

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed Kheider-Biskra  
Faculté des Sciences et de la  
Technologie Département de Génie  
Civil et d'Hydraulique  
Référence :...../ 2022



جامعة محمد خيضر- بسكرة  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية و الري  
المرجع:...../ 2022

**Mémoire de Master**  
**Spécialité : GENIE CIVIL**  
**Option : STRUCTURES**

**Thème :**

**ETUDE D'UN HOTEL R+6+S/SOL A USAGE  
MIXTE COMMERCIALE ET  
D'HABITATION CONTREVENTE PAR DES  
VOILES ET PORTIQUE A SETIF**

**Etudiant :**  
**BOUTABBA Ahmed**

**Encadreur :**  
**Dr. MEGHEZZI Larafi Ismail**

**Co encadreur :**  
**BOUAICHA Alaoua**

**Promotion: 2021/ 2022**



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed Kheider-Biskra  
Faculté des Sciences et de la  
Technologie Département de Génie  
Civil et d'Hydraulique  
Référence :...../ 2022



جامعة محمد خيضر- بسكرة  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية و الري  
المرجع:...../ 2022 /  
...

**Mémoire de Master**  
**Spécialité : GENIE CIVIL**  
**Option : STRUCTURES**

**Thème :**

**ETUDE D'UN HOTEL R+6+S/SOL A USAGE  
MIXTE COMMERCIALE ET  
D'HABITATION CONTREVENTE PAR DES  
VOILES PORTIQUE A SETIF**

**Etudiant :**  
**BOUTABBA Ahmed**

**Encadreur :**  
**Dr. MEGHEZZI Larafi Ismail**

**Co encadreur :**  
**BOUAICHA Alaoua**

**Promotion: 2021/ 2022**

# DEDICACE

*je dédie ce modeste travail premièrement*

*à la mémoire de mes chers parents*

*ma femme et mes enfants*

*Mon encadreur Dr. Meghezzi pour son soutien et efforts*

*Mon Co-encadreur Dr. Bou Aicha pour son aide*

*Mon cher frère et mes chères sœurs pour le soutien moral*

# REMERCIEMENT

*Au terme de ce précieux Travail  
Je tiens en premier lieu à rendre ma profonde  
Gratitude à «DIEU» qui ma donné La force et la Patience  
Pour terminer ce modeste travail. J'adresse mes remerciements  
Les plus vifs pour mon promoteur Dr. Mghezzi  
À Dr. BouAicha À tous les enseignants de  
L'institut de génie civil de Biskra a tous mes collègues de la  
promotion « 2022 » de Génie civil. Je tiens également  
À remercier les membres de Jury qui ont accepté  
De juger avec sagesse et honnêteté le  
Présent travail de fin d'étude.*

## *Liste des tableaux*

tableau 1.1 : valeurs de la limite d'élasticité garantie $f_e$ .	8
tableau 2.1.calcul de Nu du poteau la plus sollicité.	25
tableau 2.2.les sections des poteaux de chaque niveau.	27
tableau 3-1 les moments et l'effort tranchant à l'ELU type 01 terrasse	43
tableau 3-2 les moments et l'effort tranchant à l'ELU type 02 terrasse	43
tableau 3-3 les moments et l'effort tranchant à l'ELU type 01 etage courant	51
tableau 3-4 les moments et l'effort tranchant à l'ELU type 02 etage courant	51
tableau 3.5 : les moments et les efforts tranchants à l'ELU type 01 terrasse	55
tableau 3-6 les moments et les efforts tranchants à l'ELU type 02 terrasse	55
tableau 3.7 : les moments et les efforts tranchants à l'ELU terrasse type 01	55
tableau 3-8 les moments et les efforts tranchants à l'ELU terrasse type 02	56
tableau 3.9. les valeurs des coefficients	61
tableau 3-10 l'effort tranchant et les moments en travée et en appuis	76
tableau 3-11 l'effort tranchant et les moments en travée et en appuis	83
tableau 4.1 : centre de masse et centre de rigidité.	106
tableau 4.2 : valeur des périodes trouvée par logiciel robot.	107
tableau 4.3 : les efforts tranchant pour chaque niveau	108
tableau 4.4 : valeur de déplacement calculé et admissibles (dans le sens x).	109
tableau 4.5 : valeur de déplacement calculé et admissibles (dans le sens y).	110
tableau 4.6 : vérification à l'effet p- $\delta$ sens (x-x).	111
tableau 4.7 : vérification à l'effet p- $\delta$ sens (y-y).	111
tableau 4-8 effort tranchant pour chaque niveau	112
tableau 4.9 : vérification de la stabilité au renversement sens (x-x).	113
tableau 4.10 : vérification de la stabilité au renversement sens (y-y).	113
tableau. 5. 1 : coefficients de sécurité et caractéristiques mécaniques.	118
tableau 5-2 la sollicitation obtenue par le logiciel ROBOT	121
tableau 5-3 resultat de ferrailage longitudinale des poteaux	126
tableau 5.4 : résultat de ferrailage longitudinal des poteaux.	130
tableau 5-5 : résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.	134
tableau 5-6 tableau récapitulatif en travée	134
tableau 5-7 tableau récapitulatif en appui	134
tableau 5.10 :résultat du ferrailage des poutres principales (30× 50).	138
tableau 5.11 :résultat du ferrailage des poutres secondaire (30×35).	138

tableau 5-12 : les résultats des efforts.	144
tableau 5-13 tableau récapitulatif des voiles	146
tableau 5-14 : armatures des voiles.	147
tableau6.1 : résultat de ferrailage des voile périphérique (par mètre linéaire).	156
tableau6.2 : sollicitation de la semelle la plus sollicité.	163
tableau6.3 : sollicitation de la semelle filante	168
tableau6.4 : sollicitation de longrines.	175

## Liste des figures

<b>Figure1.1</b> : Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton à ELU	5
<b>Figure1.2</b> : Diagrammes contrainte-déformation du béton à ELS.	6
<b>Figure1.3</b> : Diagramme contraintes-déformations (de calcul) de l'acier.	8
<b>Fig.1.4</b> : Diagramme de déformation limite de la section.	11
<b>Figure2.1</b> : Poutre principale	13
<b>Figure.2.2</b> : Poutre secondaire	13
<b>Figure.2.3</b> : Plancher à corps creux	14
<b>Figure2.4</b> : Coupe des voiles en élévation et en plans.	17
<b>Figure.2.5</b> : caractéristique géométrique de l'escalier.	18
<b>Figure.2.6</b> : l'acrotère	22
<b>Figure 2.7</b> : Loi de la dégression.	25
<b>Figure 3.1</b> coupe sur l'acrotère.	29
<b>Figure.3.2</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère	34
<b>Figure.3.3</b> : Schéma statique du plancher avec longueur réduite	39
<b>Figure.3.4</b> : Schéma statique du plancher avec longueur réduite	44
<b>Figure.3.5</b> : Schéma statique des poutrelles de l'étage courant	47
<b>Figure.3.6</b> : Schéma statique des poutrelles de l'étage courant	52
<b>Figure.3.7</b> : schéma de ferrailage de la dalle de compression	60
<b>Figure3.8</b> : Schéma de ferrailage de la nervure	60
<b>Figure.3.9</b> : Exemple de ferrailage d'un panneau de dalle plein.	70
<b>Figure.3.10</b> : Schéma d'escalier d'étage courant.	71
<b>Figure3.11</b> : Schéma statique de volée 02.	72
<b>Figure3.12</b> : Schéma de ferrailage de volée2.	75
<b>Figure.3.13</b> : schéma statique de volée 1 et3.	75
<b>Figure3.14</b> : Schéma statique de volée 1 et3 avec charge. équivalente	76
<b>Figure3.15</b> : Schéma de ferrailage de volée 1 et 3.	81
<b>Figure .3.16</b> : Schéma de ferrailage de la poutre prisée.	90
<b>Figure.3.17</b> : Schéma statique du balcon.	91
<b>Figure 3.18</b> : Schéma de ferrailage des balcons.	94
<b>Figure.4.1</b> : Disposition des voiles.	102
<b>Figure.4.2</b> : Formes modales de la structure.	102

---

<b>Figure5.1</b> : schéma de poteaux	120
<b>Figure5.2</b> : Schéma de ferrailage des poteaux.	132
<b>Figure.5.3</b> : Schéma de ferrailage des poutres secondaire.	139
<b>Figure5.4</b> : Disposition des armatures verticales dans les voiles.	140
<b>Figure 5-5</b> : Les contraintes dans le voile.	141
<b>Figure.5.6</b> :Schéma de ferrailage des voiles ( <b>Vx5</b> ).	146
<b>Figure6.1</b> : pression géostatique latérale des terres (Poussé)	152
<b>Figure6.2</b> : Schéma de ferrailage des voiles périphérique.	157
<b>Figure6.3</b> :Semelles isolées sous poteaux et continues sous voiles.	158
<b>Figure6.4</b> :Schéma de semelle isolée sous poteau centré.	160
<b>Figure6.5</b> : Schéma de la méthode des bielles.	161
<b>Figure6.6</b> : Schéma représenté de poinçonnement de la semelle isolée.	165
<b>Figure.6.7</b> : Schéma de ferrailage des semelles isolées.	166
<b>Figure.6.8</b> :Schéma de ferrailage des semelles filantes.	171
<b>Figure.6.9</b> : Schéma statique de la poutre de redressement.	172
<b>Figure.6.10</b> : Schéma de ferrailage des poutres de redressement.	174
<b>Figure.6.11</b> :Schéma de ferrailage des longrines.	177

---

## ***Introduction générale***

---

### **Introduction générale :**

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un hôtel en béton armé à usage d'habitation avec commerce, implantée dans une zone de moyenne sismicité, comportant un sous-sol, un RDC et 6 étages qui n'est pas encore réaliser à Sétif.

## **1. Présentation du l'ouvrage :**

### **1.1. Introduction :**

Le présent projet de fin d'étude consiste à étudier la structure d'un hôtel R+6+Sous Sol à usage mixte (commercial et habitation). En vue de l'obtention d'un diplôme master structure en génie civil.

La construction de ce projet est fait dans la wilaya de Sétif, Cette dernière est classée dans la zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Cet Hôtel est composé de :

- Le sous sol destiné comme un parking.
- Un RDC à usage commercial.
- 6 étages à usage d'habitation.
- une terrasse inaccessible.
- Un acrotère  $h = 0,6$  m.
- L'écoulement des eaux pluviales est facilité par une forme de pente et un système d'étanchéité conçue à cet effet.
- La stabilité de l'ouvrage est assurée par des portiques et des voiles de Contreventement.

### **1.2. Caractéristiques géométriques de l'ossature :**

- Longueur de l'hôtel : 22,30 m
- Largeur de l'hôtel : 17,70 m
- Hauteur totale de l'hôtel : 22,1 m
- Hauteur RDC : 3,74 m
- Hauteur étage courant : 3,06 m
- Hauteur sous-sol : 2,72 m

#### **1.2.1. Plancher :**

Les planchers sont en corps creux sauf le plancher de S/SOL et les balcons sont des dalles pleines.

#### **1.2.2. Escalier :**

Les escaliers sont en béton armé avec une pailleuse porteuse, ils seront coulés en place et construits étage par étage. en même temps que l'ossature afin de limiter l'emploi des échelles.

#### **1.2.3. Maçonnerie :**

- Murs extérieurs en double paroi ( $e=25$  cm)
- Murs de joint( $e=15$  cm)
- Murs intérieurs en maçonnerie ( $e=10$  cm)

#### **1.2.4. Implantation :**

Notre hôtel est implanté à Sétif, classée comme zone de moyenne sismicité.

#### **1.2.5. L'ossature (la superstructure) :**

La stabilité transversale et longitudinale de cet hôtel est assurée par des portiques construits de poutres et de poteaux encastrés les uns dans les autres et des voiles de contreventement permettant ainsi une bonne rigidité de l'ouvrage, et elle est capable de reprendre les efforts horizontaux et verticaux.

Tous les calculs entrepris dans cette étude sont basés sur les règlements du B.A.E.L.91 et R.P.A.99 (v 2003).

### **1.3. Caractéristique des matériaux :**

#### **1.3.1. Introduction :**

Dans notre étude, nous avons utilisé, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003, Le règlement BAEL 91 est basé sur les états limites définies ci-dessous.

#### **1.3.2. Définition:**

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'une de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

On distingue deux états limites:

#### **a/ état limite ultime: (ELU)**

Correspondant à la limite:

- Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement).
- Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Soit de la stabilité de forme.

#### **b/ état limite de service:(ELS)**

Définissant les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

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

### **1.3.4. Le Béton :**

On appelle béton un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravier) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant). Le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes :

- La résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.
- La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, etc.,
- Les déformations instantanées et surtout différées, que l'on souhaite généralement la plus faible possible.
- La maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation.
- L'on peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

#### **a. Dosage du béton :**

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- Ciment (CEMI 42.5)            dosé à  $350\text{kg}/\text{m}^3$
- Sable grossier             $0 < D_g < 5\text{mm} \rightarrow 400\text{ L}/\text{m}^3$
- Gravier                             $15 < D_g < 25\text{mm} \rightarrow 800\text{ L}/\text{m}^3$
- Eau de gâchage             $E/C=175\text{ L}$

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre  $2200\text{ Kg}/\text{m}^3$  et  $2500\text{Kg}/\text{m}^3$ .

#### **b. Résistances mécaniques du béton :**

##### **b.1 Résistance à la compression $f_{cj}$ :**

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté " $f_{c28}$ ") déterminée par essai sur éprouvettes cylindriques de 16cm de diamètre et 32cm de hauteur.

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

**b.2 Résistance à la traction  $f_{tj}$  :**

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à « J » jours se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} \text{ avec : } f_{c_j} \leq 40MPa$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25MPa \Rightarrow f_{t28} = 2.1MPa$$

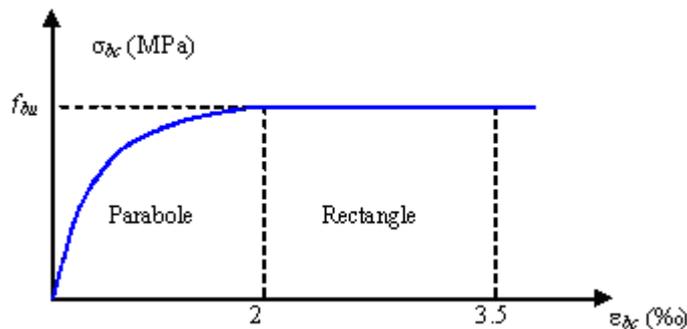
**c. Contrainte limite :**

**c.1 État limite ultime (ELU) :**

**c.1.1 Contrainte ultime du béton :**

Pour le calcul à l'E.L.U, on adopte le diagramme dit "parabole- rectangle" (Fig. 2.1). En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabole du graphe ci-dessous, les déformations relatives étant limitées à 2‰.

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.



**Figure1.1 :** Diagramme parabolé-rectangle des Contraintes-Déformations du béton à ELU

- $f_{bu}$  : Contrainte ultime du béton en compression  $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c_j}}{\Theta \gamma_b}$
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

- $\theta$  : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h, 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

**c.1.2 Contrainte ultime de cisaillement :**

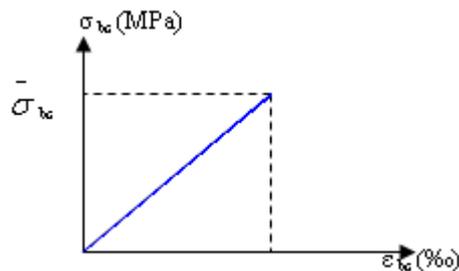
La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min (0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{cas normal (fissuration peu nuisible).}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{cas où la fissuration est préjudiciable.}$$

**d. État limite de service (ELS) :**

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.



**Figure1.2 :** Diagrammes contrainte-déformation du béton à ELS.

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

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

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$ .

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Le module de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par :

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

On a pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$

Le module de déformation longitudinal différée du béton  $E_{vj}$  est donné par la formule suivante :

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

On a pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818.16 \text{ MPa}$

**e. Coefficient de poisson  $\nu$  :**

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$\nu = 0.20$  dans le cas des états limites de services.

$\nu = 0$  dans le cas des états limites ultimes.

**1.3.5. Acier :**

**a. Définition :**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

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

**b. Caractéristiques mécaniques :**

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$  sont données par le tableau [2.1] suivant :

Tableau 1.1 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$ .

Type	Nuance	$f_e$ (MPas)	Emploi
Ronds lisses	$F_e E 22$	215	Emploi courant Épingle de levage des pièces préfabriquées
	$F_e E 24$	235	
Barre HA Type 3	$F_e TE 40$	400	Emploi courant
	$F_e TE 50$	500	
Fils tréfilés HA type 3	$F_e TE40$	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	$F_e TE$	500	
Fils tréfiles lisses type 4	TL 50 $\phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL 52 $\phi \leq 6\text{mm}$	520	

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance  $F_e E 40$  type 1,  $f_e = 400\text{MPa}$ .

c. Contrainte limite :

c.1 État limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte–déformation de la figure (2.2).

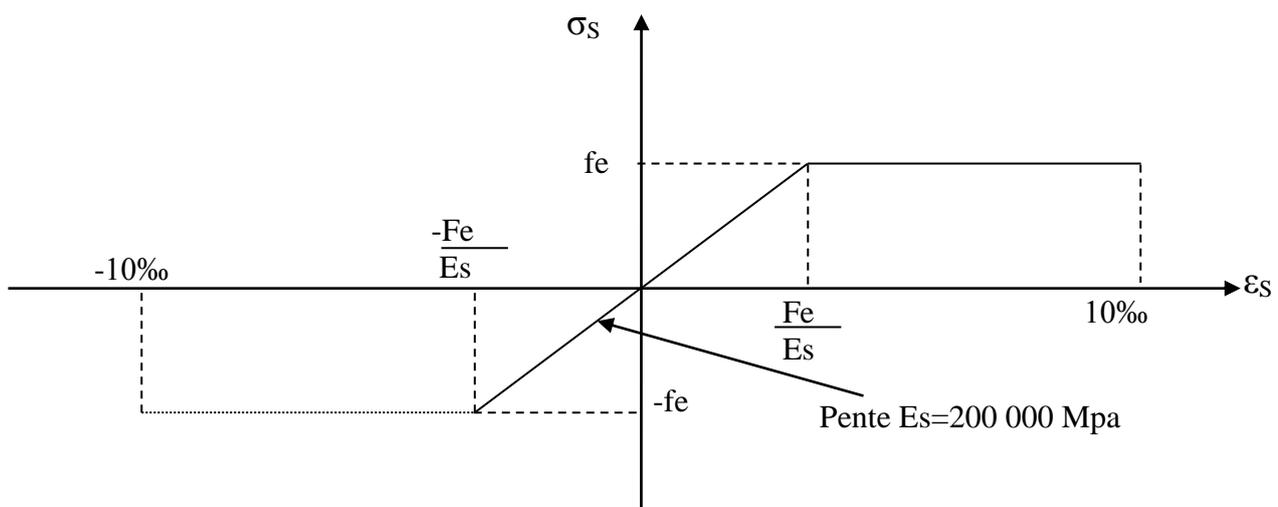


Figure1.3: Diagramme contraintes-déformations (de calcul) de l'acier.

Où

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} ; \text{ Avec } E_s = 200\,000 \text{ MPa.} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$  cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$  cas de situations durable ou transitoire.

### **c.2 État limite de service :**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

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

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.65$  pour les armatures à hautes adhérence (HA).

### **1.3.6. Actions et sollicitations :**

#### **a. Définitions :**

##### **a.1 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. ...).

##### **a.2 Les sollicitations :**

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

#### **1.4. Hypothèses de calcul :**

##### **a. Calcul aux états limites de services :**

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires-élastiques.
- Le coefficient d'équivalence  $n$  donné par le rapport entre les modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton ( $n = E_s / E_b$ ) est pris égal à 15.

##### **b. Calcul aux états limites de résistance :**

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :
  - $\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$  en flexion
  - $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$  en compression centrée
- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure (2.3) tel que :
  - A** : correspond à un allongement de  $10 \times 10^{-3}$  de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.
  - B** : correspond à un raccourcissement de  $3.5 \times 10^{-3}$  du béton de la fibre la plus comprimée.
  - C** : correspond à un raccourcissement de  $2 \times 10^{-3}$  du béton de la fibre située à  $3/7h$  de la fibre la plus comprimée.

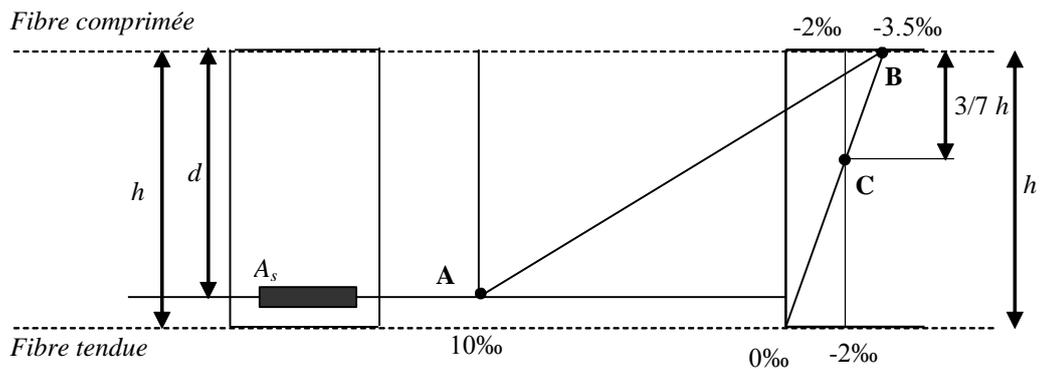


Fig.1.4 : Diagramme de déformation limite de la section.

## 2. Pré dimensionnement et descente des charges

### 2.1. Introduction :

Le pré dimensionnement est une étape préliminaire, qui se place en amont de tout étude, il a pour but de déterminer les dimensions de départ de ces éléments (poteaux, poutres, dalles, voiles).

Pour cela, notre calcul sera basé sur les règles : BAEL91 et RPA99 revue2003.

### 2.2. Pré dimensionnement des poutres :

#### 2.2.1. Les poutres principales :

Les poutres utilisées seront de section rectangulaire.

Soient :

$L_{max}$ : la portée maximale de la poutre dans le sens considéré entre axes des appuis.

$h$  : hauteur de la poutre .

$b$  : largeur d'une section rectangulaire.

D'après le (BAEL91).

$$L/10 \geq h \geq L/15 \quad \text{et} \quad 0,4h \leq b \leq 0,8h$$

$$\text{On a } L(\text{max})=6,2\text{m} \Rightarrow \frac{620}{15} \leq h \leq \frac{620}{10}$$

$$41.33 \leq h \leq 62\text{cm}$$

On prend  $h=50\text{cm}$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h$$

Donc  $20 \leq b \leq 40$ . On prend :  $b=30\text{cm}$

Vérification selon le RPA :

- $h = 50 \geq 30\text{cm}$ .....Condition vérifiée
- $b = 30 \geq 20\text{cm}$ .....Condition vérifiée
- $h/b = 50/30 = 1,66 \leq 4$ .....Condition vérifiée

Les conditions du RPA sont vérifiées .Donc, on prend pour toutes les poutres principales une section  $(bxh) = (30 \times 50) \text{ cm}^2$

#### 2.2.2. Les poutres secondaires :

$$L/10 \geq h \geq L/15 \quad \text{et} \quad 0,4h \leq b \leq 0,8h$$

$$\text{On a } L(\text{max})=4,70\text{m} \Rightarrow \frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10}$$

$$31.33\text{cm} \leq h \leq 47\text{cm}$$

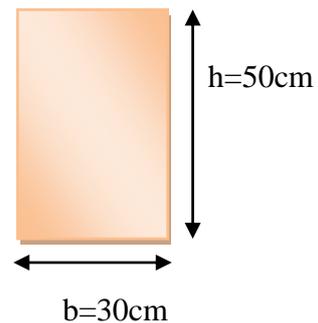


Figure2.1 : Poutre principale

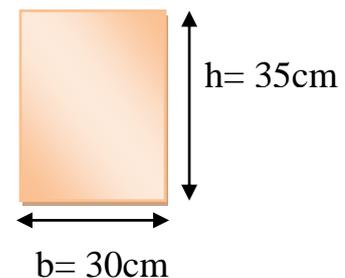


Figure.2.2 : Poutre secondaire

On prend  $h=35cm$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h$$

Donc  $14cm \leq b \leq 28cm$ . On prend :  $b=30cm$

Vérification selon le RPA :

- $b = 30 \geq 20cm$ .....Condition vérifiée
- $h = 35 \geq 30cm$ .....Condition vérifiée
- $h/b = 35/30 = 1,16 \leq 4$ .....Condition vérifiée

Les conditions du RPA sont vérifiées .Donc, on prend pour toutes les poutres secondaires une section  $(bxh) = (30 \times 35) cm^2$

### 2.3. Pré dimensionnement des planchers:

#### 2.3.1. Plancher à corps creux :

Une plancher est aire généralement plane, destinée à limiter les étages et supporter les revêtements du sol, dont les deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance mécanique : il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et phonique qui doit assurer complémentaire ment par un faux plafond.

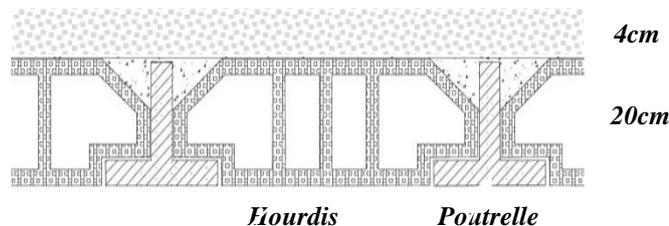


Figure.2.3 : Plancher à corps creux

Les plancher est dimensionné d'après la formule empirique suivant :  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$

Avec  $h$ : hauteur totale du plancher.

