2] Règle BAEL 91(Béton armé aux états limites).
- [3] CBA 93(Règle de conception et de calcul des structures en béton armé).
- [4] Pratique BAEL 91, cours avec exercice corrigés/ Jean Perchat et Jean Roux.
- [5] Charge permanente et Charge d'exploitation D.T.R.B.C.2.

### **Les mémoires**

Mémoire Besri Tahar et Abed Walid, Etude d'un bâtiment R+8 en béton armé a usage multiple (2015, 2016) universite de Tiaret.

Mémoire Oukaci Lamia, Chaouche Kheira, Etude d'un bâtiment R+5 a usage d'abitation (2017,2018) universite de Tissemsilt.

Mémoire Slimani Alaedine, Etude d'un bâtiment R+9 en béton armé prévu à Ain Temouchent (2016,2017) universite A.Mira-Bejaia .

### **Cours**

Cours de béton armé License, master 01(2017/2018) et master 02(2018/2019).

Cours dynamique de structure master 01(2017/2018).

### **Logiciels**

- ETABS version 9.6.0.Computer and Structures, Inc. université de Berkeley.1995.
- Spectre 2004. V : 1,00.
- Auto CAD 2013 Français.
- Microsoft Office Excel 2007.
- Microsoft Office word 2007.
- Origine pro.V: 08.