$L$  : c'est la petite porté du panneau le plus sollicité mesuré à nu des appuis

Pour notre cas on a :  $L = 4,70m$

$$h \geq \frac{470}{22,5}; \Rightarrow h \geq 20,88cm$$

Donc, on adopte un plancher à corps creux de type :  $h = 24cm \rightarrow (20+4)$

### **2.3.2. Les dalles pleines :**

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis, ce type d'élément travail essentiellement en flexion.

L'épaisseur des dalles dépend aux conditions d'utilisation et des vérifications de résistance.

#### ✧ **Résistance à la flexion :**

- Dalles reposant sur deux appuis :  $L_x/35 < e < L_x/30$ .
- Dalles reposant sur trois ou quatre appuis :  $L_x/50 < e < L_x/40$ .

L: est la petite portée du panneau la plus sollicité. Dans notre cas, la dalle reposant sur quatre appuis a une portée égale à : 4.7m.

$$\text{Donc on a : } \frac{470}{50} < e < \frac{470}{40} \quad ; \quad 9.4\text{cm} < e < 11.75\text{cm}$$

On prend :  $e = 10\text{cm}$

#### ✧ **Résistance au feu :**

- $e = 7\text{ cm}$  pour une heure de coupe de feu.
- $e = 11\text{ cm}$  pour deux heures de coupe de feu.
- $e = 17,5\text{ cm}$  pour quatre heures de coupe de feu.

On adopte :  $e = 16\text{ cm}$ .

#### ✧ **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : 15 cm.

#### ✧ **Condition de flèche :**

Nous devons vérifier les conditions suivantes :(Selon CBA93 :B6.5.3).

$$\ast f_{\max} < L_{\max} / 500 \quad \text{si la portée } L \text{ est au plus égale à } 5\text{m.}$$

$$\ast f_{\max} < 0,5\text{ cm} + L_{\max} / 1000 \quad \text{si la portée } L \text{ est supérieur à } 5\text{ m.}$$

Dans notre cas :  $L_{\max} = 470\text{cm}$

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur  $b = 1\text{ m}$  avec une épaisseur  $e = 15\text{cm}$

poids propre :  $G = 2500 \times e \times 1 = 375\text{ kg/ml}$

Surcharge d'exploitation ;  $Q = 150\text{ kg/ml}$  ;  $q = G + Q = 525\text{kg/ml}$

On doit vérifier la condition suivant:  $f_{max} < L_{max} / 500$  tel que :

$$f_{max} < 5qL_{max}^4 / 384EI ; I = \frac{b \times e^3}{12}$$

$$e \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 10^4 q L_x^3}{384 \times E \times b}} \rightarrow e \geq 8,76$$

Donc on trouve:  $e = 8,76 \text{ cm}$  avec ;  $E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ Mpa} = 321641,95 \text{ kg/cm}^2$

$e \geq \text{Max} (8,76 ; 15 ; 10 ; 16)$ .

Donc on adopte :  $e = 16 \text{ cm}$  pour toutes les dalles pleines.

### **2.3.3. Les poutrelles :**

Selon les règles BAEL :  $0,3 ht < b_0 < 0,8 ht$

$ht$  : épaisseur totale de la dalle.

Donc  $6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 16 \text{ cm}$ .

En général on prend  $b_0 = 10 \text{ cm}$ .

Le corps creux commercialisé à une hauteur de  $16 \text{ cm}$  et une longueur de  $55 \text{ cm}$ .

#### **✧ Table de compression :**

Cette largeur définit la dimension de la zone de compression. Avec :  $b = 2b_1 + b_0$

Selon le BAEL 91:

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq (L_0 / 2) = (b - b_0) / 2 = 27,5 \text{ cm.} \\ b_1 \leq L / 10 = 370 / 10 = 37,0 \text{ cm.} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \Rightarrow 24 \leq b_1 \leq 32. \end{cases}$$

Donc on prend  $b_1 = 27,5 \text{ cm}$

Donc :  $b = 10 + 55 = 65 \text{ cm}$

Notre poutrelle a les Caractéristiques géométriques suivantes :

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

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

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

## 2.4. Pré dimensionnement des voiles:

Pour l'épaisseur des voiles en base sur l'article (7.7.1) des règles RPA/version2003.

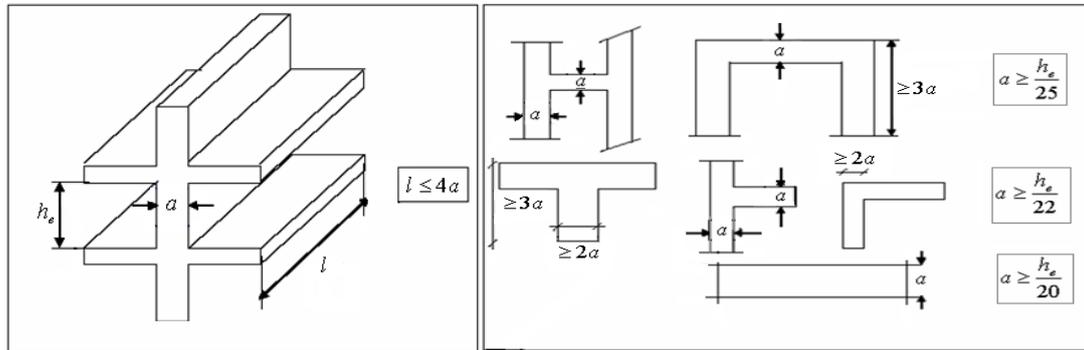


Figure2.4 : Coupe des voiles en élévation et en plans.

Selon le RPA99V 2003 l'épaisseur minimal est de 15cm. De plus, L'épaisseur doit déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué la figue précédente.

A partir de la hauteur RDC  $h_e = 3,20$  m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes:

- $e \geq h/25$        $e \geq 12,80$ cm
- $e \geq h/22$        $e \geq 14,54$  cm
- $e \geq h/20$        $e \geq 16$ cm

$$e \geq \max (e_{\min} ; h_e/25 ; h_e /22 ; h_e /20)$$

$$e \geq \max (15 ; 12,80 ; 14,54 ; 16) \Rightarrow e=20\text{cm.}$$

Pour des raisons constructif on adopte une épaisseur  $e=20$ cm.

## 2.5. Pré dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont des ouvrages de circulation verticaux composés d'une série de marches de même hauteur permettant la montée ou la descente d'un niveau de plancher à un autre .

Ces ouvrages peuvent être en bois, en acier mais généralement en béton armé. Ces derniers présentent une grande sécurité en cas d'incendie. L'autre avantage des escaliers en béton armé est la faculté de les construire sous des formes très nombreuses qui permettent de les adapter à toutes les dispositions.

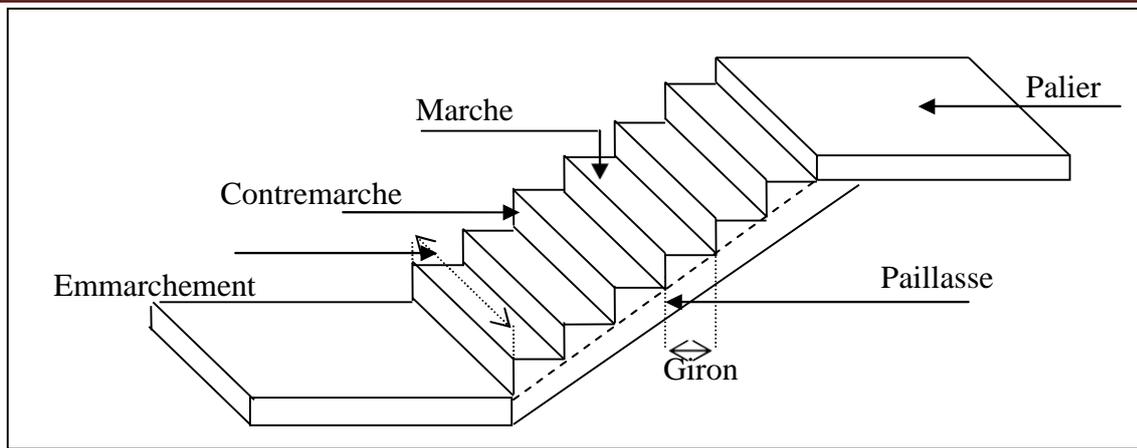


Figure.2.5 : caractéristique géométrique de l'escalier.

Pour les dimensions des marches et contremarche on utilise la formule de BLONDEL :

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm} \quad \text{on fixe la valeur de } g = 30\text{cm}$$

Donc on aura :

$$\frac{59 - g}{2} < h < \frac{66 - g}{2} \rightarrow \frac{59 - 30}{2} < h < \frac{66 - 30}{2} \rightarrow 14,5 < h < 18 \text{ cm.}$$

On adopte :  $h = 17 \text{ cm.}$

✧ **L'angle d'inclinaison :**

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,566 \rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

### 2.5.1. Les escaliers de S/Sol :

Le nombre de contremarches est calculer par:

$$N_c = \frac{H}{h}$$

H : est la hauteur d'étage, qui vaut 2,72m.

Ce qui donne :  $N_c = \frac{272}{17} = 16$  contre marches .on adopte (2) volée, (8) contre marche pour chaque volée.

✧ **La longueur de volée :**

$$L_H = \frac{8 \times 17}{\sin \alpha} \Rightarrow L_H = \frac{1,36}{\sin 29,53} = 2,75\text{m}$$

✧ **Epaisseur de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse est estimée suivant la condition suivante :

$$L/30 \leq e \leq L/20 \text{ avec } L = 2,75$$

$$9.16\text{cm} \leq e \leq 13.75\text{cm}$$

On adopte :  $e_{\text{palier}} = 16\text{cm}$  ;  $e_{\text{volée}} = 16\text{cm.}$

**2.5.2. Les escalier de RDC :**

Le nombre de contremarches est calculer par:

$$N_c = \frac{H}{h}$$

H : est la hauteur d'étage, qui vaut 3,74m.

Ce qui donne :  $N_c = \frac{374}{17} = 22$  contre marches . on adopte (2) volée, (6) contre marche pour chaque volée, et 3em volée (10) contre marche

✘ **La longueur de volée :**

$$L_H = \frac{10 \times 17}{\sin \alpha} \Rightarrow L_H = \frac{1,7}{\sin 29,53} = 3,45m$$

✘ **Epaisseur de la pailasse :**

L'épaisseur de la pailasse est estimée suivant la condition suivante :

$$L/30 \leq e \leq L/20 \text{ avec } L= 3,45$$

$$11,5cm \leq e \leq 17,25cm$$

On adopte :  $e_{palier}=16cm$  ;  $e_{volée}=16cm$ .

**2.5.3. Les escalier de l'étage courant :**

Le nombre de contremarches est calculer par:

$$N_c = \frac{H}{h}$$

H : est la hauteur d'étage, qui vaut 3,06m.

Ce qui donne :  $N_c = \frac{306}{17} = 18$  contre marches .on adopte (2) volée, (7) contre marche pour chaque volée, et 3em volée (4) contre marche

✘ **La longueur de volée :**

$$L_H = \frac{7 \times 17}{\sin \alpha} \Rightarrow L_H = \frac{1,19}{\sin 29,53} = 2,41m$$

✘ **Epaisseur de la pailasse :**

L'épaisseur de la pailasse est estimée suivant la condition suivante :

$$L/30 \leq e \leq L/20 \text{ avec } L= 2,41$$

$$8cm \leq e \leq 12cm$$

On adopte :  $e_{palier}=16cm$  ;  $e_{volée}=16cm$ .

2.6. Evaluation des charges :

2.6.1. Plancher Terrasse : (Corps Creux)

Plancher terrasse			Epaisseur (cm)	Poids vol (KN /m <sup>3</sup> )	Pois surf (KN/m <sup>2</sup> )	Unité
Chargement	1	Gravions roulé de protection	5	20	1,00	KN/m <sup>2</sup>
	2	Etanchéité multicouche	2	-	0.12	KN/m <sup>2</sup>
	3	Forme de pente	10	22	2.2	KN/m <sup>2</sup>
	4	Plancher à corps creux	20+4	-	3.10	KN/m <sup>2</sup>
	5	Isolation thermique en liège	4	4	0.16	KN/m <sup>2</sup>
	6	Enduit en plâtre	2	10	0.20	KN/m <sup>2</sup>
Charge permanente totale					<b>G=6.78</b>	KN/m <sup>2</sup>
Surcharge d'exploitation					<b>Q=1.00</b>	KN/m <sup>2</sup>

2.6.2. Plancher Etage Courant :(Corps Creux)

Plancher étage courant			Epaisseur (cm)	Poids vol (KN /m <sup>3</sup> )	Pois surf (KN/m <sup>2</sup> )	Unité
Chargement	1	Plancher à corps creux	20+4	-	3.10	KN/m <sup>2</sup>
	2	Mortier de pose	2	20	0.40	KN/m <sup>2</sup>
	3	Carrelage	2	22	0.44	KN/m <sup>2</sup>
	4	Enduit de plâtre	2	10	0.20	KN/m <sup>2</sup>
	5	Cloison de répartition	-	-	0.9	KN/m <sup>2</sup>
Charge permanente totale					<b>G=5.04</b>	KN/m <sup>2</sup>
Surcharge d'exploitation					<b>Q=1.50</b>	KN/m <sup>2</sup>

2.6.3. Murs Extérieurs :

Murs extérieurs			Epaisseur (cm)	Poids vol (KN /m <sup>3</sup> )	Pois surf (KN/m <sup>2</sup> )	Unité
Chargement	1	Brique creuses (12 trous)	15	-	1.30	KN/m <sup>2</sup>
	2	Brique creuses (8 trous)	10	-	0.90	KN/m <sup>2</sup>
	3	Enduit de ciment	2	18	0.36	KN/m <sup>2</sup>
	4	Enduit de plâtre	2	10	0.20	KN/m <sup>2</sup>
Charge permanente totale					<b>G=2.76</b>	KN/m <sup>2</sup>

2.6.4. Les Escaliers :

A-Volée :

Paillasse		Epaisseur (cm)	Poids vol (KN /m <sup>3</sup> )	Pois surf (KN/m <sup>2</sup> )	Unité	
Chargement	1	Carrelage	2	22	0.44	KN/m <sup>2</sup>
	2	Mortier de pose	2	20	0.40	KN/m <sup>2</sup>
	3	Les marches	8,5	22	1.87	KN/m <sup>2</sup>
	4	Paillasse	16/cos $\alpha$	25	4.59	KN/m <sup>2</sup>
	5	Enduit de ciment	2	18	0.36	KN/m <sup>2</sup>
	6	Gard corps métallique	-	-	0.6	KN/m <sup>2</sup>
Charge permanente totale				<b>G=8.26</b>	KN/m <sup>2</sup>	
Surcharge d'exploitation				<b>Q=2,5</b>	KN/m <sup>2</sup>	

B-Palier de repos :

Palier de repos		Epaisseur (cm)	Poids vol (KN /m <sup>3</sup> )	Pois surf (KN/m <sup>2</sup> )	Unité	
Chargement	1	Carrelage	2	22	0.44	KN/m <sup>2</sup>
	2	Mortier de pose	2	20	0.40	KN/m <sup>2</sup>
	3	Dalle pleine	16	25	4.00	KN/m <sup>2</sup>
	4	Enduit de ciment	2	18	0.36	KN/m <sup>2</sup>
Charge permanente totale				<b>G=5.20</b>	KN/m <sup>2</sup>	
Surcharge d'exploitation				<b>Q= 2,5</b>	KN/m <sup>2</sup>	

2.6.5. Les balcons :

Balcon		Epaisseur (cm)	Poids vol (KN /m <sup>3</sup> )	Pois surf (KN/m <sup>2</sup> )	Unité	
Chargement	1	Dalle Pleine	16	25	4.00	KN/m <sup>2</sup>
	2	Mortier de pose	2	20	0.40	KN/m <sup>2</sup>
	3	Carrelage	2	22	0.44	KN/m <sup>2</sup>
	4	Gard corps métallique	-	-	0.6	KN/m <sup>2</sup>
	5	Enduit de ciment	2	-	0.36	KN/m <sup>2</sup>
Charge permanente totale				<b>G=5.8</b>	KN/m <sup>2</sup>	
Surcharge d'exploitation				<b>Q=3.50</b>	KN/m <sup>2</sup>	

2.6.6. Plancher (dalle pleine) :

Plancher étage courant		Epaisseur (cm)	Poids vol (KN /m <sup>3</sup> )	Pois surf (KN/m <sup>2</sup> )	Unité	
Chargement	1	Plancher à dalle pleine	16	25	4	KN/m <sup>2</sup>
	2	Mortier de pose	2	20	0.40	KN/m <sup>2</sup>
	3	Carrelage	2	22	0.44	KN/m <sup>2</sup>
	4	Enduit de plâtre	2	10	0.20	KN/m <sup>2</sup>
Charge permanente totale				<b>G=5.44</b>	KN/m <sup>2</sup>	
Surcharge d'exploitation				<b>Q=2,50</b>	KN/m <sup>2</sup>	

2.6.7. Acrotère :

➤ Béton armé :

La surface :  $S = (0,6 \times 0,1) + (0,05 \times 0,1) + 0,5 (0,1 \times 0,05)$

$$S = 0,0675 \text{ m}^2$$

Le poids :  $P_b = \gamma_b \times S$

$$P = 25 \times 0,0675 = 1,69 \text{ KN/ml}$$

➤ Enduit de ciment :

$$P_s = (0,02 \times 18) = 0,36 \text{ KN/ml}$$

Donc : Charge permanente

$$G = P_b + P_s = G = 1,98 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

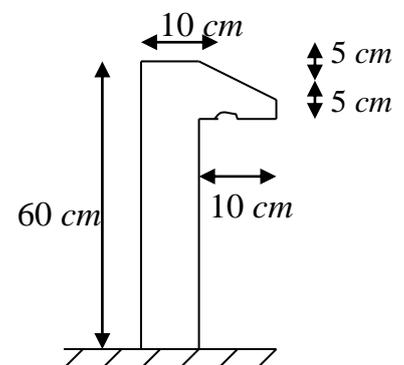


Figure.2.6 :l'acrotère

## 2.7. Pré dimensionnement des poteaux :

### 2.7.1. Introduction :

Un poteau est un élément de structure d'un ouvrage, sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure (le plancher), et par lequel ces charges se répartissent vers l'infrastructure (fondations) de cet ouvrage.

### 2.7.2. Pré dimensionnement :

Le critère le plus prépondérant pour pré dimensionnement des poteaux, est celui de flambement.

Selon les règles **CBA93**, article **B.8.4.1**, l'effort dans le poteau doit vérifier que :

$$N_u \leq N_{lim} = \alpha \left( \frac{Br f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{As f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

$N_u$  : effort normal ultime pondéré que l'on déduit après descente de charges

$Br$ : la section du béton réduite de 2cm de chaque côté c'est-à-dire

$$Br = (a - 0.02) \times (b - 0.02)$$

### 2.7.3. Méthode de calcul :

Leur pré dimensionnement doit respecter les conditions suivantes :

- ✓ Condition de résistance
- ✓ Condition de stabilité
- ✓ Condition imposé par le RPA99

#### A) Condition de résistance :

D'après le BAEL91 :

$$\beta_r \geq \frac{K \cdot \beta \cdot N_u}{\left[ \theta \left( \frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + \left( \frac{A}{\beta_r} \right) \sigma_s \right]}$$

$\beta_r$ : section réduit obtenue en retirant 1cm d'épaisseur du béton sur toute la périphérie du poteau :

$A_s$  : aire des aciers.

$$\text{Tel que : } \begin{cases} \theta = 1 \\ K = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} f_e = 400 \text{ Mpa} \\ f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\beta = \begin{cases} 1 + 0,2(\lambda/35)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,85\lambda^2/1500 & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance on prendra ( $\lambda=35$ )

$$\rightarrow \beta = 1,2$$

Selon le RPA 2003 le pourcentage minimale des armatures est de 0,8% en zone IIa

$$\rightarrow \frac{A}{Br} = 0,8\% = 0,008$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,5} = 348 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\beta_r \geq 1,2 \cdot N_u / \left[ \left( \frac{14,20}{0,90} \right) + 0,85 \left( \frac{0,8}{100} \right) \cdot (348) \right]$$

Donc :  $B_r \geq 0,066 \times N_u$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} N_g: \text{Effort normal du aux charges permanente} \\ N_q: \text{Effort normal du aux charge d'exploitations} \end{array} \right.$$

Il se calcul en appliquant la loi de digression des charges d'exploitations

#### **2.7.4. La loi de dégression des charges :**

D'après le (BAEL 91 art. V.2 page 22) Pour les bâtiments à usage d'habitation comportant plus de cinq étages. Les surcharges verticales peuvent être minorées selon la loi de dégression verticale ci-après.

- Soit  $Q_0$  la surcharge appliquée à la terrasse de couverture.
- Soit  $Q_i$  la surcharge appliquée à l'étage "i".

Les étages étant numérotés de haut en bas; on calcul  $Q_i$ : surcharge totale à considérer au-dessous du plancher de l'étage n° i.

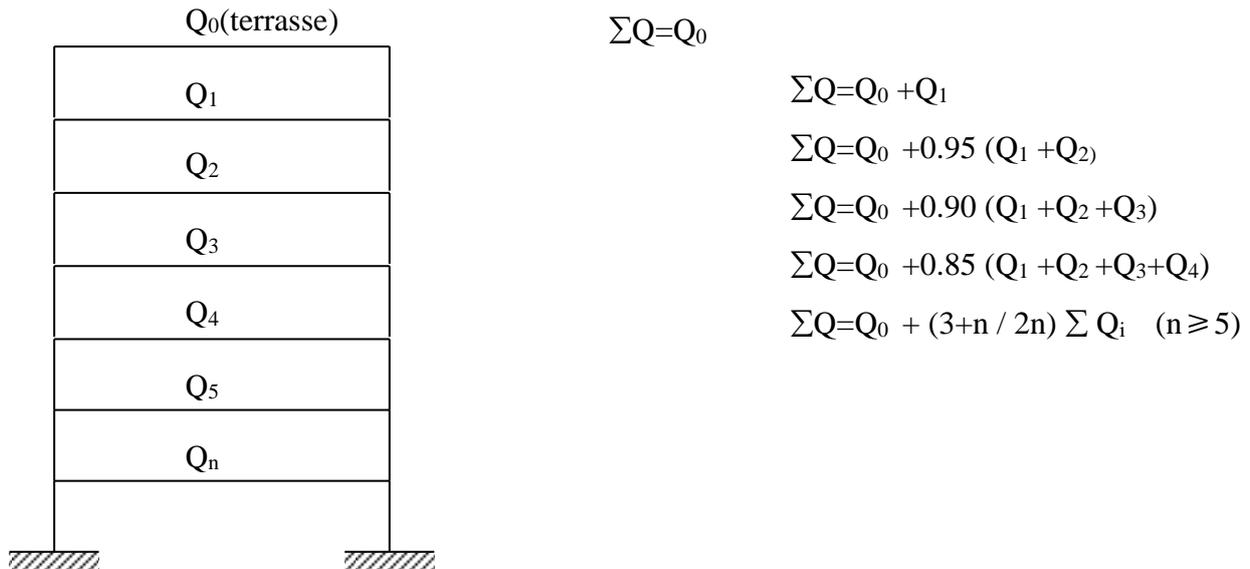


Figure 2.7: Loi de la dégression.

2.7.5. Calcul de  $N_{u \max}$  :

Tableau 2.1. Calcul de  $N_u$  du poteau la plus sollicité.

Niveaux		G (KN)		Q (KN)
Désignation des éléments (KN)				
7	- Planchers terrasse	- $6,78 \times (29,14) = 197,56$	233,13 + 76,5B <sub>r</sub>	Q <sub>0</sub> = 29,14
	- Poutre trans.	- $25 \times 0,93 = 23,25$		
	- Poutre long.	- $25 \times 0,493 = 12,32$		
	- Poteau.	- $25 \times 3,06 \times B_r = 76,5B_r$		
		G = 233,13 + 76,5B <sub>r</sub>		
		Q = 1,0 × (29,14) = 29,14		
6			G <sub>ec</sub> = 182,43 + 76,5B <sub>r</sub>	Q <sub>ec</sub> = 43,71
.				
.	- Planchers courant.	- $5,04 (29,14) = 146,86$		
.	- Poutre trans.	- $25 \times 0,93 = 23,25$		
.	- Poutre long.	- $25 \times 0,493 = 12,32$		
.	- Poteau.	- $25 \times 3,06 \times B_r = 76,5 B_r$		
.				
		G <sub>ec</sub> = 182,43 + 76,5 B <sub>r</sub>		
		Q <sub>ec</sub> = 1,5 (29,14) = 43,71		
RDC				

**A) Charge permanentes G(KN) :**

$$G_6=233,13+ 76,5B_r$$

$$G_6+G_5=415,56+153B_r$$

$$G_6+G_5+ G_4=597,99+229,5B_r$$

$$G_6+G_5+ G_4+ G_3=780,42+306B_r$$

$$G_6+G_5+ G_4+ G_3 + G_2=962,85+382,5 B_r$$

$$G_6+G_5+ G_4+ G_3+ G_2+ G_1=1145,28+459B_r$$

$$G_6+G_5+ G_4+ G_3+ G_2+ G_1 + G_{RDC}=1327,71+552,5 B_r$$

$$G_6+G_5+ G_4 + G_3+ G_2+ G_1 + G_{RDC}+G_{s/sol}=1521,79+620,5 B_r$$

**B) Dégression des surcharges Q (KN):**

$$Q_0=29,14$$

$$Q_0+Q_1= 72,85$$

$$Q_0+0,95(Q_1+Q_2) =112,18$$

$$Q_0+0,90(Q_1+Q_2 +Q_3) =147,15$$

$$Q_0+0,85(Q_1+Q_2 +Q_3+Q_4) =177,75$$

$$Q_0+0,80(Q_1+Q_2 +Q_3+Q_4 +Q_5) =203,98$$

$$Q_0+0,75(Q_1+Q_2 +Q_3+Q_4 +Q_5 +Q_6) =225,83$$

$$Q_0+0,71(Q_1+Q_2 +Q_3+Q_4 +Q_5 +Q_6+Q_7) =267,06$$

➤ Le poteau le plus sollicité est le poteau **D4** du niveau RDC qui supporté les charges suivante:

$$G_{tot}= 1521,79+620,5B_r \quad (\text{KN}).$$

$$Q_{tot}= 267,06(\text{KN}).$$

$$N_u = 1, 35G_{tot} + 1, 5Q_{tot} (\text{KN}) = 1, 35 \times (1521,79+ 620,5B_r) + 1, 5 \times 267,06$$

$$N_u = 2455+ 837,67B_r (\text{KN})$$

**2.8. Calcul des sections des poteaux :**

Nous remplaçons  $N_u$  de l'équation -2- dans l'équation -1- pour dimensionner les poteaux :

$$B_r \geq \frac{\beta N_u}{\left(\frac{F_{bc}}{0,9} + 0,85 \frac{A_s f_e}{B_r \gamma_s}\right)}$$

$$B_r \geq 0,066 \times (2455 + 837,67B_r) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow B_r \geq 0, 1715m^2$$

On prend la section de poteau en carrée ( $a = b$ )  $\Rightarrow B_r = (a - 2)^2$

$$(a - 2)^2 \geq 1715cm^2 \Rightarrow a \geq 43,41cm.$$

On admet que :  $(a \times b) = (50 \times 50) \text{cm}^2$

**A) Condition de stabilité :**

Pour éviter le flambement il faut qu'il soit  $\lambda \leq 35$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad , L_f = 0,7 L_0$$

$$\Rightarrow \lambda = 3,46 \times (2,142/0,5) = 14,82 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

Le tableau suivant indique tous les résultats de la descente de charge et les sections correspondantes pour chaque niveau :

**Tableau 2.2.** Les sections des poteaux de chaque niveau.

Etage	G	Q	Nu=1,35G+1,5Q	Br ≥ (cm2)	Section (cm2)
<b>6</b>	233,13+76,5Br	29,14	358,43+103,27Br	238,12	<b>35*35</b>
<b>5</b>	415,56+153Br	72,85	670,28+206,55Br	448,41	<b>35*35</b>
<b>4</b>	597,99+229,5Br	112,18	975,55+309,82Br	657,24	<b>40*40</b>
<b>3</b>	780,42+306Br	147,15	1274,29+413,1Br	864,57	<b>40*40</b>
<b>2</b>	962,85+382,5Br	177,75	1566,47+516,37Br	1070,28	<b>45*45</b>
<b>1</b>	1145,28+459Br	203,98	1852,09+619,65Br	1274,42	<b>45*45</b>
<b>RDC</b>	1327,71+552,5Br	225,83	2131,15+745,87Br	1479,32	<b>50*50</b>
<b>S/SOL</b>	1521,79+620,5Br	267,06	2455+837,67Br	1715,12	<b>50*50</b>

**B) Vérification vis-à-vis le RPA :**

Les dimensions de la section transversale retenues pour les poteaux doivent satisfaire les conditions de l'article 7-4-1 du RPA :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{en zone IIa.}$

$\text{Min}(b_1, h_1) = 35 \text{ cm} \geq 25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

- $\text{Min}(b_1, h_1) = 35 \text{ cm} > h_e/20 = 306/20 = 15,3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

- $1/4 < b_1/h_1 < 4.$

$1/4 < b_1/h_1 = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

### 3. Etude des éléments secondaire :

#### 3.1. Introduction

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

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

#### 3.2.L'acrotère

L'acrotère est un élément sécuritaire et décoratif pour le bâtiment, il est expose a l'intempérie, il est assimilé a une console encastrée a la base dans le plancher terrasse sollicitée en flexion composée sous l'action verticale de son poids propre et l'action horizontale due a la main courante la section la plus dangereuse est au niveau de l'encastrement.

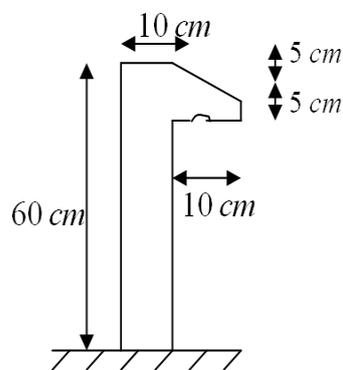


Figure 3.1 coupe sur l'acrotère.

##### 3.2.1.Vérification sous l'effet de séisme

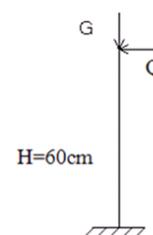
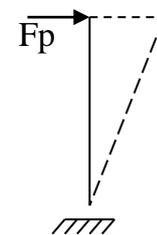
L'acrotère est soumis à une charge horizontale totale  $F_P$  tel que :

$$F_P = 4.A.C_P.W_P \quad (\text{RPA99 / V 2003 art 6-2-3})$$

A: coefficient d'accélération est égal à : 0,15 (zone II<sub>a</sub>, groupe 2)

C<sub>p</sub>: facteur horizontal pour un élément console, est égale 0,8

W<sub>p</sub>: poids propre de l'élément :



$$W_P = 1,98 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } F_P = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,98 = 0,95 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Donc on néglige l'effort sismique  $F_P$  dans le calcul.

- **Calcul des efforts**

**À l'ELU**

$$N_u = 1,35N_G = 1,35 \times 1,98 \Rightarrow N_u = 2,67 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,35M_G + 1,5M_Q \quad (M_G = 0)$$

$$M_u = 1,5M_Q = 1,5 \times Q \times L = 1,5 \times 1 \times 0,6 \Rightarrow M_u = 0,9 \text{ KN.m}$$

Les actions soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme en remplaçant l'excentricité réelle par une excentricité totale de calcul:  $e_t = e_1 + e_2 + e_a$

- $e_1$ : Excentricité du premier ordre :  $e_1 = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{0,9}{2,67} \Rightarrow e_1 = 0,337 \text{ m} = 33,7 \text{ cm}$

Une excentricité de la résultante des contraintes normales avant l'application des excentricités additionnelles.

$$\text{On a: } e_1 = 33,7 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016 \text{ m} = 1,6 \text{ cm}$$

Donc le centre de pression est à l'extérieur, la section donc est partiellement comprimée alors son ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_{uf}$

- $e_a$ : Excentricité additionnelle : traduisant les imperfections géométriques initiales (après

exécution).  $e_a = \max\left\{2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right\} \Rightarrow e_a = \max\{2 \text{ cm}, 0,24 \text{ cm}\} \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$

- $e_2$ : Excentricité due aux effets de second ordre : liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi)$$

$L_f$  : Longueur du flambement qui est libre à une extrémité et encastré à l'autre.

$$L_f = 2L \Rightarrow L_f = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$\phi$  : Ce rapport est généralement prit égale à 2 ;  $\phi = 2$

$\alpha$  : Le rapport du moment :  $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$

$h$  : La hauteur totale de la section dans la direction de flambement  $h = 10\text{cm}$

Donc :  $e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \times 0,1} \times (2 + 0 \times 2) \Rightarrow e_2 = 0,00864\text{m} = 0,864\text{cm}$

Alors :  $e_T = 33,7 + 0,864 + 2 \Rightarrow e_T = 36,56\text{cm}$

• **Sollicitation majorée**

$M_U = M_{UQ} + e_T \times N_U \Rightarrow M_U = 0,9 + 0,3656 \times 2,67 \Rightarrow M_U = 1,87\text{KN.m}$

$N_U = 2,67\text{KN/ml}$

**3.2.2.Ferraillage**

• Le moment fictif :  $M_{Uf} = M_U + N_U \times e_{totale}$

$d = h - 2 = 8\text{ cm}$

$M_{Uf} = M_U + N_U \left( d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{Uf} = 1,87 + 2,67 \times 0,03 \Rightarrow M_{Uf} = 1,95\text{N.m}$

Le moment réduit :

$\mu = \frac{M_{Uf}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9,90 \times 10^{-3}}{1 \times (0,08)^2 \times 14,20} = 0,021$

$\mu = 0,021 < 0,186$  : Donc l 'ELU est atteint au pivot « A » alors ( $A'_s = 0$ ).

$\alpha_u = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} \right) \Rightarrow \alpha_u = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,021} \right) \Rightarrow \alpha_u = 0,026$

• La section fictive d'aciers tendus est:

$A_{Sf} = \frac{0,8 \times \alpha_u \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_{su}} \Rightarrow A_{Sf} = \frac{0,8 \times 0,026 \times 1 \times 0,08 \times 14,2}{348} \Rightarrow A_{Sf} = 0,67\text{cm}^2$

• La section réelle d'acier tendu est :

$A_s = A_{sf} - N_u / \sigma_s = 0,67 - 2,67 / 348 \times 1000 = 0,66\text{cm}^2$

• La section d'armature tendue minimale fixée par la règle du millième et la condition de non fragilité:

$$A_{s\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{s\min} \geq \max \left\{ \frac{100 \times 10}{1000}, 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{s\min} \geq \max \{1 ; 0,966\} \Rightarrow A_{s\min} = 1\text{cm}^2 > A_s = 0,66\text{cm}^2 .$$

On prend  $A_{s\min} = 1\text{cm}^2$  et en adopte 4HA8 avec :  $A_s = 2,01\text{cm}^2$

- **L'espace**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 30\text{cm} \quad S_t < \min(3h, 33\text{cm}) \rightarrow S_t = 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2,01}{4} = 0,50\text{cm}^2 ; \text{ On adopte } 3T6 \text{ avec : } A_r = 1,13\text{cm}^2$$

$$S_r = \frac{60}{3} = 20\text{cm} < 30\text{cm} \quad \checkmark \text{ Condition vérifiée.}$$

### 3.2.3. Vérification À l'ELS

La section est partiellement comprimée donc il faut vérifier :

- La contrainte limite de traction de l'acier (BAEL91):

La fissuration est préjudiciable :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left( 0,5 f_e ; 110 \sqrt{nf_{tj}} \right) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; \max \left( 0,5 \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \right\} = 202\text{Mpa}$$

- La contrainte limite de compression du béton  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 F_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{Mpa}$$

- La sollicitation à l'ELS:  $N_{ser} = 1,98\text{KN/ml}$  ;  $M_{ser} = Q \times L \Rightarrow M_{ser} = 1 \times 0,6 = 0,6\text{KN.m}$ .

- L'excentricité :  $e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,98} = 0,30\text{m} = 30\text{cm}$

D'après le BAEL 91, l'effort de compression sera compté positivement, même chose pour l'excentricité « e ».

- Vérification : on résout l'équation du 3<sup>ème</sup> degré

$$z^3 + pz + q = 0$$

$$C = \frac{h}{2} - e \Rightarrow C = \frac{10}{2} - 30 = -25 \text{ cm}$$

$$P = -3C^2 - 90A'_s \frac{(C-d')}{b} + 90A_s \frac{(d-C)}{b} = -3C^2 + 90A_s \frac{(d-C)}{b} \quad ; \quad (A'_s = 0)$$

$$P = (-3(-25)^2 + 90 \times 1,13(8+25)/100 = -1841,439$$

$$q = -2C^3 - 90A'_s \frac{(C-d')^2}{b} - 90A_s \frac{(d-C)^2}{b} = -2C^3 - 90A_s \frac{(d-C)^2}{b}$$

$$q = -2(-25)^3 - 90 \times 1,13 \times (8+25)/100 = -30142,487$$

$$\text{Donc : } z^3 - 1745,289z + 31543,913 = 0$$

$$\text{On calcul } \Delta = -16486932 < 0$$

$$\begin{aligned} \Delta < 0 \Rightarrow \varphi &= \text{Arc cos} \left( \frac{3q}{2P} \sqrt{\frac{-3}{P}} \right) = \text{Arc cos} \left( \frac{3 \times (-30142,487)}{2(-1841,439)} \sqrt{\frac{-3}{-1841,439}} \right) \\ &= \text{Arc cos}(-0,991) = 172,30^\circ = 172,32^\circ \end{aligned}$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-P}{3}} \Rightarrow a = 2\sqrt{\frac{-(-1841,439)}{3}} = 49,55 \text{ cm}$$

$$Z_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \Rightarrow Z_1 = 49,55 \times \cos\left(\frac{172,32}{3}\right) = 26,66 \text{ cm}$$

$$Z_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \Rightarrow Z_2 = 49,55 \times \cos\left(\frac{172,32}{3} + 120\right) = -49,50 \text{ cm}$$

$$Z_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \Rightarrow Z_3 = 49,55 \times \cos\left(\frac{172,32}{3} + 240\right) = 22,83 \text{ cm}$$

- La distance du centre de pression à l'axe neutre à la fibre supérieur de la section.

$$y_{ser} = Z + C$$

$$y_{ser1} = Z_1 + C = 26,66 + (-25) = 1,66 \text{ cm}$$

$$y_{ser2} = Z_2 + C = -49,50 + (-25) = -74,50 \text{ cm}$$

$$y_{ser3} = Z_3 + C = 22,83 + (-25) = -2,17 \text{ cm}$$

Puisque  $\Delta < 0$ , on choisit parmi  $Z_1; Z_2; Z_3$  la valeur qui donne  $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$0 \leq y_{ser} = 1,66 \leq 8 \rightarrow Z = Z_1 = 26,88 \text{ cm}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène réduite:

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - d')^2] = \frac{100 \times (1,66)^3}{3} + 15[1,13(8 - 1,66)^2] = 833,79 \text{ cm}^4 .$$

- Les contraintes valent:

$$\sigma_{bc} = \frac{ZN_{ser}}{I} y_{ser} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{26,66 \times 1,98}{833,79 \times 10^{-4}} \times 1,66 \Rightarrow \sigma_{bc} = 1050,93 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 1,0509 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \checkmark \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{ZN_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \Rightarrow \sigma_s = 15 \times \frac{26,66 \times 1,98}{833,79 \times 10^{-4}} (8 - 1,66)$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 60207,30 \text{ KN} / \text{m}^2 = 60,20 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 202 \text{ Mpa} \quad \checkmark \text{ Condition vérifiée.}$$

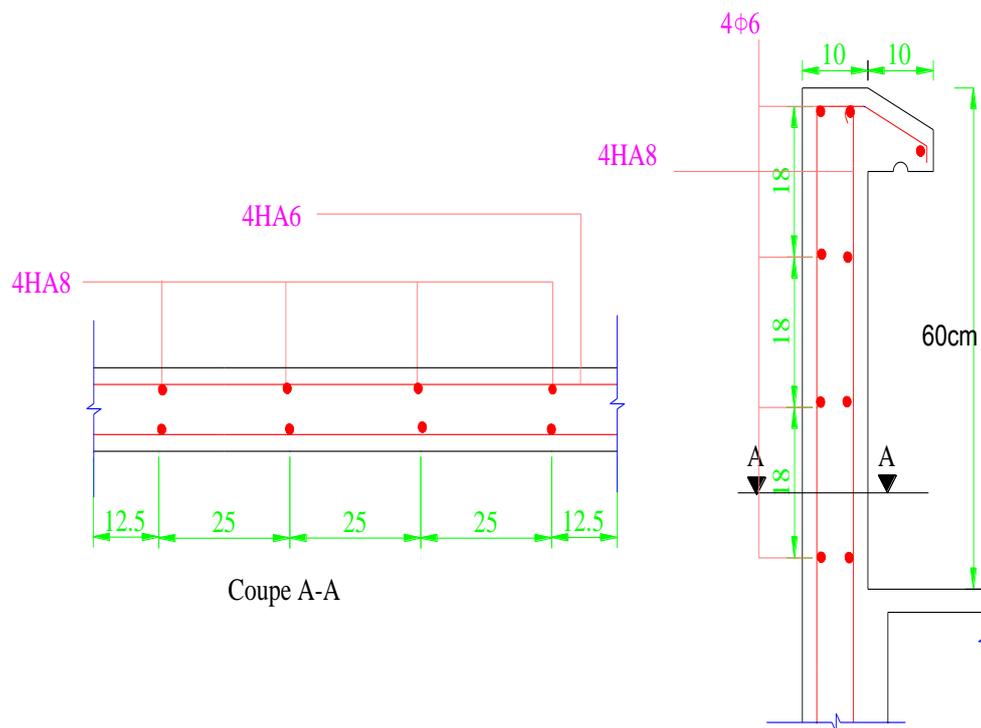


Figure.3.2 Schéma de ferrailage de l'acrotère

### 3.3. Plancher en corps creux :

Comme il est déjà mentionné au chapitre précédent, On a prévu un plancher à corps creux du type **(20+4) cm**, reposant sur des poutrelles qui seront à leur tour disposées suivant les petites portées. Ils assurent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

### 3.3.1 Justification de choix des plancher à corps creux :

- absence des charges concentrées importantes sur les planchers.
- plus légère que les dalles pleines.
- plus économique que les dalles pleines.
- Exécution simple et bonne isolation thermique et phonique.

### 3.3.2 Méthode de calcul :

Il y a plusieurs méthodes peuvent être utilisé dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, suivant l'Art B.A.E.L91 nous citons comme exemple les méthodes.

#### 3.3.2.1 Méthode forfaitaire :

La méthode forfaitaire est applicable au calcul des poutres, notamment aux nervures, des planchers à surcharges modérées à condition de vérifier ce qui suit :

- 1- La surcharge d'exploitation est modérée c'est -à- dire:  $Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$ .
- 2- La fissuration est considérée comme peu -préjudiciable.
- 3- Les éléments de poutre ont une section constante.
- 4- Les rapports d'une portée sur les portées voisines sont compris entre 0,8 et 1,25.

Dans le cas ou l'une de ces (04) conditions complémentaires n'est pas satisfaisante, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de A. QAQUOT).

#### ❖ Principe de la méthode :

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et sur appuis en des fonctions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant  $M_0$  dans la travée dite de comparaison, c'est - à - dire dans la travée isostatique indépendant de même portée soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

- ✓  $\alpha = Q/G+Q$ .
- ✓  $M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.
- ✓  $M_w$  et  $M_e$  : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w) et droite (e) dans la travée considérée.
- ✓  $M_t$  : moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs de  $M_t$ ,  $M_e$  et  $M_w$  doivent vérifier les conditions suivantes :

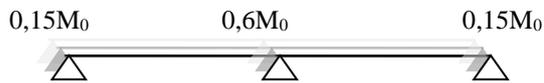
$$1) \quad M_t \geq \text{Max} \{1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2) M_i \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \quad \text{Travée intermédiaire.}$$

$$3) M_i \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \quad \text{Travée de rive.}$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

1) Cas de 02 travées :



2) Cas de 03 travées :



3) Cas de plus de 03 travées :



➤ Efforts tranchants :

Sur une travée le moment varie paraboliquement, le maximum est ainsi à des abscisses « a » de l'appui gauche et « b » de l'appui droit avec  $L = a + b$ .

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \quad ; \quad b = L - a.$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \quad ; \quad V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b}$$

### 3.3.2.2 La méthode de CAQUOT :

Elle s'applique essentiellement aux planchers des constructions industrielles et également à des planchers à charge d'exploitation modérée.

❖ Principe de la méthode :

Cette méthode, due à « Albert Caquot », repose sur la méthode des trois moments, qu'elle simplifié et corrigé pour tenir compte :

➤ De la variation du moment d'inertie efficace des sections transversales le long de la ligne moyenne, ce qui à pour effet de réduire les moments sur appuis et d'accroît les moments en travée.

➤ De l'amortissement des effets du chargement des travées successives, qui est plus important que l'amortissement prévu par la continuité théorique, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charges d'exploitation.

❖ Applications de la méthode :

Soit l'appui « i » d'une poutre continue, entourer par les deux travées Ouest (w) et Est (e) de longueurs respectives  $L_w$  et  $L_e$ .

➤ La charge répartie uniforme  $q_w$  et  $q_e$ .

➤ Des charges concentrées  $P_w$  et  $P_e$  appliquées à des distances  $a_w$  et  $a_e$  de l'appui.

➤ La longueur réduite de chaque travée  $L'$  :

$L' = L$  : Pour une travée de rive.

$L' = 0,8.L$  : Pour une travée intermédiaire.

• Pour chaque force concentrée :  $x = \frac{a}{L'}$  et  $K = \frac{x.(x-1).(x-2)}{2,125}$

• Les moments sur appuis :

$M_q = \frac{q_w.L_w^3 + q_e.L_e^3}{8,5(L'_w + L'_e)}$  : due aux charges réparties sur les deux travées.

$M_{Pw} = \sum \frac{K_w.P_w.L_w^3}{L'_w + L'_e}$  : due aux charges concentrées de la travée « w »

$M_{Pe} = \sum \frac{K_e.P_e.L_e^3}{L'_w + L'_e}$  : due aux charges concentrées de la travée « e »

• La valeur du moment sur appui qui sera utilisée dans la suite de calcul, est égale à la valeur obtenue affectée du signe (-).

• Les efforts tranchants d'appuis  $V_w$  sur l'appui gauche et  $V_e$  sur l'appui droit sont calculés par Les formules :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q.L}{2} - \sum P_i \left(1 - \frac{a_i}{L}\right) \\ V_e = V_w + q.L + \sum P_i \end{array} \right.$$

• Moment de flexion maximal en travée :

- Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme «  $x_0$  » l'abscisse à partir de L'appui gauche (w) :  $x_0 = -\frac{V_w}{q}$

- Moment maximal :  $M_t = M_U - V_w \times x_0 - \frac{q \cdot x_0^2}{2} - \sum_{a_j < x_0} P_i \cdot (x_0 - a_i)$

### 3.3.3 Evaluation des charges :

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

Charge permanentes:  $G = 6,78 \text{ KN/m}^2 \rightarrow G = 6,78 \times 0,65 = 4,407 \text{ KN/ml}$  .

Sur charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$  .

➤ **Plancher étage courant :**

Charge permanentes:  $G = 5,04 \text{ KN/m}^2 \rightarrow G = 5,04 \times 0,65 = 3,276 \text{ KN/ml}$ .

Sur charge d'exploitation :  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$  .

### 3.3.4 La combinaison de charge :

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

**ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,924 \text{ KN/ml}$  .**

**ELS :  $q_{ser} = G + Q = 5,057 \text{ KN/ml}$  .**

➤ **Plancher étage courant :**

**ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,397 \text{ KN/ml}$  .**

**ELS :  $q_{ser} = G + Q = 4,251 \text{ KN/ml}$  .**

### 3.3.5 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Pour utiliser cette méthode il faut vérifier les conditions mentionnées dans l'article (BAEL91/révisé99/B.6.2.2.10) :

#### Condition1 :

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5kn/ml

Pour notre structure on a :

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$G = 4,407 \text{ KN/ml}$

$Q = 0,65 \text{ KN/ml} \quad Q < \max \{8,814 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/ml}\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

➤ **Plancher étage courant étage :**

$$G = 3,276 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0,975 \text{ KN/ml} \quad Q < \max \{6,552 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/ml}\} \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Condition 2 :**

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées.

On  $I = \text{cte}$  pour toutes les travées. ....Condition vérifiée.

**Condition 3 :**

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

**Condition 4 :**

La fissuration est non préjudiciable. ....Condition vérifiée.

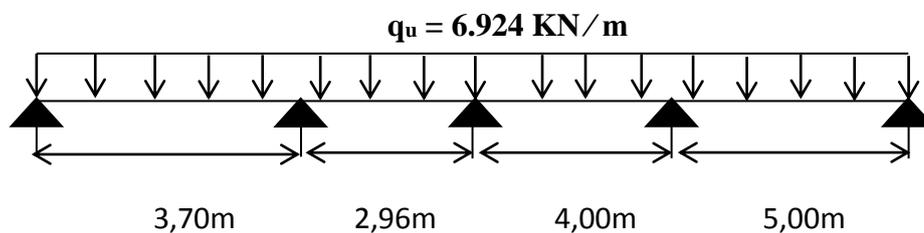
Dans notre cas la méthode forfaitaire est non applicable.

*Pour le calcul on utiliser la méthode de CAQUOT*

**3.3.4 L'application numérique de la méthode de CAQUOT :**

**3.3. -4-1- Plancher Terrasse :**

**a) Nervure type 1 :**



**Figure.3.3 :** Schéma statique du plancher avec longueur réduite

➤ Calcul des moments :

❖ Moment sur Appui :

$$M_1=M_5=0$$

$$M_a = -\frac{q_w \times l_w^3 + q_e \times l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')} \quad \text{Avec} \quad q_w : \text{ charge ultime réduite droite.}$$

$q_e$ : charge ultime réduite gauche.

$$M_2 = -\frac{q_{u.\text{reduit}}(l_1^3 + l_2^3)}{8,5(l_1' + l_2')} = -\frac{6,924 \times (3,70^3 + 2,96^3)}{8,5 \times (3,70 + 2,96)} = -9,367 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -\frac{q_{u.\text{reduit}}(l_2^3 + l_3^3)}{8,5(l_2' + l_3')} = -\frac{6,924 \times (2,96^3 + 4^3)}{8,5 \times (2,96 + 4)} = -10,525 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -\frac{q_{u.\text{reduit}}(l_3^3 + l_4^3)}{8,5(l_3' + l_4')} = -\frac{6,924 \times (4^3 + 5^3)}{8,5 \times (4 + 5)} = -17,106 \text{ KN.m}$$

❖ Moment sur travée :

Sera calcul par :  $M_t(x) = M(x) + M_w(1 - \frac{x}{l}) + M_e \frac{x}{l}$

Avec  $M(x) = q \frac{x}{2} l - q \frac{x^2}{2}$

Alors  $M_t(x) = q \frac{x}{2} (l - x) + M_w(1 - \frac{x}{l}) + M_e \frac{x}{l}$

Travée 1-2 :

$$M_{t1}(x) = q \frac{x}{2} (l - x) + M_1(1 - \frac{x}{l}) + M_2(\frac{x}{l}) = 6,924 \times \frac{x}{2} (3,70 - x) + 0(1 - \frac{x}{3,70}) - 9,367(\frac{x}{3,70})$$

$$\Rightarrow M_{t1}(x) = -3,462x^2 + 10,277x$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t1}(x)}{dx} = -6,924x + 10,277 = 0 \Rightarrow x = 1,484 \text{ m}$$

$$M_{t1}(x = 1,484) = -3,462 \times 1,484^2 + 10,277 \times 1,484 = 7,462 \quad \Rightarrow$$

$$M_{t1}(x = 1,484) = 7,462 \text{ KN.m}$$

**Travée 2-3 :**

$$M_{t2}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_2(1 - \frac{x}{l}) + M_3(\frac{x}{l}) = 6,924 \times \frac{x}{2}(2,96 - x) - 9,367(1 - \frac{x}{2,96}) - 10,525(\frac{x}{2,96})$$

$$\Rightarrow M_{t2}(x) = -3,462x^2 + 9,856x - 9,367$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t2}(x)}{dx} = -6,924x + 9,856 = 0 \Rightarrow x = 1,423m$$

$$M_{t2}(x = 1,423) = -3,462 \times 1,423^2 + 9,856 \times 1,423 - 9,367 = -2,352$$

$$\Rightarrow M_{t2}(x = 1,423) = -2,352KN.m$$

**Travée 3-4 :**

$$M_{t3}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_3(1 - \frac{x}{l}) + M_4(\frac{x}{l}) = 6,924 \times \frac{x}{2}(4 - x) - 10,525(1 - \frac{x}{4}) - 17,106(\frac{x}{4})$$

$$\Rightarrow M_{t3}(x) = -3,462x^2 + 12,203x - 10,525$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t3}(x)}{dx} = -6,924x + 12,203 = 0 \Rightarrow x = 1,762m$$

$$M_{t3}(x = 1,762) = -3,462 \times 1,762^2 + 12,203 \times 1,762 - 10,525 = 0,228 \Rightarrow$$

$$M_{t3}(x = 1,762) = 0,228KN.m$$

**Travée 4-5 :**

$$M_{t4}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_4(1 - \frac{x}{l}) + M_5(\frac{x}{l}) = 6,924 \times \frac{x}{2}(5 - x) - 17,106(1 - \frac{x}{5}) - 0(\frac{x}{5})$$

$$\Rightarrow M_{t4}(x) = -3,462x^2 + 20,731x - 17,106$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t4}(x)}{dx} = -6,924x + 20,731 = 0 \Rightarrow x = 2,994$$

$$M_{t4}(x = 2,994) = -3,462 \times 2,994^2 + 20,731 \times 2,994 - 17,106 = 13,929 \Rightarrow$$

$$M_{t4}(x = 2,994) = 13,929KN.m$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

L'effort tranchant sera calculé par la relation :

$$V_0 = \frac{dM_t}{dx} \qquad V_{w,e} = V_{0w,e} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

**Travée 1-2 :**

$$V_0 = \frac{dM_{t1}(x)}{dx} = -6,924x + 10,277 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \quad V_{0w}= 10,277\text{KN} \\ \text{pour } x=3,70\text{m} \quad V_{0e}=-15,341 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$V_{w1} = V_{0w} + \frac{M_2 - M_1}{l_1} = 10,277 + \frac{-9,367 - (0)}{3,70} = 7,745\text{KN}$$

$$V_{e1} = V_{0e} + \frac{M_2 - M_1}{l_1} = -15,341 + \frac{-9,367 - (0)}{3,70} = -17,87\text{KN}$$

**Travée 2-3 :**

$$V_0 = \frac{dM_{t2}(x)}{dx} = -6,924x + 9,856 = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \quad V_{0w}= 9,856\text{KN} \\ \text{pour } x=2,96\text{m} \quad V_{0e}=-10,639\text{KN} \end{array} \right.$$

$$V_{w2} = V_{0w} + \frac{M_3 - M_2}{l_2} = 9,856 + \frac{-10,525 - (-9,367)}{2,96} = 9,46\text{KN}$$

$$V_{e2} = V_{0e} + \frac{M_3 - M_2}{l_2} = -10,639 + \frac{-10,525 - (-9,367)}{2,96} = -11,03\text{KN}$$

**Travée 3-4 :**

$$\frac{dM_{t3}(x)}{dx} = -6,924x + 12,203 = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \quad V_{0w}= 12,2031\text{KN} \\ \text{pour } x=4\text{m} \quad V_{0e}=-15,493 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$V_{w3} = V_{0w} + \frac{M_4 - M_3}{l_3} = 12,203 + \frac{-17,106 - (-10,525)}{4} = 10,557\text{KN}$$

$$V_{e3} = V_{0e} + \frac{M_4 - M_3}{l_3} = -15,493 + \frac{-17,106 - (-10,525)}{4} = -17,138\text{KN}$$

**Travée 4-5 :**

$$V_0 = \frac{dM_{t4}(x)}{dx} = -6,924x + 20,731 = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \quad V_{0w}= 20,731 \text{ KN} \\ \text{pour } x=5\text{m} \quad V_{0e}= -13,889 \text{ KN} \end{array} \right.$$

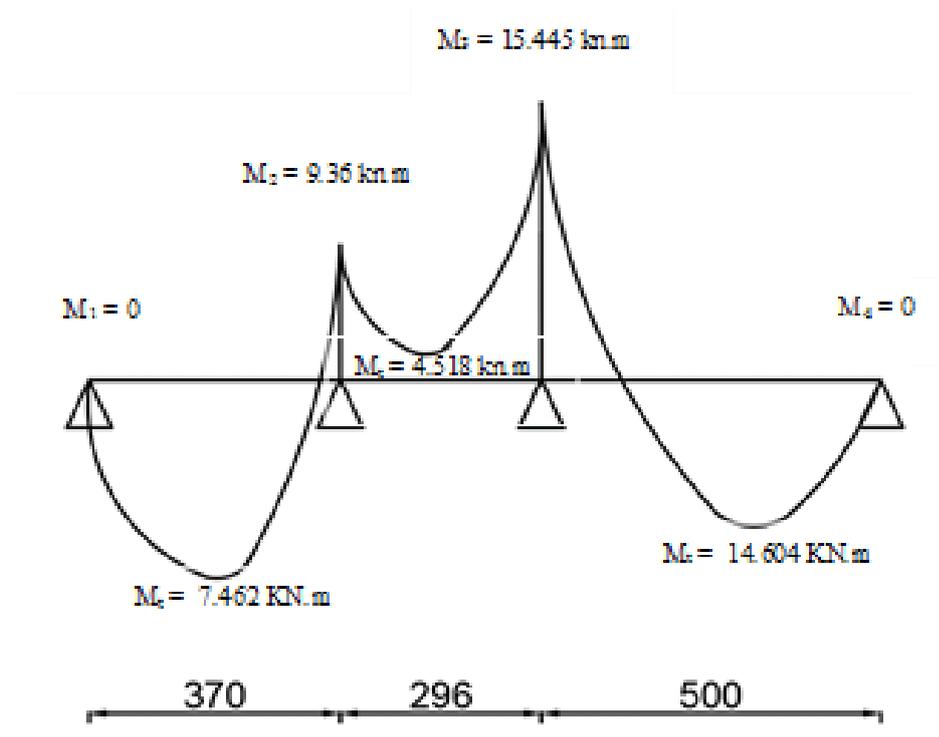
$$V_{w4} = V_{0w} + \frac{M_5 - M_4}{l_4} = 20,731 + \frac{0 - (-17,106)}{5} = 24,152\text{KN}$$

$$V_{e4} = V_{0e} + \frac{M_5 - M_4}{l_4} = -13,889 + \frac{0 - (-17,106)}{5} = -10,467\text{KN}$$

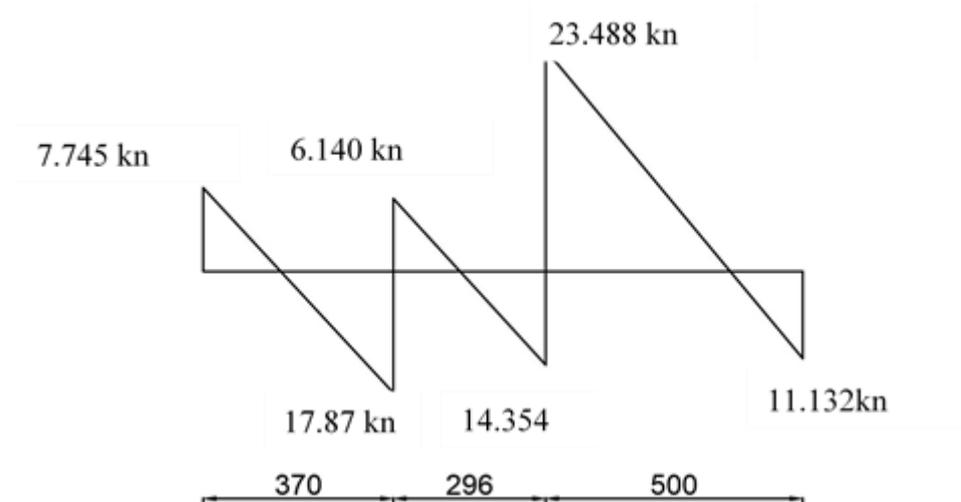
**Tableau3.1** : Les moments et les efforts tranchants à l'ELU - terrasse **type1**

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	
<b>q<sub>u</sub></b> =charge ultime (KN/m)	6,924	6,924	6,924	6,924	
<b>L</b> =longueur réel de travée (m)	3,70	3,70	5	5	
<b>L'</b> =longueur réduit de travée (m)	3,70	2,96	4	5	
<b>M<sub>i</sub></b> =moment sur appui (KN.m)	0	-9,367	-10,525	-17,106	0
<b>X</b> (m)	1,484	1,423	1,762	2,994	
<b>M<sub>t</sub></b> =moment sur travée (kN.m)	7,462	-2,352	0,228	13,929	
<b>Effort tranchant V<sub>0w</sub>,V<sub>0e</sub></b> (KN)	10,277/ -15,341	9,856/ -10,639	12,203/ -15,493	20,731/ -13,889	
<b>Effort tranchant V<sub>w</sub>,V<sub>e</sub></b> (KN)	7,745/ -17,87	9,46/ -11,03	10,557/ -17,138	24,152/ -10,467	

\*Diagramme des Moments :



\*Diagramme de l'effort tranchant :



B) Nervure type2 :

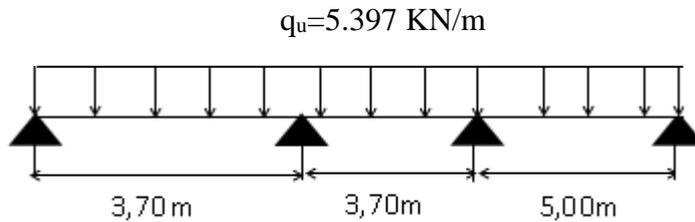


Figure.3.4 : Schéma statique du plancher avec longueur réduite

❖ Moment sur Appui :

$$M_1 = M_4 = 0$$

$$M_a = -\frac{q_w \times l_w^3 + q_e \times l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')} \quad \text{Avec} \quad q_w : \text{ charge ultime réduite droite.}$$

\$q\_e\$ : charge ultime réduite gauche.

$$M_2 = -\frac{q_{u.\text{réduit}}(l_1^3 + l_2^3)}{8,5(l_1' + l_2')} = -\frac{6,924 \times (3,70^3 + 2,96^3)}{8,5 \times (3,70 + 2,96)} = -9,367 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -\frac{q_{u.\text{réduit}}(l_2^3 + l_3^3)}{8,5(l_2' + l_3')} = -\frac{6,924 \times (2,96^3 + 5^3)}{8,5 \times (2,96 + 5)} = -15,445 \text{ KN.m}$$

❖ Moment sur travée :

Sera calcul par :  $M_t(x) = M(x) + M_w(1 - \frac{x}{l}) + M_e \frac{x}{l}$

Avec  $M(x) = q \frac{x}{2} l - q \frac{x^2}{2}$

Alors  $M_t(x) = q \frac{x}{2} (l - x) + M_w(1 - \frac{x}{l}) + M_e \frac{x}{l}$

**Travée 1-2 :**

$$M_{t1}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_1(1 - \frac{x}{l}) + M_2(\frac{x}{l}) = 6,924 \times \frac{x}{2}(3,70 - x) + 0(1 - \frac{x}{3,70}) - 9,367(\frac{x}{3,70})$$

$$\Rightarrow M_{t1}(x) = -3,462x^2 + 10,277x$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t1}(x)}{dx} = -6,924x + 10,277 = 0 \Rightarrow x = 1,484m$$

$$M_{t1}(x = 1,484) = -3,462 \times 1,484^2 + 10,277 \times 1,484 = 7,462 \quad \Rightarrow$$

$$M_{t1}(x = 1,484) = 7,462 \text{ KN.m}$$

**Travée 2-3 :**

$$M_{t2}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_2(1 - \frac{x}{l}) + M_3(\frac{x}{l}) = 6,924 \times \frac{x}{2}(2,96 - x) - 9,367(1 - \frac{x}{2,96}) - 15,445(\frac{x}{2,96})$$

$$\Rightarrow M_{t2}(x) = -3,462x^2 + 8,194x - 9,367$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t2}(x)}{dx} = -6,924x + 8,194 = 0 \Rightarrow x = 1,183m$$

$$M_{t2}(x = 1,183) = -3,462 \times 1,183^2 + 8,194 \times 1,183 - 9,367 = -4,518$$

$$\Rightarrow M_{t2}(x = 1,183) = -4,518 \text{ KN.m}$$

**Travée 3-4 :**

$$M_{t4}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_3(1 - \frac{x}{l}) + M_4(\frac{x}{l}) = 6,924 \times \frac{x}{2}(5 - x) - 15,445(1 - \frac{x}{5}) - 0(\frac{x}{5})$$

$$\Rightarrow M_{t3}(x) = -3,462x^2 + 20,399x - 15,445$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t4}(x)}{dx} = -6,924x + 20,399 = 0 \Rightarrow x = 2,946$$

$$M_{t1}(x = 2,946) = -3,462 \times 2,946^2 + 20,399 \times 2,946 - 15,445 = 14,604 \quad \Rightarrow$$

$$M_{t4}(x = 2,946) = 14,604 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

L'effort tranchant sera calculé par la relation :

$$V_0 = \frac{dM_t}{dx} \qquad V_{w,e} = V_{0w,e} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

**Travée 1-2 :**

$$V_0 = \frac{dM_{t1}(x)}{dx} = -6,924x + 10,277 \quad \left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0 & V_{0w}= 10,277\text{KN} \\ \text{pour } x=3,70\text{m} & V_{0e}=-15,341 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$V_{w1} = V_{0w} + \frac{M_2 - M_1}{l_1} = 10,277 + \frac{-9,367 - (0)}{3,70} = 7,745\text{KN}$$

$$V_{e1} = V_{0e} + \frac{M_2 - M_1}{l_1} = -15,341 + \frac{-9,367 - (0)}{3,70} = -17,87\text{KN}$$

**Travée 2-3 :**

$$V_0 = \frac{dM_{t2}(x)}{dx} = -6,924x + 8,194 = 0 \quad \left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0 & V_{0w}= 8,194\text{KN} \\ \text{pour } x=2,96\text{m} & V_{0e}=-12,301\text{KN} \end{array} \right.$$

$$V_{w2} = V_{0w} + \frac{M_3 - M_2}{l_2} = 8,194 + \frac{-15,445 - (-9,367)}{2,96} = 6,140\text{KN}$$

$$V_{e2} = V_{0e} + \frac{M_3 - M_2}{l_2} = -12,301 + \frac{-15,445 - (-9,367)}{2,96} = -14,354\text{KN}$$

**Travée 3-4 :**

$$V_0 = \frac{dM_{t4}(x)}{dx} = -6,924x + 20,399 = 0 \quad \left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0 & V_{0w}= 20,399 \text{ KN} \\ \text{pour } x=5\text{m} & V_{0e}= -14,221 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$V_{w4} = V_{0w} + \frac{M_4 - M_3}{l_3} = 20,399 + \frac{0 - (-15,445)}{5} = 23,488\text{KN}$$

$$V_{e4} = V_{0e} + \frac{M_4 - M_3}{l_3} = -14,221 + \frac{0 - (-15,445)}{5} = -11,132\text{KN}$$

**Tableau3.1** : Les moments et les efforts tranchants à l'ELU – terrasse **type2**

Travée	1-2	2-3	3-4
<b>q<sub>u</sub></b> =charge ultime (KN/m)	6,924	6,924	6,924
<b>L</b> =longueur réel de travée (m)	3,70	3,70	5
<b>L'</b> =longueur réduit de travée (m)	3,70	2,96	5
<b>M<sub>i</sub></b> =moment sur appui (KN.m)	0	-9,367	-15,445
<b>X</b> (m)	1,484	1,183	2,946
<b>M<sub>t</sub></b> =moment sur travée (kN.m)	7,462	-4,518	14,604
<b>Effort tranchant V<sub>0w</sub>,V<sub>0e</sub></b> (KN)	10,277/ -15,341	8,194/-12,301	20,399/-14,221
<b>Effort tranchant V<sub>w</sub>,V<sub>e</sub></b> (KN)	7,745/ 17,87	6,140/-14,354	23,488/-11,132

Diagramme des moments :

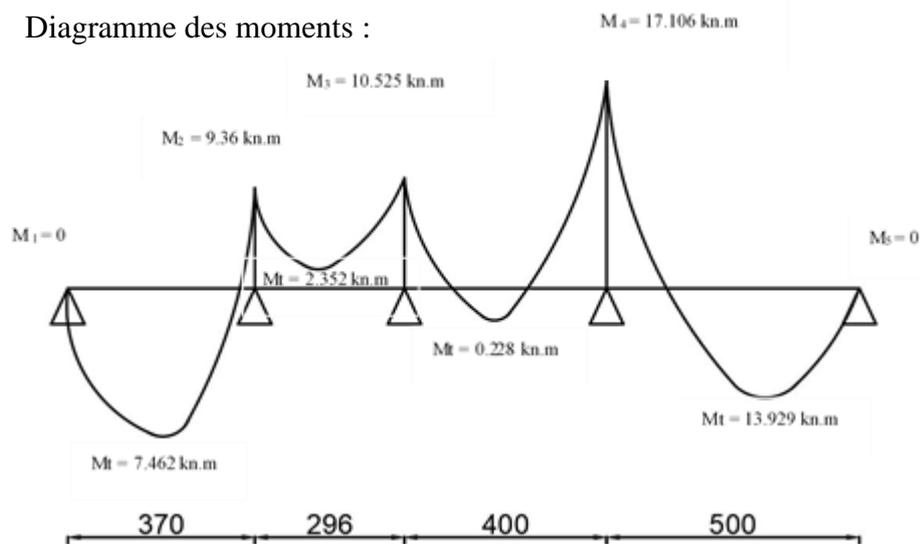
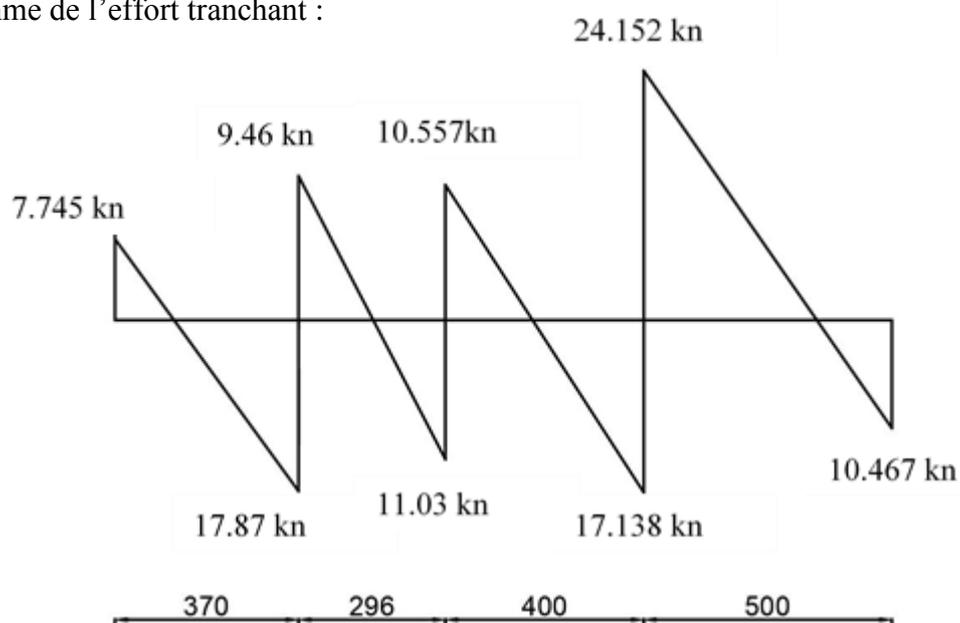


Diagramme de l'effort tranchant :



3.3.4.2 Plancher courant :

a) Nervure type 1 :

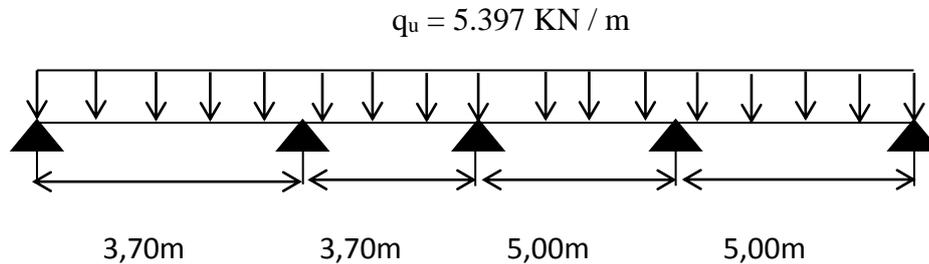


Figure.3.5: Schéma statique des poutrelles de l'étage courant

➤ Calcul des moments :

❖ Moment sur Appui :

$$M_1 = M_5 = 0$$

$$M_a = -\frac{q_w \times l_w^3 + q_e \times l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} \quad \text{Avec} \quad \begin{array}{l} q_w : \text{ charge ultime réduite droite.} \\ q_e : \text{ charge ultime réduite gauche.} \end{array}$$

$q_e$  : charge ultime réduite gauche.

$$M_2 = -\frac{q_{u,\text{réduit}}(l_1^3 + l_2^3)}{8,5(l_1 + l_2)} = -\frac{5,397 \times (3,70^3 + 2,96^3)}{8,5 \times (3,70 + 2,96)} = -7,301 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -\frac{q_{u,\text{réduit}}(l_2^3 + l_3^3)}{8,5(l_2 + l_3)} = -\frac{5,397 \times (2,96^3 + 4^3)}{8,5 \times (2,96 + 4)} = -8,203 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -\frac{q_{u,\text{réduit}}(l_3^3 + l_4^3)}{8,5(l_3 + l_4)} = -\frac{5,397 \times (4^3 + 5^3)}{8,5 \times (4 + 5)} = -13,333 \text{ KN.m}$$

❖ Moment sur travée :

Sera calcul par :  $M_t(x) = M(x) + M_w(1 - \frac{x}{l}) + M_e \frac{x}{l}$

Avec  $M(x) = q \frac{x}{2} l - q \frac{x^2}{2}$

Alors  $M_t(x) = q \frac{x}{2} (l - x) + M_w(1 - \frac{x}{l}) + M_e \frac{x}{l}$

**Travée 1-2 :**

$$M_{t1}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_1(1 - \frac{x}{l}) + M_2(\frac{x}{l}) = 5,397 \times \frac{x}{2}(3,70 - x) + 0(1 - \frac{x}{3,70}) - 7,301(\frac{x}{3,70})$$

$$\Rightarrow M_{t1}(x) = -2,698x^2 + 8,011x$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t1}(x)}{dx} = -5,396x + 8,011 = 0 \Rightarrow x = 1,484m$$

$$M_{t1}(x = 1,484) = -2,698 \times 1,484^2 + 8,011 \times 1,484 = 5,946$$

$$\Rightarrow M_{t1}(x = 1,484) = 5,946 \text{ KN.m}$$

**Travée 2-3 :**

$$M_{t2}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_2(1 - \frac{x}{l}) + M_3(\frac{x}{l}) = 5,397 \times \frac{x}{2}(2,96 - x) - 7,301(1 - \frac{x}{2,96}) - 8,203(\frac{x}{2,96})$$

$$\Rightarrow M_{t2}(x) = -2,698x^2 + 7,682x - 7,301$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t2}(x)}{dx} = -5,396x + 7,682 = 0 \Rightarrow x = 1,423m$$

$$M_{t2}(x = 1,423) = -2,698 \times 1,423^2 + 7,682 \times 1,423 - 7,301 = -1,848$$

$$\Rightarrow M_{t2}(x = 1,423) = -1,848 \text{ KN.m}$$

**Travée 3-4 :**

$$M_{t3}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_3(1 - \frac{x}{l}) + M_4(\frac{x}{l}) = 5,397 \times \frac{x}{2}(4 - x) - 8,203(1 - \frac{x}{4}) - 13,333(\frac{x}{4})$$

$$\Rightarrow M_{t3}(x) = -2,698x^2 + 9,511x - 8,203$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t3}(x)}{dx} = -5,396x + 9,511 = 0 \Rightarrow x = 1,762m$$

$$M_{t3}(x = 1,762) = -2,698 \times 1,762^2 + 9,511 \times 1,762 - 8,203 = 0,179 \Rightarrow$$

$$M_{t3}(x = 1,762) = 0,179 \text{ KN.m}$$

**Travée 4-5 :**

$$M_{t4}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_4(1 - \frac{x}{l}) + M_5(\frac{x}{l}) = 5,397 \times \frac{x}{2}(5-x) - 13,333(1 - \frac{x}{5}) - 0(\frac{x}{5})$$

$$\Rightarrow M_{t3}(x) = -2,698x^2 + 16,158x - 13,333$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t4}(x)}{dx} = -5,396x + 16,158 = 0 \Rightarrow x = 2,994$$

$$M_{t1}(x = 2,994) = -2,698 \times 2,994^2 + 16,158 \times 2,994 - 13,333 = 10,859 \Rightarrow$$

$$M_{t4}(x = 2,994) = 10,859 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

L'effort tranchant sera calculé par la relation :

$$V_0 = \frac{dM_t}{dx} \qquad V_{w,e} = V_{0w,e} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

**Travée 1-2 :**

$$V_0 = \frac{dM_{t1}(x)}{dx} = -5,396x + 8,011 \quad \left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0 & V_{0w} = 8,011 \text{ KN} \\ \text{pour } x=3,70\text{m} & V_{0e} = -11,954 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$V_{w1} = V_{0w} + \frac{M_2 - M_1}{l_1} = 8,011 + \frac{-7,301 - (0)}{3,70} = 6,037 \text{ KN}$$

$$V_{e1} = V_{0e} + \frac{M_2 - M_1}{l_1} = -11,954 + \frac{-7,301 - (0)}{3,70} = -13,927 \text{ KN}$$

**Travée 2-3 :**

$$V_0 = \frac{dM_{t2}(x)}{dx} = -5,396x + 7,682 = 0 \quad \left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0 & V_{0w} = 7,682 \text{ KN} \\ \text{pour } x=2,96\text{m} & V_{0e} = -8,290 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$V_{w2} = V_{0w} + \frac{M_3 - M_2}{l_2} = 7,682 + \frac{-8,203 - (-7,301)}{2,96} = 7,377 \text{ KN}$$

$$V_{e2} = V_{0e} + \frac{M_3 - M_2}{l_2} = -8,290 + \frac{-8,203 - (-7,301)}{2,96} = -8,594 \text{ KN}$$

**Travée 3-4 :**

$$\frac{dM_{t3}(x)}{dx} = -5,397x + 9,511 = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \quad V_{0w} = 9,511 \text{ KN} \\ \text{pour } x=4\text{m} \quad V_{0e} = -12,077 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$V_{w3} = V_{0w} + \frac{M_4 - M_3}{l_3} = 9,511 + \frac{-13,333 - (-8,203)}{4} = 8,228 \text{ KN}$$

$$V_{e3} = V_{0e} + \frac{M_4 - M_3}{l_3} = -12,077 + \frac{-13,333 - (-8,203)}{4} = -13,359 \text{ KN}$$

Travée 4-5 :

$$V_0 = \frac{dM_{t4}(x)}{dx} = -5,396x + 16,158 = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \quad V_{0w} = 16,158 \text{ KN} \\ \text{pour } x=5\text{m} \quad V_{0e} = -10,822 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$V_{w4} = V_{0w} + \frac{M_5 - M_4}{l_4} = 16,158 + \frac{0 - (-13,333)}{5} = 18,824 \text{ KN}$$

$$V_{e4} = V_{0e} + \frac{M_5 - M_4}{l_4} = -10,822 + \frac{0 - (-13,333)}{5} = -8,155 \text{ KN}$$

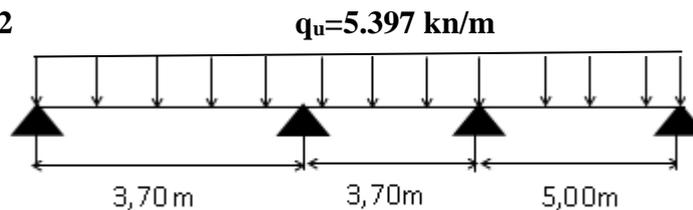
Tableau3.3 : Les moments et les efforts tranchants a l'ELU- étage courant type1

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
<b>q<sub>u</sub> =charge ultime (KN/m)</b>	5,397	5,397	5,397	5,397
<b>L =longueur réel de travée (m)</b>	3,70	3,70	5	5
<b>L' =longueur réduit de travée (m)</b>	3,70	2,96	4	5
<b>M<sub>i</sub> =moment sur appui (KN.m)</b>	0	- 7,301	-8,203	-13,333 0
<b>X (m)</b>	1,484	1,423	1,762	2,994
<b>M<sub>t</sub> =moment sur travée (kN.m)</b>	5,946	-1,848	0,179	10,859
<b>Effort tranchant V<sub>0w</sub>, V<sub>0e</sub> (KN)</b>	8,011/ -11,954	7,682/-8,290	9,511/- 12,077	16,158/- 10,822
<b>Effort tranchant V<sub>w</sub>, V<sub>e</sub> (KN)</b>	6,037/- 13,927	7,377/-8,594	8,228/- 13,359	18,824/- 8,155

**Tableau3.4** : Les moments et les efforts tranchants a l'ELU - étage courant **type2**

Travée	1-2	2-3	4-5
$q_u$ =charge ultime (KN/m)	5,397	5,397	5,397
$L$ =longueur réel de travée (m)	3,70	3,70	5
$L'$ =longueur réduit de travée (m)	3,70	2,96	5
$M_i$ =moment sur appui (KN.m)	0	-7,301	-12,039
$0X$ (m)	1,484	1,183	2,946
$M_t$ =moment sur travée (kN.m)	5,943	-3,518	11,383
Effort tranchant $V_{0w}, V_{0e}$ (KN)	8,009/ -11,956	6,389/-9,583	15,899/-11,081
Effort tranchant $V_w, V_e$ (KN)	6,035/- 13,929	4,788/-11,183	18,306/-8,673

b) Nervure type2



**Fig 3-6** : schéma statique des poutrelles de l'étage courant

Calcul des moments :

❖ **Moment sur Appui :**

$$M_1 = M_4 = 0$$

$$M_a = -\frac{q_w \times l_w^3 + q_e \times l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')} \text{ Avec}$$

$q_w$  : charge ultime réduite droite.

$q_e$  : charge ultime réduite gauche.

$$M_2 = -\frac{q_{u.\text{reduit}}(l_1^3 + l_2^3)}{8,5(l_1' + l_2')} = -\frac{5,397 \times (3,70^3 + 2,96^3)}{8,5 \times (3,70 + 2,96)} = -7,301 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -\frac{q_{u.\text{reduit}}(l_2^3 + l_3^3)}{8,5(l_2' + l_3')} = -\frac{5,397 \times (2,96^3 + 5^3)}{8,5 \times (2,96 + 5)} = -12,039 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment sur travée :**

Sera calcul par :  $M_t(x) = M(x) + M_w(1 - \frac{x}{l}) + M_e \frac{x}{l}$

Avec  $M(x) = q \frac{x}{2} l - q \frac{x^2}{2}$

Alors  $M_t(x) = q \frac{x}{2} (l - x) + M_w(1 - \frac{x}{l}) + M_e \frac{x}{l}$

**Travée 1-2 :**

$$M_{t1}(x) = q \frac{x}{2} (l - x) + M_1(1 - \frac{x}{l}) + M_2(\frac{x}{l}) = 5,397 \times \frac{x}{2} (3,70 - x) + 0(1 - \frac{x}{3,70}) - 7,301(\frac{x}{3,70})$$

$$\Rightarrow M_{t1}(x) = -2,698x^2 + 8,009x$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t1}(x)}{dx} = -5,397x + 8,009 = 0 \Rightarrow x = 1,484m$$

$$M_{t1}(x = 1,484) = -2,698 \times 1,484^2 + 8,009 \times 1,484 = 5,943$$

$$\Rightarrow M_{t1}(x = 1,484) = 5,943 \text{ KN.m}$$

**Travée 2-3 :**

$$M_{t2}(x) = q \frac{x}{2} (l - x) + M_2(1 - \frac{x}{l}) + M_3(\frac{x}{l}) = 5,397 \times \frac{x}{2} (2,96 - x) - 7,301(1 - \frac{x}{2,96}) - 12,039(\frac{x}{2,96})$$

$$\Rightarrow M_{t2}(x) = -2,698x^2 + 6,389x - 7,301$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t2}(x)}{dx} = -5,396x + 6,389 = 0 \Rightarrow x = 1,183m$$

$$M_{t2}(x = 1,183) = -2,698 \times 1,183^2 + 6,389 \times 1,183 - 7,301 = -3,518$$

$$\Rightarrow M_{t2}(x = 1,183) = -3,518 \text{ KN.m}$$

**Travée 3-4 :**

$$M_{t4}(x) = q \frac{x}{2} (l - x) + M_3(1 - \frac{x}{l}) + M_4(\frac{x}{l}) = 5,397 \times \frac{x}{2} (5 - x) - 12,039(1 - \frac{x}{5}) - 0(\frac{x}{5})$$

$$\Rightarrow M_{t3}(x) = -2,698x^2 + 15,899x - 12,039$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t4}(x)}{dx} = -5,396x + 15,899 = 0 \Rightarrow x = 2,946$$

$$M_{t1}(x = 2,946) = -2,698 \times 2,946^2 + 15,899 \times 2,946 - 12,039 = 11,383 \Rightarrow$$

$$M_{t4}(x = 2,946) = 11,383 \text{KN.m}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant :

L'effort tranchant sera calculé par la relation :

$$V_0 = \frac{dM_t}{dx} \qquad V_{w,e} = V_{0w,e} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

**Travée 1-2 :**

$$V_0 = \frac{dM_{t1}(x)}{dx} = -5,396x + 8,009 \quad \left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0 & V_{0w} = 8,009 \text{KN} \\ \text{pour } x=3,70\text{m} & V_{0e} = -11,956 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$V_{w1} = V_{0w} + \frac{M_2 - M_1}{l_1} = 8,009 + \frac{-7,301 - (0)}{3,70} = 6,035 \text{KN}$$

$$V_{e1} = V_{0e} + \frac{M_2 - M_1}{l_1} = -11,956 + \frac{-7,301 - (0)}{3,70} = -13,929 \text{KN}$$

**Travée 2-3 :**

$$V_0 = \frac{dM_{t2}(x)}{dx} = -5,396x + 6,389 = 0 \quad \left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0 & V_{0w} = 6,389 \text{KN} \\ \text{pour } x=2,96\text{m} & V_{0e} = -9,583 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$V_{w2} = V_{0w} + \frac{M_3 - M_2}{l_2} = 6,389 + \frac{-12,039 - (-7,301)}{2,96} = 4,788 \text{KN}$$

$$V_{e2} = V_{0e} + \frac{M_3 - M_2}{l_2} = -9,583 + \frac{-12,039 - (-7,301)}{2,96} = -11,183 \text{KN}$$

**Travée 3-4 :**

$$V_0 = \frac{dM_{t4}(x)}{dx} = -5,396x + 15,899 = 0 \quad \left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0 & V_{0w} = 15,899 \text{KN} \\ \text{pour } x=5\text{m} & V_{0e} = -11,081 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$V_{w4} = V_{0w} + \frac{M_4 - M_3}{l_3} = 15,899 + \frac{0 - (-12,039)}{5} = 18,306 \text{KN}$$

$$V_{e4} = V_{0e} + \frac{M_4 - M_3}{l_3} = -11,081 + \frac{0 - (-12,039)}{5} = -8,673 \text{KN}$$

**Tableau3.5** : Les moments et les efforts tranchants à l'ELS- terrasse **type1**

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
$q_s$ =charge ultime (KN/m)	5,057	5,057	5,057	5,057
$L$ =longueur réel de travée (m)	3,70	3,70	5	5
$L'$ =longueur réduit de travée (m)	3,70	2,96	4	5
$M_i$ =moment sur appui (KN.m)	0	-6,841	-7,687	-12,493
$X$ (m)	1,484	1,423	1,762	2,994
$M_t$ =moment sur travée (kN.m)	5,600	-1,715	0,230	10,175
Effort tranchant $V_{0w}, V_{0e}$ (KN)	7,506/ -11,204	7,199/-7,769	8,948/ -13,332	15,140/ -10,145
Effort tranchant $V_w, V_e$ (KN)	5,657/ -13,052	6,913/-8,054	7,746/ -14,555	17,638/ -7,648

**Tableau3.6** : Les moments et les efforts tranchants à l'ELS- terrasse **type2**

Travée	1-2	2-3	4-5
$q_s$ =charge ultime (KN/m)	5,057	5,057	5,057
$L$ =longueur réel de travée (m)	3,70	3,70	5
$L'$ =longueur réduit de travée (m)	3,70	2,96	5
$M_i$ =moment sur appui (KN.m)	0	-6,841	-11,281
$X$ (m)	1,484	1,183	2,946
$M_t$ =moment sur travée (kN.m)	5,620	-3,299	10,668
Effort tranchant $V_{0w}, V_{0e}$ (KN)	7,506/ -11,204	5,984/-8,984	14,898/-10,387
Effort tranchant $V_w, V_e$ (KN)	5,657/ -13,052	4,484/-10,484	17,154/-8,130

**Tableau3.7** : Les moments et les efforts tranchants à l'ELS- étage courant **type1**

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
$q_u$ =charge ultime (KN/m)	4,251	4,251	4,251	4,251
$L$ =longueur réel de travée (m)	3,70	3,70	5	5
$L'$ =longueur réduit de travée (m)	3,70	2,96	4	5
$M_i$ =moment sur appui (KN.m)	0	-5,751	-8,462	-10,502
$X$ (m)	1,484	1,423	1,762	2,994
$M_t$ =moment sur travée (kN.m)	4,682	-1,444	0,140	8,554
Effort tranchant $V_{0w}, V_{0e}$ (KN)	6,309/ -9,419	6,050/-6,532	7,492/ -9,512	12,727/ -8,528
Effort tranchant $V_w, V_e$ (KN)	4,754/ -10,973	5,809/-6,772	6,482/ -10,522	14,827/ -6,427

**Tableau3.8** : Les moments et les efforts tranchants à l'ELS- étage courant **type2**

Travée	1-2	2-3	3-4
<b>q<sub>u</sub></b> =charge ultime (KN/m)	4,251	4,251	4,251
<b>L</b> =longueur réel de travée (m)	3,70	3,70	5
<b>L'</b> =longueur réduit de travée (m)	3,70	2,96	5
<b>M<sub>i</sub></b> =moment sur appui (KN.m)	0	-5,751	-9,483
<b>X</b> (m)	1,484	1,183	2,946
<b>M<sub>t</sub></b> =moment sur travée (kN.m)	4,682	-2,774	8,967
<b>Effort tranchant V<sub>0w</sub>, V<sub>0e</sub></b> (KN)	6,309/ -9,419	5,030/-7,552	12,523/-8,732
<b>Effort tranchant V<sub>w</sub> ,V<sub>e</sub></b> (KN)	4,754/- 10,973	3,769/-8,812	14,419/-6,835

### 3.3.5. Calcul de ferrailage:

Avant de calcul le ferrailage ; il faut justifier de type de la section à prendre  $M_{tab} \geq M_{tmax}$

$$M_{tab} = F_{bc} \times Z_b \quad \text{Avec} \quad M_{tab} \text{ moment de la table de la compression}$$

$$F_{bc} = b \times h_0 \times f_{bu}$$

$$0,65 \times 0,04 \times 14,20 = 0,37 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow F_{bc} = 0,37 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$$

$$Z_b = d - \left(\frac{h_0}{2}\right) = 0,21 - \left(\frac{0,04}{2}\right) = 0,19 \text{ m}$$

$$\text{Donc} \quad M_{tab} = 0,37 \times 10^3 \times 0,19 = 70,3 \Rightarrow M_{tab} = 70,3 \text{ KN.m}$$

$$\text{On a:} \quad M_{tab} = 70,3 \text{ KN.m} > M_{tmax} = 13,929 \text{ KN.m}$$

Alors la section de calcul est une section rectangulaire  $b \times h$ .

Le ferrailage est calculé par les formules de flexion simple.

**Armature longitudinal:**

**a) En travée :**

On a :  $b = 65 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 21,6 \text{ cm}$  ; ( $d$  : la hauteur utile ).

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13,929 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,21)^2 \times 14,20} = 0,034$$

$\mu = 0,033 < \mu_{lim} = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$  ( pas de section d'acier comprimée).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,034)}) = 0,043.$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha b d f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0,8 \times 0,043 \times 65 \times 21 \times 14,2}{348} = 1,91 \text{ cm}^2$$

**▪ Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{65 \times 24}{1000} ; 0,23 \times 65 \times 21 \times \frac{2,1}{400} \right\} = \max \{1,56 ; 1,64\} = 1,64 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s \geq A_{smin} = \max \{ A_{smin} ; A_s^{ELU} \} = \max \{ 1,64 ; 1,91 \} = 1,91 \text{ cm}^2.$$

On adopte: **2T12**  $\rightarrow A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ .

**b) En appui :**

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17,106 \times 10^{-3}}{0,1 \times (0,21)^2 \times 14,20} = 0,273$$

$\mu = 0,126 < \mu_{lim} = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$  ( pas de section d'acier comprimée).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,273)}) = 0,407.$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha b_0 d f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0,8 \times 0,407 \times 10 \times 21 \times 14,2}{348} = 2,79 \text{ cm}^2$$

On adopte : **2T14**  $A_s = 3,06 \text{ cm}^2$ .

▪ Condition de non fragilité:

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{b_0 h}{1000}; 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{10 \times 24}{1000}; 0,23 \times 10 \times 21 \times \frac{2,1}{400} \right\} = \max \{0,24; 0,25\} = 0,25 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s \geq A_{smin} = \max \{ A_{smin}; A_s^{ELU} \} = \max \{ 0,25; 2,79 \} = 2,79 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 2T 14  $\rightarrow A_s = 3,06 \text{ cm}^2$ .

**Armatures transversales :**

Selon (l'article A.7.2.2) du BAEL 91:

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t \right\} = \min \left\{ \frac{240}{35}; \frac{100}{10}; \phi_t \right\} \rightarrow \phi_t \leq \min \{ 6,85; 10; 12 \}$$

$\phi_t \leq 5,81 \text{ mm}$ ; donc on prend:  $\phi_t = 6 \text{ mm}$ .

▪ Espacement :

D'après RPA99 version 2003 (7.5.2.2) :

Dans les zones nodales :

$$St = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_t \right\} = \min \left\{ \frac{24}{4}; 12\phi_t \right\} = 6 \rightarrow St = 5 \text{ cm}.$$

En dehors de la zone nodale :

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{24}{2} = 12 \rightarrow St = 12 \text{ cm}.$$

**3.3.6 Vérification de l'effort tranchant (ELU):**

Selon (l'article A.5.1.1 des règles du BAEL91modifié99) page 37, on doit vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$  Avec :

$$\begin{cases} \tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} \\ \bar{\tau} \leq \min \left\{ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \end{cases}$$

On a :  $V_{max} = V_u = 24,15 \text{ KN}$ .

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} = \frac{24,15 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,21} = 1,15 \text{ MPa}.$$

Donc :  $\tau_u = 1,15 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.

**3.3.7 Vérification des contraintes (ELS) :**

➤ **Vérification des contraintes :** (fissuration peu préjudiciable)

★ En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{13,929}{10,175} = 1,37.$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 > \alpha = 0,345.$$

★ En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{17,106}{12,493} = 1,37.$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 > \alpha = 0,345.$$

**3.3.8 Vérification de la flèche (ELS) : ( l'article B.7.5 des règles BAEL)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{24}{470} = 0,051 < \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{2,26}{65 \times 21} \leq \frac{4,2}{400} = 0,0016 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ L \leq 8 \text{ m} \rightarrow L = 4,70 \text{ cm} \leq 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

**3.3.9 Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de **4 cm**, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm ; pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 30 cm ; pour les armatures parallèle aux nervures.

Les sections doivent être :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si : } L < 50 \text{ cm} \rightarrow A_s > \frac{200}{f_e} (\text{cm}^2) \text{ et } f_e \text{ en MPa.} \\ \text{Si : } 50 \text{ cm} < L < 80 \text{ cm} \rightarrow A_s > \frac{4L}{f_e} (\text{cm}^2) . \end{array} \right.$$

Avec : L ; Longueur entre l'axe des poutrelles (cm).

Dans notre cas :  $f_c = 400 \text{ MPa}$  ;  $L = 65 \text{ cm}$ .

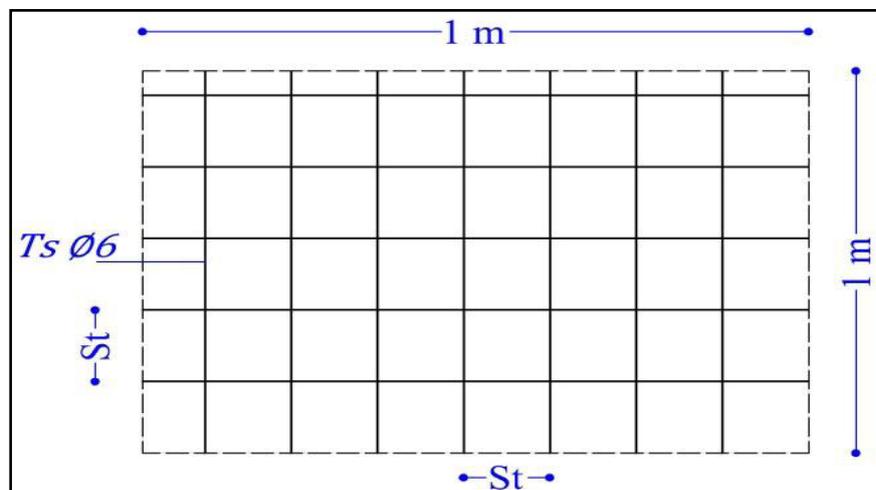
$$50 \text{ cm} < L < 80 \text{ cm} \longrightarrow A_s > \frac{4 \times 65}{400} = 0,65(\text{cm}^2) .$$

On prend 5 $\phi$ 6 de surface  $A_{s1} = 1,41 \text{ cm}^2$  avec  $St = 20\text{cm}$

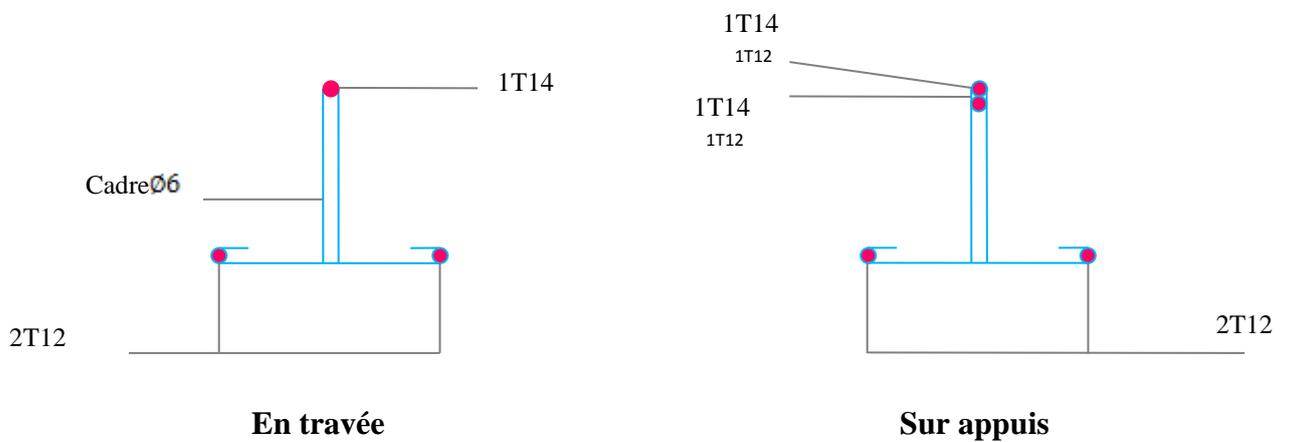
$$A_{s2} = \frac{A_{s1}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2$$

On prend 3 $\phi$ 6 de surface  $A_{s2} = 0,85 \text{ cm}^2$  avec  $St = 20\text{cm}$

### 3.3.10 Schémas de ferrailage :



**Figure.3.7:** schéma de ferrailage de la dalle de compression



**Figure3.8 :** Schéma de ferrailage de la nervure

### 3.4. Dalle pleine

#### 3.4.1. Méthode de calcul :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m, les moments seront calculés conformément aux règlements B.A.E.L.91 pour la détermination des moments isostatique. Cette méthode de calcul est basée sur le rapport de deux dimensions de la

dalle  $L_x$  et  $L_y$   $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,70}{6,20} = 0,75 \Rightarrow 0,4 \leq \alpha \leq 1$  cette dalle est considérée

comme portant sur deux sens perpendiculaires ce qui augmente leur rigidité.

Le moment fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeur :

Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q L_x^2$

Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les valeurs des coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont tirées du tableau (B.A.E.L).

**Tableau 3.9.** Les valeurs des coefficients  $\mu_x, \mu_y$

Calcul	$\mu_x$	$\mu_y$
Sollicitation à L'ELU et à L'ELS	$\frac{1}{8(1 + 2.4 \times \alpha^3)}$	$\alpha^3(1.9 - 0.9 \times \alpha) \geq \frac{1}{4}$
	<b>0,062</b>	<b>0,516 <math>\geq</math> 0,25</b>

#### 3.4.2. Combinaison des charges pour un mètre linéaire :

- Charge permanente :  $G = 5,44 \times 1 = 5,44 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation :  $Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$

A l'ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 11,09 \text{ KN/ml}$

A l'ELS :  $q_s = G + Q = 7,94 \text{ KN/ml}$

### 3.4.3. Calcul de sollicitation

#### ➤ A'ELU

✓ *Les moments pour les bandes de largeur unité :*

$$M_{0x} = \mu_x q L_x^2 = 0,062 \times 11,09 \times 4,70^2 = 15,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0,516 \times 15,18 = 7,83 \text{ KN.m.}$$

✓ **Les moments dans la dalle partiellement encadrée :**

- *Bande de largeur de 1,00m parallèle à  $L_x$  :*

$$\text{Travées : } M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 15,18 = 12,90 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Appuis : } M_{ax} = -0,3 M_{0x} = -0,3 \times 15,18 = -4,55 \text{ KN.m.}$$

- *Bande de largeur de 1,00m parallèle à  $L_y$  :*

$$\text{Travées : } M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 7,83 = 6,65 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Appuis : } M_{ay} = -0,3 M_{0y} = -0,3 \times 7,83 = -2,34 \text{ KN.m.}$$

✓ *Calcul des efforts tranchants :*

D'après le BAEL91(Art.4.11)

$$V_x = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{1}{1 + (\alpha/2)} = \frac{11,09 \times 4,70}{2} \times \frac{1}{1 + (0,75/2)} = 18,95 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{q_u L_y}{3} = \frac{11,09 \times 6,20}{3} = 22,91 \text{ KN.}$$

#### ➤ A'ELS

✓ *Les moments pour les bandes de largeur unité :*

$$M_{0x} = \mu_x q L_x^2 = 0,062 \times 7,94 \times 4,70^2 = 10,87 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0,516 \times 10,87 = 5,60 \text{ KN.m.}$$

✓ Les moments dans la dalle partiellement encastrée :

- *Bonde de largeur de 1,00m parallèle à  $L_x$  :*

Travées :  $M_{tx} = 0,85M_{ox} = 0,85 \times 10,87 = 9,23 \text{ KN.m.}$

Appuis :  $M_{ax} = -0,3M_{ox} = -0,3 \times 10,87 = -3,26 \text{ KN.m.}$

- *Bonde de largeur de 1,00m parallèle à  $L_y$  :*

Travées :  $M_{ty} = 0,85M_{oy} = 0,85 \times 5,60 = 4,76 \text{ KN.m.}$

Appuis :  $M_{ay} = -0,3M_{oy} = -0,3 \times 5,60 = -1,68 \text{ KN.m.}$

✓ *Calcul des efforts tranchants :*

D'après le BAEL91(Art.4.11)

$$V_x = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{1}{1+(\alpha/2)} = \frac{7,94 \times 4,70}{2} \times \frac{1}{1+(0,75/2)} = 13,57 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{q_u L_y}{3} = \frac{7,94 \times 6,20}{3} = 16,40 \text{ KN.}$$

### 3.4.4. Calcul de ferrailage

*Suivant X-X :*

a) **En travée :**

$$f_e=400\text{MPa}, f_{c28}=25\text{MPa}, f_{bc}=14,2 \text{ MPa}, f_{t28}=2,1\text{MPa}, \sigma_{su}=348\text{MPa}$$

$h=16\text{cm}, d=14\text{cm}, b=1\text{m}$  (ferrailage pour 1 ml); Fissuration préjudiciable.

$$\text{On a : } M_u = 12,90 \text{ KNm}, M_{ser} = 9,23 \text{ KNm.}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{12,90}{9,23} = 1.39$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{FeE400} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.341 \times 1.39 - 0.1776 = 0.30$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12,90 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.20} \Rightarrow \mu = 0.046 < \mu_{lim} = 0.30$$

Donc l'acier comprimé n'est pas nécessaire, c'est-à-dire : ( $A_s'=0$ )

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.046}) \Rightarrow \alpha_u = 0.0558$$

$$A_s = \frac{0.8 \alpha_u b d f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0.8 \times 0.0558 \times 100 \times 14 \times 14.2}{348} = 2,68 \text{cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{S \min} = \max \left\{ \frac{b h}{1000}; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 1.7 \text{cm}^2$$

$$A_s = \max\{A_{S \min}; A_s\} = 2,68 \text{cm}^2$$

On adopte une section d'acier : **5T12** ( $A_s = 5.65 \text{cm}^2$ ) avec un espacement **S<sub>t</sub>=20cm**.

**b) En appui :**

On a :  $M_u = 4,55 \text{KNm}$  ,  $M_{ser} = 3,26 \text{KNm}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{4,55}{3,26} = 1.39$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{FeE400} \\ f_{c28} = 25 \text{MPa} \end{array} \right. \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.341 \times 1.39 - 0.1776 = 0.30$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{4,55 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.20} \Rightarrow \mu = 0.016 < \mu_{lim} = 0.30$$

Donc l'acier comprimé n'est pas nécessaire, c'est-à-dire : ( $A_s'=0$ )

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.016}) \Rightarrow \alpha_u = 0.020$$

$$A_s = \frac{0.8 \alpha_u b d f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0.8 \times 0.020 \times 100 \times 14 \times 14.2}{348} = 0.91 \text{cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{S \min} = \max \left\{ \frac{b h}{1000}; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 1.7 \text{cm}^2$$

$$A_s = \max\{A_{S \min}; A_s\} = 1,7 \text{cm}^2$$

On adopte une section d'acier : **5T12** ( $A_s = 5.65 \text{cm}^2$ ) avec un espacement **S<sub>t</sub>=20cm**.

Suivant Y-Y :

a) En travée :

$$f_e=400\text{MPa}, f_{c28}=25\text{MPa}, f_{bc}=14.2\text{MPa}, f_{t28}=2.1\text{MPa}, \sigma_{su}=348\text{MPa}$$

$h=16\text{cm}, d=14\text{cm}, b=1\text{m}$  (ferraillage pour 1 ml); Fissuration préjudiciable.

$$\text{On a : } M_u = 6,65 \text{ KNm}, M_{ser} = 4,76 \text{ KNm.}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{6,65}{4,76} = 1.39$$

$$\begin{cases} \text{FeE400} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.341 \times 1.39 - 0.1776 = 0.30$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,65 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.20} \Rightarrow \mu = 0.023 < \mu_{lim} = 0.30$$

Donc l'acier comprimé n'est pas nécessaire, c'est-à-dire : ( $A_s'=0$ )

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.023}) \Rightarrow \alpha_u = 0.029$$

$$A_s = \frac{0.8 \alpha_u b d f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0.8 \times 0.029 \times 100 \times 14 \times 14.2}{348} = 1,32\text{cm}^2$$

▪ Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = \max\left\{\frac{b h}{1000}; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}\right\} = 1.7\text{cm}^2$$

$$A_s = \max\{A_{s \min}; A_s\} = 1,7\text{cm}^2$$

On adopte une section d'acier : **5T12** ( $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  **$S_t=20\text{cm}$** .

b) En appui :

$$\text{On à : } M_u = 2,34 \text{ KNm}, M_{ser} = 1,68 \text{ KNm}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{2,34}{1,68} = 1.39$$

$$\begin{cases} \text{FeE400} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.341 \times 1.39 - 0.1776 = 0.30$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{2,34 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.20} \Rightarrow \mu = 0.0084 < \mu_{lim} = 0.30$$

Donc l'acier comprimé n'est pas nécessaire, c'est-à-dire : ( $A_s' = 0$ )

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0084}) \Rightarrow \alpha_u = 0.010$$

$$A_s = \frac{0.8 \alpha_u b d f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0.8 \times 0.010 \times 100 \times 14 \times 14.2}{348} = 0.45 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{S \min} = \max \left\{ \frac{b h}{1000}; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 1.7 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \{ A_{S \min}; A_s \} = 1,7 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'acier : **5T12** ( $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement **S<sub>t</sub>=20cm**.

### 3.4.5. Vérification

#### Vérification de l'effort tranchant (E.L.U)

$$V_x = 18,95 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_x}{b \times d} \leq \bar{\tau}_U = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{18,95 \times 10^{-3}}{1,00 \times 0,14} = 0,135 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\tau_u = \frac{V_y}{b \times d} \leq \bar{\tau}_U = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{22,91 \times 10^{-3}}{1,00 \times 0,14} = 0,163 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

**Vérification à l'ELS :**

Avant de passer à la vérification de la flèche proprement dit, on doit examiner les conditions de non vérification de la flèche par l'article B.7.5 des règles BAEL comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left\{ \frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10 M_0} \right\} \Rightarrow h = 16 < 29,37 \text{ cm CNV} \\ A_s \leq 4,2 \times \frac{b \times d}{f_e} \Rightarrow A_s = 5,65 \text{ cm}^2 \leq 14,7 \quad \text{C.V} \\ L \leq 8 \text{ m} \Rightarrow 6,2 \text{ m} \leq 8 \text{ m} \quad \text{C.V} \end{array} \right.$$

On doit donc faire une vérification de la flèche comme suit, on examinant la condition suivante :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

Avec :

$\bar{f}$ : est la flèche admissible, elle se calcule selon l'article B.6.5.3 du BAEL91 comme suit :

Pour  $l < 5 \text{ m}$  :

$$\bar{f} = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm} = 9,4 \text{ mm}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bdA_s}{7,5 A_s^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 5,65}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{100 \times 14 \times 5,65}{7,5 \times 5,65^2}} - 1 \right]$$
$$\Rightarrow y = 4,09 \text{ cm}$$

**L'inertie de la section par rapport à l'axe neutre :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,09^3}{3} + 15 \times 5,65(14 - 4,09)^2$$
$$\Rightarrow I = 10603,73 \text{ cm}^4$$

Calcul les facteurs  $\lambda_i$  et  $\lambda_v$  :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} \quad \text{Avec } \rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{5,65}{100 \times 14} \Rightarrow \rho = 0,004$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,004(2 + 3 \times 1)} = 5,25$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2,1$$

Calcul des moments :

- ✓ Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et exploitation (M<sub>g</sub>) :

$$M_g = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{5,44 \times 4,7^2}{8} = 15,02 \text{ KN.m}$$

- ✓ Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M<sub>j</sub>):

$$M_j = \frac{j \times L^2}{8} = \frac{2 \times 4,7^2}{8} = 5,52 \text{ KN.m}$$

- ✓ Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation :

$$M_p = M_t^{ser} = 4 \text{ KN.m}$$

L'inertie de la section totale homogène :

$$\begin{aligned} I_0 &= \frac{b \times h^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2 \right] = \frac{100 \times 16^3}{12} + 15 \left[ 5,65 \left( \frac{16}{2} - 2 \right)^2 \right] \\ &= \mathbf{37184,33 \text{ cm}^2} \end{aligned}$$

Calcul des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{sg} = \frac{15 M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 15,02}{10603,73 \times 10^{-3}} (14 - 4,09) \Rightarrow \sigma_{sg} = 210,56 \text{ MPa} \\ \sigma_{sj} = \frac{15 M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 5,52}{10603,73 \times 10^{-3}} (14 - 4,09) \Rightarrow \sigma_{sj} = 77,38 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = \frac{15 M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 4}{10603,73 \times 10^{-3}} (14 - 4,09) \Rightarrow \sigma_{sp} = 56,07 \text{ MPa} \end{cases}$$

Calcul des paramètres ( $\mu$ ) :

$$\begin{cases} \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,004 \times 210,56 + 2,1} \Rightarrow \mu_g = 0,328 \\ \mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,004 \times 77,38 + 2,1} \Rightarrow \mu_j = 0,100 \\ \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,004 \times 56,07 + 2,1} \Rightarrow \mu_p = 0,226 \end{cases}$$

Calcul de l'inertie fissurée :

$$\begin{cases} I_{fv}^g = \frac{1,1 \times I_0}{1 + 0,4\lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 37184,33}{1 + 0,4 \times 5,25 \times 0,328} \Rightarrow I_{fv}^g = 24220,01 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^g = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 37184,33}{1 + 5,25 \times 0,328} \Rightarrow 15026,73 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^j = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 37184,33}{1 + 5,25 \times 0,100} \Rightarrow I_{fi}^j = 26821,48 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^p = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 37184,33}{1 + 5,25 \times 0,226} \Rightarrow I_{fi}^p = 18706,95 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

Calcul des flèches :

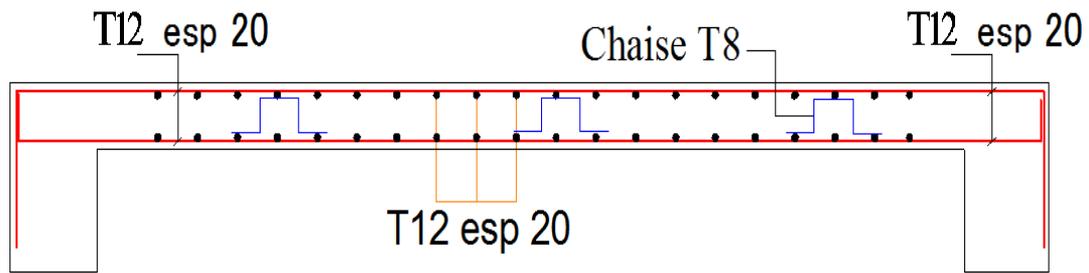
$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ Mpa} \text{ et } E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,4 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} f_{gv} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = \frac{15,05 \times 4,7^2}{10 \times 10721,4 \times 24220,01 \times 10^{-5}} \Rightarrow f_{gv} = 12,77 \times 10^{-3} \text{ m} \\ f_{gi} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = \frac{15,02 \times 4,7^2}{10 \times 32164,2 \times 15026,73 \times 10^{-5}} \Rightarrow f_{gi} = 6,86 \times 10^{-3} \text{ m} \\ f_{ji} = \frac{M_{tj} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = \frac{5,52 \times 4,7^2}{10 \times 32164,2 \times 15026,73 \times 10^{-5}} \Rightarrow f_{ji} = 2,52 \times 10^{-3} \text{ m} \\ f_{pi} = \frac{M_{tp} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = \frac{4 \times 4,7^2}{10 \times 32164,2 \times 18706,95 \times 10^{-5}} \Rightarrow f_{pi} = 1,46 \times 10^{-3} \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Donc } \Delta f_t = (12,77 - 2,52) + (1,46 - 6,86) \times 10^{-3} = 4,85 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$4,85 \text{ mm} < f = 0,5 + \frac{470}{1000} = 9,7 \text{ mm} \dots \dots \dots C.V$$

3.4.6. Schéma de ferrailage :



**Figure.3.9:** Exemple de ferrailage d'un panneau de dalle plein.

### 3.5.. Les escalier :

Les escaliers est un élément essentiel dans un hôtel, il joue le rôle d'une liaison entre les différents niveaux, chaque escalier se compose d'un certain nombre de marche, palier et volée, dans notre projet il ya deux type d'escalier.

#### 3.5.1. Escalier de l'étage courant :

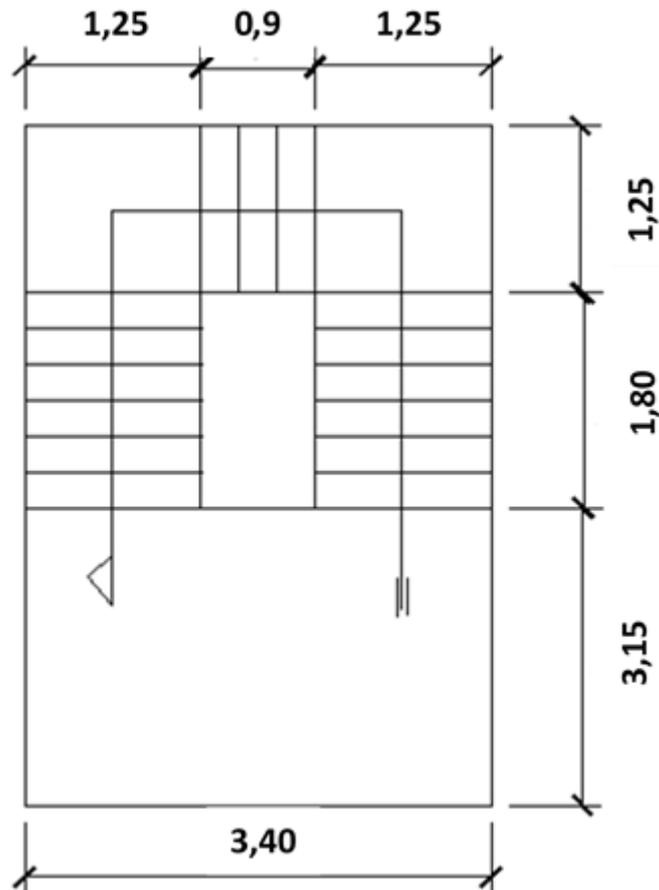


Figure.3.10: Schéma d'escalier d'étage courant.

#### a. Les charges :

- Les charges permanentes :

$$G_{\text{palier}}=5,2 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{volée}}=8,26 \text{ KN/m}^2$$

Les charges d'exploitation :

$$Q_{\text{palier}}=Q_{\text{volée}}=2,5 \text{ KN/m}$$

**b. Combinaisons de charges :**

**ELU :**

$$q_{pu}=1,35G+1,5Q=10,77 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{vu}=1,35G+1,5Q=14,90 \text{ KN/m}^2$$

Le calcul des armatures fait sur une bonde de 1m.

$$q_{pu}=10,77 \times 1 = 10,77 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{vu}=14,90 \times 1 = 14,90 \text{ KN/ml.}$$

**ELS:**

$$q_{ps}=G_p+Q_p=7,70 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{vs}=G_v+Q_v=10,76 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une longueur de 1m les charge seront :

$$q_{ps}=7,70 \times 1 = 7,70 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{vs}=10,76 \times 1 = 10,76 \text{ KN/ml.}$$

**1. Calcul du volée02:**

L'étude de se paillasse consiste à étudier comme console encastrée dans la poutre limon :

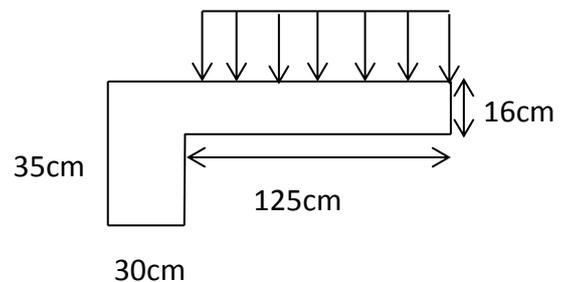
➤ **Sollicitation :**

$$M_u=q_u \cdot l^2/2=11,64 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ser}=q_s \cdot l^2/2=8,40 \text{ KN.m.}$$

$$V_u=q_u \cdot l=14,90 \times 1,25=18,62 \text{ KN.}$$

$$V_{ser}=q_{ser} \cdot l=10,76 \times 1,25=13,45 \text{ KN.}$$



**Figure3.11:** Schéma statique de volée 02.



➤ **Vérification à ELS:**

**Vérification des contraintes:**  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

Fissuration préjudiciable  $\bar{\sigma} = \min(3/2f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) = \min(266,66 ; 202) = 202 \text{ MPa}$ .

$M_{tser} = 8,40 \text{ KN.m}$ .

**Position de l'axe neutre :**

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bd}{7,5A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 5,65}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{100 \times 16}{7,5 \times 5,65}} - 1 \right] \Rightarrow y = 4,43 \text{ cm}.$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \left( \frac{by^3}{3} \right) + 15 A_s (d - y)^2 = \left( \frac{100 \times 4,43^3}{3} \right) + 15 \times 5,65 (16 - 4,43)^2$$

Donc:  $I = 14243 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = (M_{tser}/I) \times Y = 2,61 \text{ MPa}$ .

$\sigma_s = 15 (M_{tser}/I) \times (d - Y) = 88,19 \text{ MPa}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 2,61 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \sigma_s = 88,19 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on adopte **5T12**  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

➤ **Les armatures de répartitions :**

$A_r = A_s/4 = 5,65/4 = 1,41 \text{ cm}^2$  on adopte **5T10** ( $A_r = 3,92 \text{ cm}^2$ ) avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18,62 \times 10^{-3}}{1 \times 0,16} = 0,116 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc :  $\tau_u = 0,116 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$  .....Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après BAEL 91, il est nécessaire de vérifier la flèche si les conditions ci-dessous ne sont pas vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l \geq 1/16 \\ h/l \geq 0,1 M_t / M_0 \\ A_s \leq 4,2 \times b \times d / f_e \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} 16/120 = 0,13 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{CV.} \\ 16/120 = 0,13 \geq 0,1 \times 11,64 / 11,64 = 0,1 \dots\dots\dots \text{CV} \\ 5,65 \leq 4,2 \times 100 \times 14,4 / 400 = 15,12 \dots\dots\dots \text{CV.} \end{array} \right.$$

Les trois conditions vérifiées donc ne vérifient pas la flèche.

➤ **Schéma de ferrailage du volée 2 :**

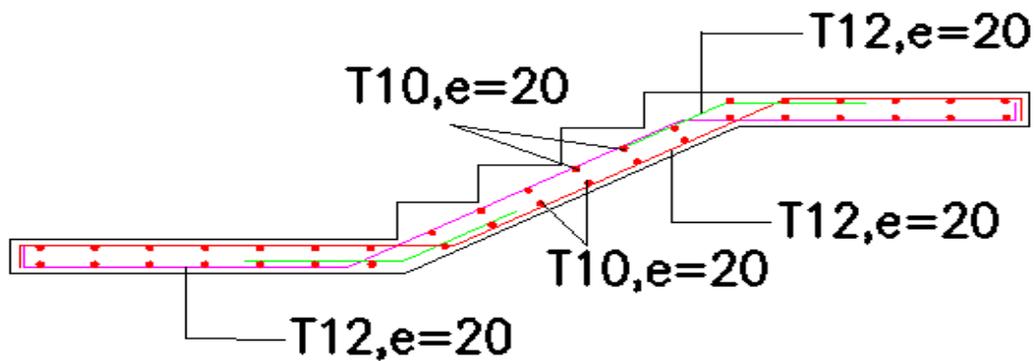


Figure 3.12 : Schéma de ferrailage de volée 2.

**2. Calcul de volée 1 et 3 :**

On a :

$q_{pu} = 10,77 \times 1 = 10,77 \text{ KN/ml.}$

$q_{vu} = 14,90 \times 1 = 14,90 \text{ KN/ml.}$

$q_{ps} = 7,70 \times 1 = 7,70 \text{ KN/ml.}$

$q_{vs} = 10,76 \times 1 = 10,76 \text{ KN/ml}$

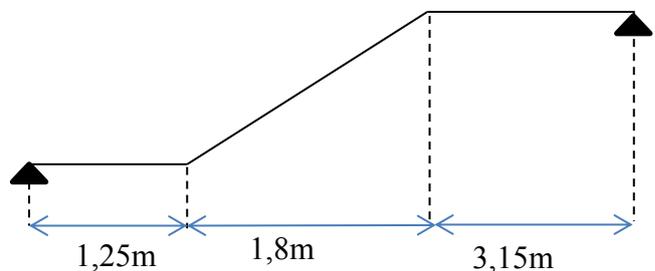


Figure 3.13 : schéma statique de volée 1 et 3.

➤ Calcul de sollicitation:

Calcul de la charge équivalente:

$$q_{u\text{-eq}} = \frac{q_{pu} \times L_p + q_{vu} \times L_v}{L} = \frac{10,77(1,25 + 3,15) + 14,9 \times 1,8}{6,2} = 11,96 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s\text{-eq}} = \frac{q_{ps} \times L_p + q_{vs} \times L_v}{L} = \frac{7,70(1,25 + 3,15) + 10,76 \times 1,8}{6,2} = 8,58 \text{ KN/ml}$$

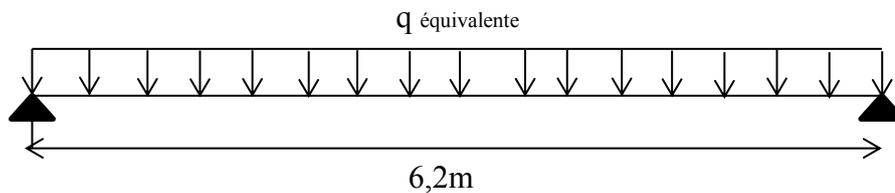


Figure3.14 : Schéma statique de volée 1et3 avec charge.

Calcul de l'effort tranchant V et les moments en travée  $M_t$  et en appui  $M_a$  :

$$V = q \times L / 2 ; M_0 = q \times L^2 / 8$$

D'après l'article A.8.2.32 de BAEL 91 modifiée 99 :

Le moment en travée égal à  $M_{travée} = 0,85 \times M_0$

Le moment en appui égal à  $M_{appui} = 0,3 \times M_0$

TABLEAU 3-10 l'effort tranchant V et les moments en travée  $M_t$  et en appui  $M_a$  :

sollicitation	V(KN)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)
ELU	37,07	57,46	48,84	17,23
ELS	26,59	41,22	35,03	12,36

➤ **Calcul de ferrailage :**

✓ **En travée :**

Fissuration peu préjudiciable.

Béton :

acier :

$$\left[ \begin{array}{l} f_{c28}=25\text{MPa} \\ f_{t28}=2,1\text{Mpa} \\ f_{bc}=14,2\text{MPa} \end{array} \right. \quad \left[ \begin{array}{l} f_e=400\text{MPa} \\ \sigma_{bc}=348\text{MPa} \end{array} \right. \quad \left[ \begin{array}{l} M_{tu}= 48,84\text{KN.m.} \\ M_{ts}=35,03\text{KN.m.} \end{array} \right.$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 48,84/35,03 = 1,39$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 = 0,29$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{48,84 \times 10^{-3}}{1 \times (0,144)^2 \times 14,20} = 0,165.$$

$$\mu_{bu} = 0,165 < \mu_{lu} = 0,392 \quad A'_s = 0 \quad (\text{pas de section d'acier comprimée}).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,165)}) = 0,226$$

$$\alpha = 0,226 < 0,259 \quad \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4\alpha) = 14,4 \times (1 - 0,4 \times 0,226) = 13,09.$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{48,84 \times 10^3}{13,09 \times 348} = 10,72 \text{cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{b h}{1000}; 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{100 \times 16}{1000}; 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} \right\} = \max \{1,6; 1,93\} = 1,93 \text{cm}^2$$

Donc :

$$A_s \geq A_{smin} = \max \{ A_{smin}; A_s^{ELU} \} = \max \{ 1,93; 10,72 \} = 10,72 \text{cm}^2.$$

On adopte : **7T 14** → **A<sub>s</sub> = 10,77cm<sup>2</sup>. S<sub>t</sub> = 15cm**

➤ Les armatures de repartiions :

$$A_r = A_s/4 = 10,77/4 = 2,69 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } \mathbf{5T10} \text{ avec } A_r = 3,93 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{S_r = 20 cm.}$$

✓ En appuis :

$$\text{Le moment sur appuis : } \begin{cases} M_{au} = 17,23 \text{ KN.m.} \\ M_{as} = 12,36 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 17,23/12,36 = 1,39$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 = 0,29$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17,23 \times 10^{-3}}{1 \times (0,144)^2 \times 14,20} = 0,058.$$

$$\mu_{bu} = 0,058 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \mathbf{A'_s = 0} \quad (\text{pas de section d'acier comprimée}).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,058)}) = 0,0747$$

$$\alpha = 0,0747 < 0,259 \quad \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4\alpha) = 14,4 \times (1 - 0,4 \times 0,0747) = 13,96.$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{17,23 \times 10^3}{13,96 \times 348} = 3,54 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{b h}{1000}; 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{100 \times 16}{1000}; 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} \right\} = \max \{1,6; 1,93\} = 1,93 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s \geq A_{smin} = \max \{ A_{smin}; A_s^{ELU} \} = \max \{ 1,93; 3,54 \} = 3,54 \text{ cm}^2.$$

On adopt : **5T12** → **A<sub>s</sub> = 5,65 cm<sup>2</sup>. S<sub>t</sub> = 20 cm.**

➤ **Les armatures de repartiions :**

$A_r = A_s/4 = 5.65/4 = 1,41 \text{ cm}^2$  on adopte **5T10** avec  $A_r = 3,92 \text{ cm}^2$   $S_r = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} = \frac{37,07 \times 10^{-3}}{1 \times 0,16} = 0,231 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

Donc :  $\tau_u = 0,231 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après BAEL 91 ,il est nécessaire de vérifiée la flèche si les condition ci-dessous ne vérifiée pas.

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l \geq 1/16 \\ h/l \geq 0,1 M_t / M_0 \\ A_s \leq 4,2 \times b \times d / f_e \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} 16/620 = 0,025 \leq 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.} \\ 16/620 = 0,025 \leq 0,1 \times 48,84 / 57,46 = 0,085 \text{Condition non vérifiée.} \\ 10,77 \leq 4,2 \times 100 \times 14,4 / 400 = 15,12 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Deux condition qui ne sont pas vérifier, donc il faut vérifier la flèche.

Le calcul de la flèche total est donné par la formule du BAEL91 comme suite:

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

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$ : sont les flèches respectivement due à l'ensemble des charges permanente, après la mise en place des revêtements.

$f_{pi}$ : est la flèche due à la l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.

$f_{ji}$ : est la flèche due à l'ensemble des charges appliquée avant la mise en place des revêtements.

$\frac{l}{500}$  : Cette flèche ne doit pas dépasser.

D'après le *BAEL91* (calcul globale) on a:

$$f_i = \frac{M_{ser\ max} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = f_{ser} \quad ; \quad f_v = \frac{M_{ser\ max} \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.19 \text{ Mpa} = 3216,4 \text{ kn/cm}^2$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = \frac{3216,4}{3} = 1072,2 \text{ kn/cm}^2$$

**Position de l'axe neutre :**

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bd}{7,5A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 14,26}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{100 \times 16}{7,5 \times 14,26}} - 1 \right] \Rightarrow y = 6,40 \text{ cm} .$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \left( \frac{by^3}{3} \right) + 15 A_s (d - y)^2 = \left( \frac{100 \times 6,40^3}{3} \right) + 15 \times 14,26 (16 - 6,40)^2$$

Donc :  $I = 28451,15 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = (M_{tser}/I) \times Y = 7,87 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 (M_{tser}/I) \times (d - Y) = 177,29 \text{ MPa}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 7,87 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \sigma_s = 177,29 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

➤ Schéma de ferrailage de volée 1et3 :

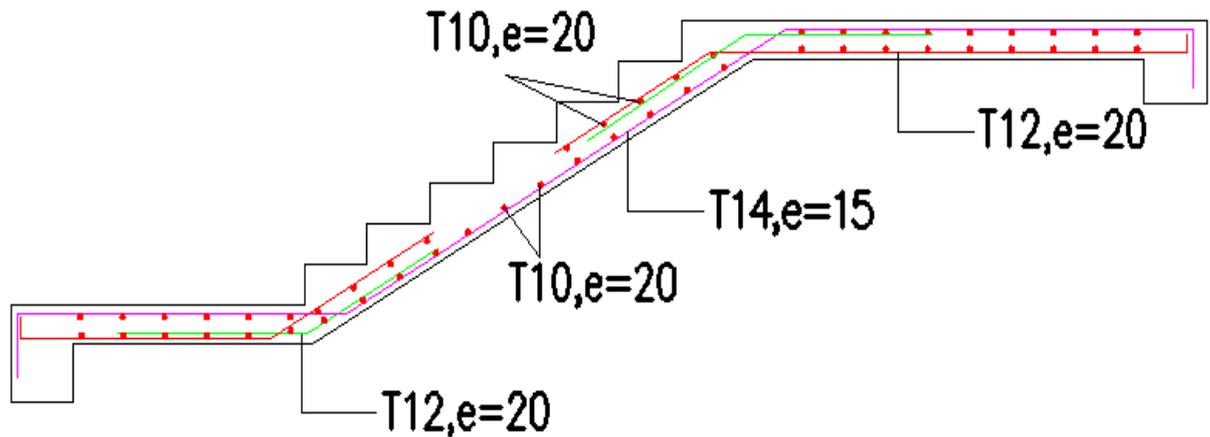


Figure3.15 : Schéma de ferrailage de volée 1 et 3.

**3.5.2. Calcule de la poutre brisée :**

La hauteur de la poutre limitée comme suit :

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

Avec  $L=370\text{cm}$

$$370/15 \leq h \leq 370/10 \quad 24,66 \leq h \leq 37$$

Donc en prend  $h=35\text{cm}$ .

La largeur de la poutre limitée comme suit :

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \quad 14 \leq b \leq 28.$$

Donc en prend  $b=30\text{cm}$ .

➤ **Vérification de L'RPA :**

$$b=30\text{cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h=35\text{cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$h/b=35/30=1,16 \leq 4$  condition vérifiée.

### 3.5.2.1. Evaluation des charges :

Le poids propre de la poutre :  $G_p=0,30 \times 0,35 \times 25=2,62 \text{KN/ml}$

Le poids du mur extérieur :  $G_m=2,76 \times h=2,76 \times 2,61=7,2 \text{KN/ml}$

Donc le poids propre total sera :

$$G=G_p+G_m=2,62+7,2=9,82 \text{KN/ml}$$

- Les réactions des paliers sur la poutre :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{à ELU } V_u=30,48 \text{KN} & M_{au}=7,61 \text{ KN.m} \\ \text{à ELS } V_s=21,86 \text{KN} & M_{as}=5,46 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

### 3.5.2.2. Combinaison des charges :

✓ **Zone volée :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{à ELU} & q_{vu}=1,35G=1,35 \times 9,82=13,25 \text{KN/ml} \\ \text{à ELS} & q_{vs}=G=9,82 \text{KN/ml} \end{array} \right.$$

✓ **Zone palier :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{à ELU} & q_{pu}=1,35G+V=1,35 \times 9,82+30,84=44,10 \text{KN/ml} \\ \text{à ELS} & q_{ps}=G+V=9,82+21,86=31,68 \text{KN/ml} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul de  $q_{\text{équivalente}}$  :**

$$q_{u\text{-eq}}=\frac{q_{pu} \times L_p + q_{vu} \times L_v}{L} = \frac{44,1 \times 1,4 \times 2 + 13,25 \times 0,9}{3,7} = 36,58 \text{KN/ml}$$

$$q_{s\text{-eq}}=\frac{q_{ps} \times L_p + q_{vs} \times L_v}{L} = \frac{31,68 \times 1,4 \times 2 + 9,82 \times 0,9}{3,7} = 26,36 \text{KN/ml}$$

### 3.5.2.3. Calcul des sollicitations

**Calcul de l'effort tranchant V et les moments en travée  $M_t$  et en appui  $M_a$  :**

$$V=q \times L/2 \quad ; \quad M_0=q \times L^2/8$$

D'après l'article **A.8.2.32** de BAEL 91 modifiée 99 :

Le moment en travée égal à  $M_{\text{travée}}=0,85 \times M_0$

Le moment en appui égal à  $M_{appui}=0,3 \times M_0$

**TA BLEAU 3-11** l'effort tranchant V et les moments en travée Mt et en appui Ma :

sollicitation	V(KN)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)
<b>ELU</b>	67,67	62,59	53,20	18,77
<b>ELS</b>	48,76	45,10	38,34	13,53

➤ **Calcul de ferrailage :**

✓ **En travée :**

Le moment max en travée  $\left\{ \begin{array}{l} M_{tu}=53,20\text{KN.m.} \\ M_{ts}= 38,34\text{KN.m.} \end{array} \right.$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 53,20/38,34 = 1,38$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 = 0,29$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{53,20 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,32)^2 \times 14,20} = 0,122.$$

$$\mu_{bu} = 0,122 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \mathbf{A}'_s = \mathbf{0} \quad (\text{pas de section d'acier comprimée}).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,122)}) = 0,163$$

$$\alpha = 0,163 < 0,259 \quad \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4\alpha) = 32 \times (1 - 0,4 \times 0,163) = 29,91.$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{53,20 \times 10^3}{29,91 \times 348} = 5,11 \text{cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{b h}{1000}; 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{30 \times 35}{1000}; 0,23 \times 30 \times 35 \times \frac{2,1}{400} \right\} = \max \{1,05; 1,26\} = 1,26 \text{cm}^2$$

Donc :

$$A_s \geq A_{smin} = \max \{ A_{smin}; A_s^{ELU} \} = \max \{ 1,26; 5,11 \} = 5,11 \text{ cm}^2.$$

✓ **En appuis :**

$$\text{Le moment sur appuis : } \begin{cases} M_{au} = 18,77 \text{ KN.m.} \\ M_{as} = 13,53 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 18,77/13,53 = 1,38$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 = 0,29$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18,77 \times 10^3}{0,30 \times (0,32)^2 \times 14,20} = 0,043.$$

$$\mu_{bu} = 0,043 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \mathbf{A}'_s = \mathbf{0} \quad (\text{pas de section d'acier comprimée}).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,043)}) = 0,055.$$

$$\alpha = 0,055 < 0,259 \quad \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4\alpha) = 32 \times (1 - 0,4 \times 0,055) = 31,29.$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{18,77 \times 10^3}{31,29 \times 348} = 1,72 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{b h}{1000}; 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{30 \times 35}{1000}; 0,23 \times 30 \times 35 \times \frac{2,1}{400} \right\} = \max \{ 1,05; 1,26 \} = 1,26 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s \geq A_{smin} = \max \{ A_{smin}; A_s^{ELU} \} = \max \{ 1,26; 1,72 \} = 1,72 \text{ cm}^2.$$

➤ **armatures transversales:**

Selon RPA(version 2003),la section des acier transversal donne par :  $A_t = 0,003.S.b$

$$S_t \leq \min(h/4, 12\phi_L, 30\text{cm}) = \min(35/4, 12 \times 1,4, 30\text{cm}) = 8,75\text{cm}.$$

Donc on adopte  $S_t = 8\text{cm}$  (dans la zone nodale).

$$A_t = 0,003.S.b = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2.$$

$S \leq h/2 = 17,5$ , On prend  $S = 15 \text{ cm}$  (dans la zone courante).

$$A_t = 0,003.S.b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérification à ELS :**

-Section rectangulaire.

-Fissuration peu préjudiciable.

-Aucune vérification à l'ELS si :

$$\alpha < (\gamma - 1)/2 + f_{c28}/100$$

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 53,2/38,34 = 1,38$$

$$\alpha = 0,163 < ((1,38 - 1)/2) + 25/100 = 0,44 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En appuis:**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 18,77/13,53 = 1,38$$

$$\alpha = 0,055 < ((1,38 - 1)/2) + 25/100 = 0,44 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} = \frac{67,67 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,32} = 0,704 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

Donc :  $\tau_u = 0,704 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après BAEL 91, il est nécessaire de vérifier la flèche si la condition ci-dessous ne vérifiée pas.

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l \geq 1/16 \\ h/l \geq M_t / 10M_0 \\ A_s \leq 4,2 \times b \times d / f_e \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} 35/370 = 0,0945 \geq 0,0625 \dots\dots\dots CV. \\ 35/370 = 0,0945 \geq 53,2/10 \times 62,59 = 0,085 \dots\dots\dots CV. \\ 5,11 \leq 4,2 \times 30 \times 32 / 400 = 10,08 \dots\dots\dots CV. \end{array} \right.$$

Les trois conditions vérifiées donc ne vérifie pas la flèche.

**3.5.2.4. Ferrailage sous sollicitations de torsion :**

**a. Calcul de la contrainte tangentielle de torsion :**

Selon (l'article A.5.4.2 des règles BAEL 91 modifiée 99), les contraintes de cisaillement dues à la torsion pour une section pleine se calcul comme suit :

$$\tau_{uT} = \frac{T_u}{2 \Omega b_0}$$

Avec :

$$b_0 = \frac{a}{6}$$

$T_u$  : le moment de torsion ultime, dont il est égale à : 7,61 KN.m .

$a$  : le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section .

$\Omega$  : l'aire du contour à mi-épaisseur des parois.

$$\text{Donc : } a = b = 0,30 \text{ m , donc : } b_0 = \frac{0,30}{6} = 0,05 \text{ m}$$

$$\Omega = (b - b_0)(h - b_0) = (0,30 - 0,05)(0,35 - 0,05) = 0,075$$

$$\text{Donc : } \tau_{uT} = \frac{0,00761}{2 \times 0,075 \times 0,05} = 1,01 \text{ MPa}$$

**b. Détermination des armatures de torsion :**

**b.1. Les armatures longitudinales :**

Selon la règle des coutures décrit par (l'article A.5.3.1 des règles BAEL91) on à :

$$\frac{\sum A_l f_e}{U \gamma_s} = \frac{T_u}{2 \Omega}$$

Où :

$\sum A_l$  : est la section des armatures longitudinales engendrés par la torsion, et que l'on note :  $A_s^T$

$U$  : Le périmètre de l'aire  $\Omega$ , et qui se calcul comme suit :

$$U = [(b - b_0) + (h - b_0)] \times 2 = [(0,30 - 0,05) + (0,35 - 0,05)] \times 2 = 1,1\text{m}$$

Par conséquent on n'aura :

$$A_s^T = \frac{\gamma_s U T_u}{2 f_e \Omega} = \frac{1,15 \times 1,1 \times 0,00761}{2 \times 348 \times 0,075} = 1,84\text{cm}^2$$

**b.2) Les armatures transversales :**

Selon la même règle on à :

$$\frac{A_s^T f_{et}}{S_t \gamma_s} = \frac{T_u}{2 \Omega}$$

$$A_t^T = \frac{\gamma_s S_t T_u}{2 f_{et} \Omega} = \frac{1,15 \times 0,15 \times 0,00761}{2 \times 235 \times 0,075} = 0,37\text{cm}^2$$

➤ **Ferrailage totale :**

Comme la flexion simple et la torsion, sollicitent concomitamment la poutre palier, on doit superposer les deux ferrillages de flexion et de torsion :

**C. Armatures longitudinales :**

**c.1. En travée :**

$$A_S^{\text{travée}} = A_S^{\text{flexion}} + A_S^{\text{torsion}} = 5,11 + 1,84 = 6,95\text{cm}^2$$

**Description des barres :**

On va adopter en travée **5T14** avec :  $A_S = 7,70 \text{ cm}^2$

**c.2. Sur appuis :**

$$A_S^{\text{appuis}} = A_S^{\text{flexion}} + A_S^{\text{torsion}} = 1,72 + 1,84 = 3,56\text{cm}^2$$

**Description des barres :**

On va adopter en appuis **3T14** avec :  $A_S = 4,62 \text{ cm}^2$

**d. Armatures transversales :**

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + A_t^{\text{torsion}} = 1,35 + 0,37 = 1,72\text{cm}^2$$

On adopte alors pour les armatures transversales **4T8** avec :  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

C'est-à-dire **4 brins de 8** ce qui donne un cadre et **un épingle de 8**.

Selon (**l'article A.7.2.2 du BAEL 91**) on doit vérifier la condition suivante :

$$\begin{aligned} \phi_t = 0,8\text{cm} &\leq \min \left\{ \phi_t ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1 ; 1 ; 3 \text{ cm} \} \\ &= 1\text{cm} \dots \text{condition vérifiée} \end{aligned}$$

**3.5.2.5. Vérification au ferrailage minimal (Torsion-flexion) :**

On doit vérifier que :

$$\frac{A_s f_e}{b_0 U} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

**En travée :**

$$\text{Donc : } \frac{A_s f_e}{b_0 U} = \frac{5,11 \times 10^{-4} \times 400}{0,05 \times 1,1} = 3,71\text{MPa} > 0,4 \text{ MPa}$$

Sur appuis :

$$\text{Donc : } \frac{A_s f_e}{b_0 U} = \frac{1,84 \times 10^{-4} \times 400}{0,05 \times 1,1} = 1,33 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa}$$

Armatures transversales :

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t f_{et}}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \\ A_t \geq A_{t \min}^{\text{RPA}} = 0,03 S b \end{array} \right.$$

Donc

$$: \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t f_{et}}{b_0 S_t} = \frac{2,51 \times 10^{-4} \times 235}{0,05 \times 0,15} = 7,86 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée .} \\ A_t = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{t \min}^{\text{RPA}} = 0,03 S b = 0,03 \times 20 \times 30 = 1,8 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

➤ Schéma de ferrailage de la poutre prisée :

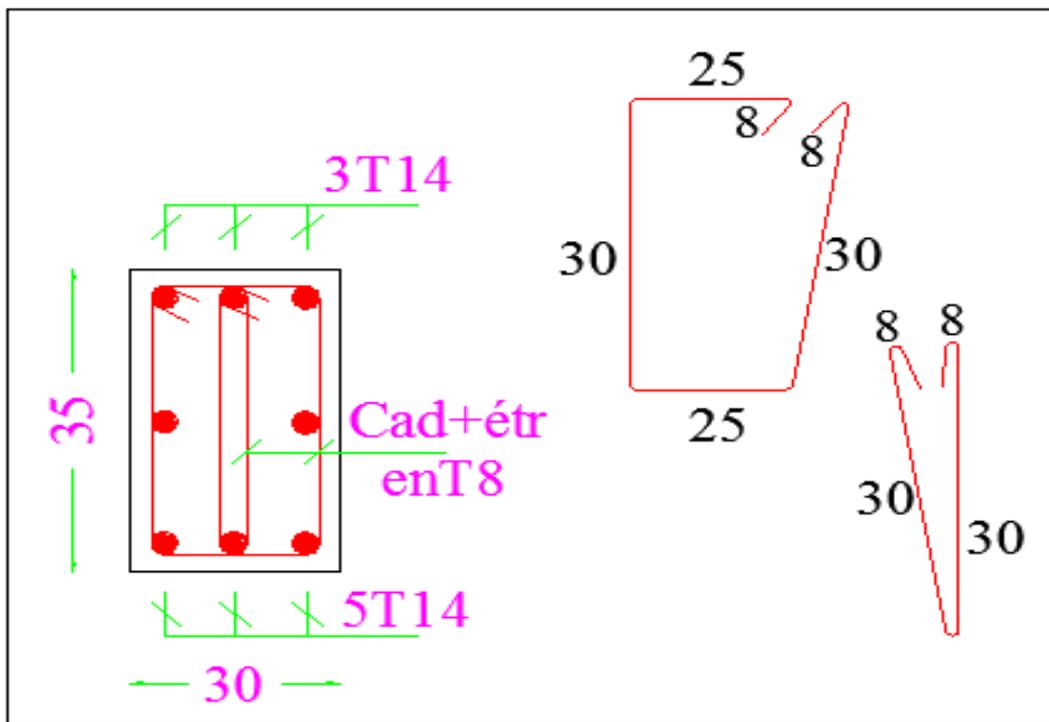
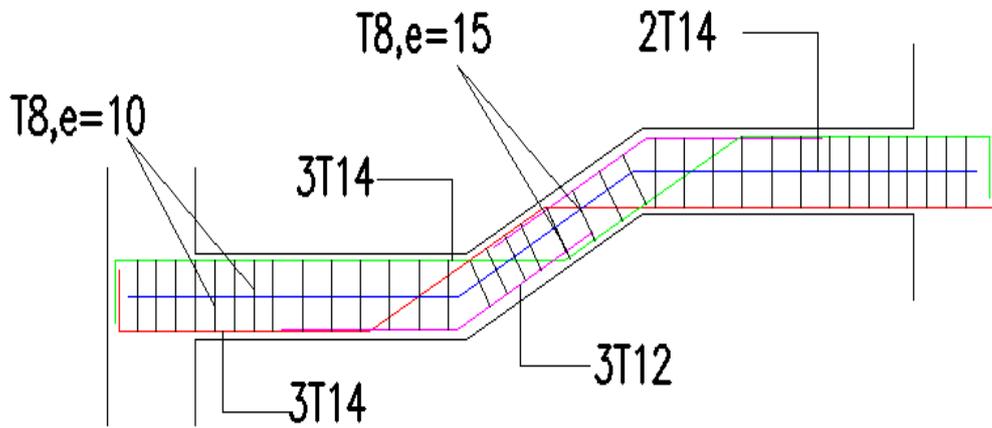


Figure .3.16 : Schéma de ferrailage de la poutre prisée.

### 3.6. Les balcons :

Le balcon se calcule comme une console soumise à:

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Le calcul se fait pour une bande de 1,00m

#### 3.6.1. Evaluation des charges :

- charge permanente  $G = 5,80 \text{ KN/m}^2$

- charge d'exploitation  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

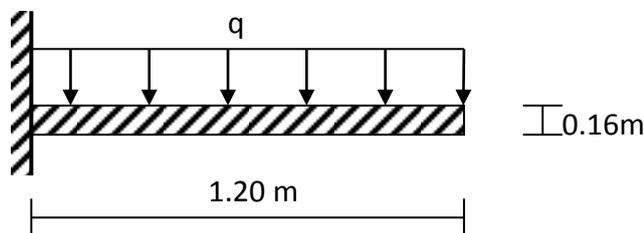


Figure.3.17 : Schéma statique du balcon.

-Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur donc:

$G = 5,80 \text{ KN/ml}$ ;  $Q = 3,5 \text{ KN/ml}$  .

#### 3.6.2. Combinaison d'action

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,08 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = G + Q = 9,3 \text{ KN/ml}$$

#### 3.6.3. Calcul des sollicitations

- ELU

$$V_A = q_u l = 13,08 \times 1,2 \Rightarrow V_A = 15,07 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{13,08 \times 1,2^2}{2} \Rightarrow M_u = 9,42 \text{ KN.m}$$

- ELS

$$V_A = q_{ser} l = 9,3 \times 1,2 \Rightarrow V_A = 11,16 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = \frac{9,3 \times 1,2^2}{2} \Rightarrow M_{ser} = 6,70 \text{ KN.m}$$

**3.6.4. Calcul de ferrailage**

On calcule le moment réduit:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,42}{1 \times 0,13^2 \times 14,2 \times 10^3} \Rightarrow \mu = 0,039$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{9,42}{6,70} = 1,40$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 = 0,299$$

$$\mu_{bu} = 0,065 < \mu_{lu} = 0,299 \Rightarrow \dot{A}_s = 0$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,039}) \Rightarrow \alpha_u = 0,0497$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha_u b d f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0,8 \times 0,0497 \times 100 \times 13 \times 14,2}{348} \Rightarrow A_s = 2,11 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non-fragilité:** selon le BAEL91

$$A_{S \min} = \max \left\{ \frac{b h}{1000}; 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \{ A_{S \min}; A_s \} = 2,11 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'acier : **5T12** ( $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement **S=20cm**.

- **Armatures de répartition:**

$$A_r = A_s / 4 = 5,65 / 4 = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } \mathbf{5T10} \text{ par mètre de hauteur } \rightarrow A_r = 3,92 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

### 3.6.5. Vérification

- **Vérification de l'effort tranchant** : selon le BAEL91 Article [A.5.1, 1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{15,07}{1 \times 0,13 \times 10^3} \Rightarrow \tau_u = 0,116 \text{ MPa}$$

D'après le BAEL91 Article [A.5.1, 211], lorsque la fissuration est préjudiciable:

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \tau_u \leq \min \{ 3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \}$$

$\Rightarrow \tau_u \leq 3,33 \text{ MPa}$ , donc vérifier.

- **Vérification à L'ELS**

- contrainte limite de compression du béton est: d'après le BAEL91 Article [A.4.5, 2]

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- contrainte limite de traction de l'acier: BAEL91 Article [A.4.5, 32], en fissuration préjudiciable:

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} = 202 \text{ MPa}$$

- calcul des contraintes: la contrainte étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance

$x$  de l'axe neutre est :  $\sigma(x) = \frac{M_{ser}}{I} y$ , on pose  $k = \frac{M_{ser}}{I}$  et on a:

- La contrainte limite dans le béton comprimé ( $x = y$ )  $\Rightarrow \sigma_{bc} = k y$

- La position de l'axe neutre :  $b y^2 + 30 A_s y - 30 d A_s = 0$ , dont la solution est:

$$y = \frac{15 A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bd}{7,5 A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 5,65}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{100 \times 13}{7,5 \times 5,65}} - 1 \right] \Rightarrow y = 3,92 \text{ cm}$$

On calcule le moment d'inertie:

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2] = \frac{100 \times 3,92^3}{3} + 15 \times 5,65 (13 - 3,92)^2 \Rightarrow I = 8995,21 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{9,29}{8995,21 \times 10^{-5}} = 103,28 \text{ MPa/m}$$

$\sigma_{bc} = 103,28 \times 0,0392 = 4,04 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc}$ , donc condition vérifiée.

$\sigma_s = 15k(d - y) = 15 \times 103,28(0,13 - 0,0392) \Rightarrow \sigma_s = 140,67 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s$ , condition vérifiée.

● **Vérification de la flèche:** d'après le BAEL91 Article [B.6.5, 2]

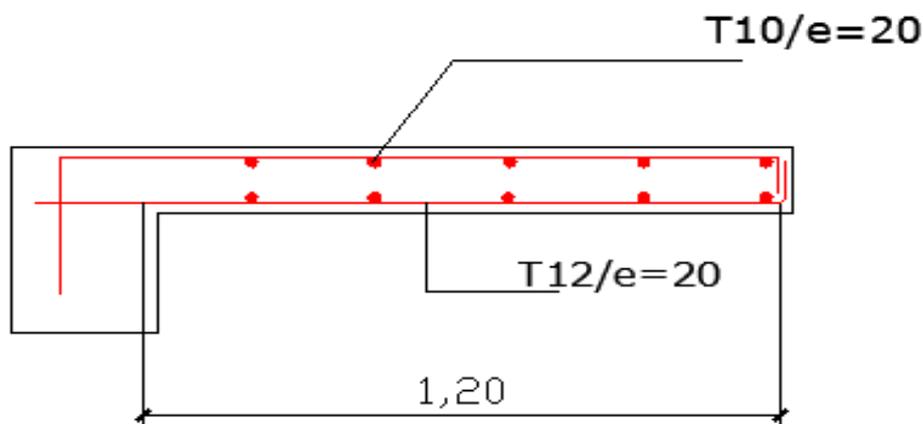
$$* \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,16}{1,2} = 0,133 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$* \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad (M_t = M_0) \Rightarrow 0,133 > 0,1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$* \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 13} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,00435 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Schéma de ferrailage :**



**Figure 3.18 :** Schéma de ferrailage des balcons.

## **4. Etude sismique :**

### **4.1. Introduction :**

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants. L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

En Algérie, les règles parasismiques Algériennes « RPA99/V2003 » définissent les règles ainsi que les dispositions constructives, il est utile de rappeler que le RPA vise un double objectif :

- Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, par limitation sur le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.
- Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposées par un séisme modéré.

### **4.2. Différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :**

L'étude sismique a pour but d'estimation les forces sismiques, le calcul de ces forces peut être mené par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### **4.2.1. Méthode statique équivalente :**

##### ***Principe de la méthode :***

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

#### **4.2.2. 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.

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.

#### **4.2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :**

##### ***Principe de la méthode :***

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

### **4.3. Choix de la méthode de calcul :**

#### **4.3.1. Classification des zones sismiques :**

Selon les critères de classification par R.P.A.99/V2003 on a :

Le territoire national est divisé en quatre (4) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée.

Dans notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment : **SETIF** se situe dans une zone de sismicité moyenne « **ZONE IIa** »

#### 4.3.2. Classification de l'ouvrage selon leur importance :

Groupe 2 ouvrages courant ou d'importance moyenne. (Bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m).

Notre ouvrage étant un hôtel d'habitation, il sera classé en « *groupe 2* »

#### 4.3.3. Vérification de la régularité du bloc :

$$\text{A) Régularité en plan : on à : } \begin{cases} \frac{l_x}{L_x} = \frac{5,00}{17,40} = 0,287 \leq 0,25 \dots\dots\dots \text{C. N. V.} \\ \frac{l_y}{L_y} = \frac{4,50}{22} = 0,20 \leq 0,25 \dots\dots\dots \text{C. V} \\ \frac{L_x}{L_y} = \frac{17,4}{22} = 0,79 \leq 4 \dots\dots\dots \text{C. V} \end{cases}$$

#### B) Régularité en élévation :

$$\text{On a: } \begin{cases} Bm = 12,40m \\ B = 17,40m \end{cases} \Rightarrow \frac{Bm}{B} = \frac{12,40}{17,40} = 0,71 \geq 0,67 \dots\dots\dots \text{C. V}$$

#### Pour notre projet :

Les critères de classification des ouvrages selon leur configuration dictés par l'article 3.5 des règles RPA99v2003 nous montre que l'hôtel présente une régularité en élévation et une irrégularité en plan donc on doit utiliser la méthode dynamique modale spectrale pour l'analyse sismique du l'hôtel.

#### 4.4. La modélisation de la structure :

**A)** Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

**B)** Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

**C)** Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastres à la base et à plusieurs DDL par plancher.

**D)** La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

**E)** Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

**F)** Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

***Pour notre structure :***

Notre structure présente une irrégularité en plan, comportant des planchers rigides. Elle sera représentée par un modèle tridimensionnel encastres à la base où les masses sont concentrées au niveau du centre de masse du plancher avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical).

**4.4.1. Description du logiciel ROBOT :**

Le logiciel ROBOT est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce à une interface unique.

- Il permet une décente des charge automatique et rapide.
- Un calcul automatique des efforts tranchant de chaque étage et centre de masse et de torsion ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle
- Les poutres, les poteaux et les voiles sont modélisés pour différents types.
- Les planchers ont considérés rigides dans leurs plans et sont simulés par des diaphragmes.

#### **4.5. Méthode dynamique modale spectrale :**

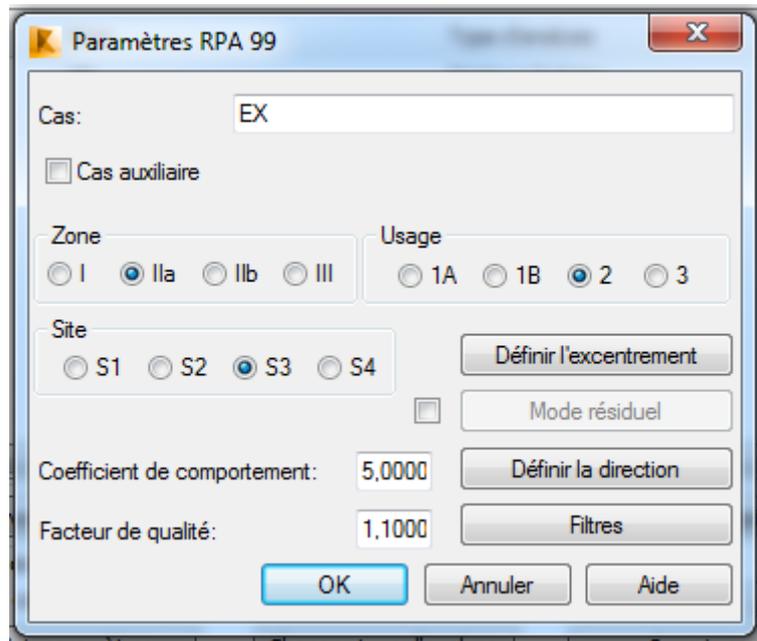
##### **4.5.1. Introduction :**

La structure rendre le calcul dynamique manuellement très laborieux, et nécessite beaucoup de temps et d'efforts, donc on va calculer les efforts sismiques par la méthode dynamique modale spectrale en servant d'un logiciel de calcul sur ordinateur pour l'analyse modale et sismique, et qui va nous donner les résultats suivants :

- Les périodes naturels de la structure pour chaque mode de vibration.
- Les formes modales (les déformés).
- Les valeurs propres.
- Les masses modales (pourcentage de participation des masses modales).
- Les moments d'inertie massiques.
- Les coordonnées des centres de gravité et de rigidité des différents étages.
- Les déplacements horizontaux des CDG d'étages sous les forces sismique.
- La répartition des forces sismiques en étages, les forces pseudo-élastiques ainsi que les forces d'interaction.

### 4.5.2 Spectre de réponse de calcul :

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



$$\begin{aligned}
 (S_a/g) &= 1,25A [1 + (T/T_1)^{\eta}] (2,5\eta (Q/R) - 1) & 0 \leq T \leq T_1 \\
 &= 2,5\eta (1,25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\
 &= 2,5\eta (1,25A) (Q/R) (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\
 &= 2,5\eta (1,25A) (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{3/5} (Q/R) & T \geq 3,0 \text{ s}
 \end{aligned}$$

Avec :

**g** : accélération de la pesanteur.

**A** : coefficient d'accélération de zone.

**η** : Facteur de correction d'amortissement

**R**: coefficient de comportement de la structure.

Il est fonction du système de contreventement.

**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

**Q** : facteur de qualité

❖ Disposition des voiles :

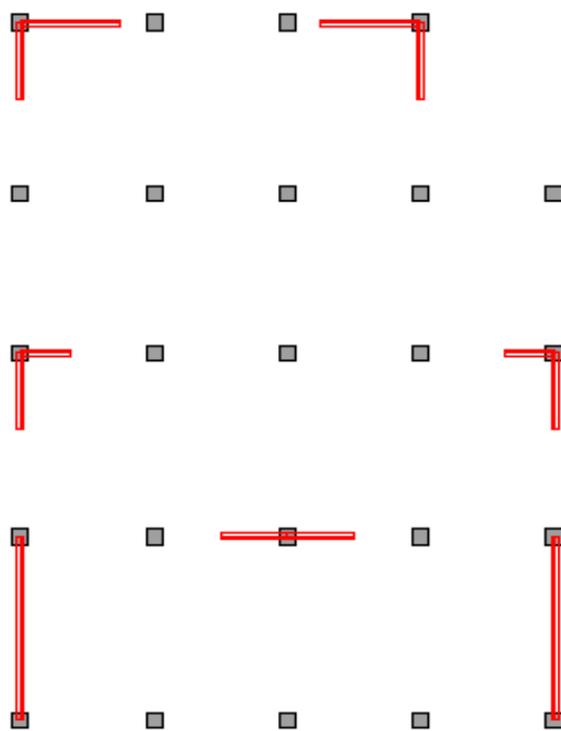


Figure.4.1 : Disposition des voiles.

❖ Forme modale de la structure :

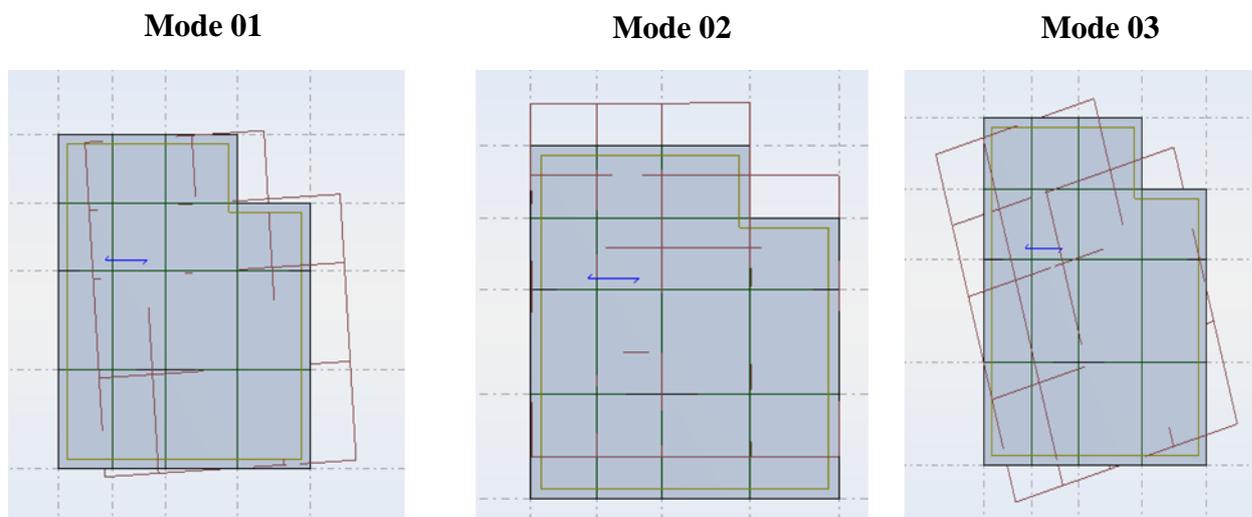


Figure.4.2 : Formes modales de la structure.

#### 4.6. Calcul de la force sismique a la base par la méthode statique équivalente:

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure est donnée par la formule :

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

- A : Coefficient d'accélération de zone : (du tableau 4.1/ p26)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0,15$$

D :Facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D = \left\{ \begin{array}{l} 2,5 \times \eta \quad 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \quad T \geq 3s \end{array} \right.$$

- $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$

- $\xi$  : Le pourcentage d'amortissement critique :(du tableau 4.2 page 26)

$$\text{On a : } \xi = 7\% \Rightarrow \mu = 0,882 > 0,7$$

- $T_2$  : période caractéristique :(du tableau 4.7 page 34)

$$\begin{array}{l} \text{Site meuble } S_3 \Rightarrow T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,5s \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,5s \end{array}} \right\}$$

- T : Période fondamentale de la structure :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

- $C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement et de type de remplissage

(Du tableau 4.6 page 31)  $\Rightarrow C_T = 0,05$

- $h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu' au dernier niveau  
 $h_N = 22,1 \text{ m}$

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

$$\text{Donc : } T = 0.05 \times (22.1)^{3/4} = 0.509\text{s} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{T = 0.509\text{s}}$$

Par la formule 4-7 des RPA99/Version2003

$$T = (h_N \times 0.09) / \sqrt{D}$$

Où

**D** est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

**Sens X :**

$$D_x = 17,7\text{m} \quad \Rightarrow \quad T_x = (h_N \times 0,09) / \sqrt{D_x} = (22.1 \times 0.09) / \sqrt{17,7} = \mathbf{0.472\text{s}}$$

**Sens Y**

$$D_y = 22,3\text{m} \quad \Rightarrow \quad T_y = (h_N \times 0,09) / \sqrt{D_y} = (22.1 \times 0.09) / \sqrt{22,3} = \mathbf{0.421\text{s}}$$

La valeur de la période **T** retenue dans chaque direction est la plus petite des deux valeurs données par les deux formules citées au-dessus.

$$\mathbf{\text{Sens X}} \quad T_x = \text{Min} (0.472\text{s}; 0.509\text{s}) \quad \Rightarrow \quad \mathbf{T_x = 0.472\text{s}}$$

$$\mathbf{\text{Sens Y}} \quad T_y = \text{Min} (0.421\text{s}; 0.509\text{s}) \quad \Rightarrow \quad \mathbf{T_y = 0.421\text{s}}$$

$$T = 0.472\text{s} \text{ donc } 0 \leq T \leq T_2 \quad \Rightarrow D = 2.5 \times \eta ; \mathbf{D = 2.205}$$

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure :(du tableau 4.3 page 28)

On a un système de contreventement mixte portique voiles, donc : **R= 5**

- **Q** : Facteur de qualité :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

- $P_q$  : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

1. Conditions minimales sur les files de contreventement :

Système de portique : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois (3) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5 , les travées de portiques peuvent être constituées de voiles de contreventement (observé, donc  $P_q = 0$ ).

2. Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (4) files de portiques dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximales et minimales d'espacement ne dépassent pas 1,5( observé, donc  $P_q = 0$ ).

3. Régularité en plan :(non observé,  $P_q = 0,05$ ).

4. Régularité en élévation : (observé,  $P_q = 0$ ).

5. Contrôle de qualité des matériaux : (observé,  $P_q = 0,05$ ).

6. Contrôle de la qualité de l'exécution : observé,  $P_q = 0$ ).

Donc  $Q = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0)$ .

$$Q = 1,10$$

- $W$  : poids total de la structure :  $W = \sum_{i=1}^6 W_i$

Avec :  $W_i = W_{G_i} + \beta \times W_{Q_i}$

$W_{G_i}$  : Poids des charges permanentes revenant au plancher « i ».

$W_{Q_i}$  : Poids des charges d'exploitations revenant au plancher « i ».

$\beta$  : Coefficient de pondération :(du tableau 4.5 page 30)

Donc bâtiment d'habitation  $\beta = 0,2$

Les résultats des poids données avec ROBOT :

$$G = 20566,56 \text{ KN}$$

$$Q = 3494,77 \text{ KN}$$

$$W = G + \beta Q$$

$$W = 23828,73 + 0,2 \times 3497,77 = \mathbf{21265,52 \text{ KN}}$$

Poids totale de la structure  **$W = 21265,52 \text{ KN}$**

---

❖ Vérifications de système de contreventement Mixte

Charges verticales: voiles ≤ 20%

$$\frac{N_{voiles}}{N_{total}} = \frac{4176,35}{21265,21} = 19,63\% \leq 20\% \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

Charges horizontales : portiques ≥ 25%

$$\frac{V_{poteau}}{V_{total}} = \frac{357,24}{1335,13} = 26,75\% > 25\% \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

On a un système de contreventement mixte portique voiles, donc : **R= 5**

$$\text{Alors } V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = 0,15 \times 2,205 \times 1,10 \times 21265,52 / 5$$

$$\mathbf{V=1547.38KN}$$

4.7. Résultats trouvés par logiciel ROBOT :

➤ Centre de masse et centre de torsion :

Tableau4.1 : Centre de masse et centre de rigidité.

		Centre de masse		Centre de rigidité	
Etage	Diaphragme	XCM	YCM	XCR	YCR
RDC	D1	8,14	10,82	8,57	17,57
1	D2	8,18	10,77	8,57	17,67
2	D3	8,18	10,77	8,57	17,67
3	D4	8,19	10,75	8,57	17,74
4	D5	8,19	10,75	8,57	17,74
5	D6	8,22	10,74	8,57	17,8
6	D7	8,09	10,75	8,57	17,8

4.8. Vérification des Résultats :

4.8.1. Vérification de la période :

Tableau4.2 : valeur des périodes trouvée par logicielROBOT.

Mode	Période	Masse modale UX (%)	Masse modale UY (%)	Masses cumulées UX (%)	Masses cumulées UY (%)
1	0,5747	66,7992	0,0022	66,7992	0,0022
2	0,3079	0,0014	69,6077	66,8006	69,6099
3	0,2705	3,3562	0,0006	70,1568	69,6105
4	0,145	17,1391	0,0004	87,2959	69,6109
5	0,0907	0,1907	0	87,4866	69,6109
6	0,0902	0,0081	0	87,4946	69,6109
7	0,0902	0,0009	0	87,4955	69,6109
8	0,0889	0,1154	0,0004	87,611	69,6114
9	0,0836	0,0005	0	87,6115	69,6114
10	0,0758	0,0066	20,2091	87,618	89,8205
11	0,0658	0,1558	0,0344	87,7738	89,8549
12	0,0639	6,4701	0,0062	94,2439	89,8611
13	0,0394	2,278	0	96,522	89,8611
14	0,0355	0,0015	5,6885	96,5234	95,5495

D'après le RPA 99/ V2003, les valeurs de la période de calcul à partir des formules numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

- La période donnée parROBOTest :  $T_1 = 0,57s$
- La période de la méthode statique équivalente est :  $T_x = 0,472s$
- La période de la méthode statique équivalente est :  $T_y = 0,421s$

Sens x  $1,3 \times T = 1,3 \times 0,472 = 0,61$

Sens y  $1,3 \times T = 1,3 \times 0,421 = 0,54$

$T_{x1} = 0,57s < 1,3 \times T = 0,61$ .....condition vérifiée.

$T_{y1} = 0,30s < 1,3 \times T = 0,54$ .....condition vérifiée

4.8.2. Vérification de l'effort tranchant à la base :

Tableau4.3 :Les efforts tranchant pour chaque niveau

Dir	Vex	Vey
<b>RDC</b>	1335,13	1442,01
<b>1</b>	1275,62	1363,22
<b>2</b>	1181,69	1239,88
<b>3</b>	1051,16	1094,20
<b>4</b>	877,39	921,84
<b>5</b>	650,54	713,37
<b>6</b>	367,89	416,85

D'après le RPA 99 /V 2003 la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$ .

Si  $V_t < 0,8V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport  $0,8 \times \frac{V}{V_t}$ .

- L'effort tranchant obtenu pour la méthode statique équivalente est :

**$V=1547.38\text{KN}$**

- L'effort tranchant obtenu par ROBOT est :  $V_{tx} = 1335,13 \text{ KN}$   
 $V_{ty} = 1442,01 \text{ KN}$

$0,8V=0,8 \times 1547.38=1237.90\text{KN}$

$V_{tx} = 1335,13 \text{ KN} > 0,8V = 1237.90\text{KN}$  ..... condition vérifiée.

$V_{ty} = 1442,01\text{KN} > 0,8V = 1237.90\text{KN}$  ..... condition vérifiée.

**4.8.3. Vérification des déplacements :**

D'après le RPA 99/ V 2003 le déplacement horizontal a chaque niveau "K" de la structure est calculé comme suit :  $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

Avec  $\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$

R : Coefficient de comportement (R= 5)

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\text{Etage courant : } 1\% \times H = 0,01 \times 3,06 = 0,0306$$

$$\text{RDC : } 1\% \times H = 0,01 \times 3,74 = 0,0374$$

➤ S

	Diaphragme	Load	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k$	$\Delta_k$	$\Delta$
<b>RDC</b>	D1	EX	0,00074	5	0,0037	0,0037	0,0374
<b>1ER ETAGE</b>	D2	EX	0,00196	5	0,0098	0,0061	0,0306
<b>2EME ETAGE</b>	D3	EX	0,0035	5	0,0175	0,0077	0,0306
<b>3EME ETAGE</b>	D4	EX	0,00522	5	0,0261	0,0086	0,0306
<b>4EME ETAGE</b>	D5	EX	0,00696	5	0,0348	0,0087	0,0306
<b>5EME ETAGE</b>	D6	EX	0,00868	5	0,0434	0,0086	0,0306
<b>6EME ETAGE</b>	D7	EX	0,01028	5	0,0514	0,0080	0,0306

ens  
(X) :  
**Tablea**  
**u4.4 :**  
Valeur  
de  
déplace  
ment  
calculé  
et  
admissi  
bles  
(dans le  
sens  
X).

➤ Sens (Y) :

Nveau	Diaphragme	Load	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k$	$\Delta_k$	$\Delta$
<b>RDC</b>	D1	EY	0,00022	5	0,0011	0,0011	0,0374
<b>1ER ETAGE</b>	D2	EY	0,00058	5	0,0029	0,0018	0,0306
<b>2EME ETAGE</b>	D3	EY	0,00102	5	0,0051	0,0022	0,0306
<b>3EME ETAGE</b>	D4	EY	0,00154	5	0,0077	0,0025	0,0306
<b>4EME ETAGE</b>	D5	EY	0,00208	5	0,0104	0,0027	0,0306
<b>5EME ETAGE</b>	D6	EY	0,00262	5	0,0131	0,0027	0,0306
<b>6EME ETAGE</b>	D7	EY	0,00314	5	0,0157	0,0026	0,0306

Tableau4.5 : Valeur de déplacement calculé et admissibles (dans le sens Y).

Tous les déplacements relatifs sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux sens, donc les déplacements sont vérifiés.

#### 4.8.4. Justification vis-à-vis de l'effet ( $P - \Delta$ ) :

Les effets de 2<sup>ème</sup> ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times H_K} \leq 0.1 \quad \text{Avec :}$$

-  $P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau K.

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{G_i} + \beta \times W_{Q_i})$$

-  $\beta = 0.2$

-  $V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau K

-  $H_k$  : hauteur de l'étage K

➤ **Sens (X) :**

Niveau	PK	$\Delta K$	$PK \times \Delta K$	$V_K$	$H_K$	$V_K \times H_K$	$\theta$
RDC	21265,52	0,0011	23,39	1442,01	3,74	5393,11	0,0043
1	17705,61	0,0018	31,87	1363,22	3,06	4171,45	0,0076
2	14607,73	0,0022	32,13	1239,88	3,06	3794,03	0,0084
3	11534,02	0,0025	28,83	1094,20	3,06	3348,25	0,0086
4	8512,45	0,0027	22,98	921,84	3,06	2820,83	0,0081
5	5512,61	0,0027	14,88	713,37	3,06	2182,91	0,0068
6	2580,14	0,0026	6,70	416,85	3,06	1275,56	0,0052

**Tableau4.6 :** Vérification à l'effet P- $\Delta$  sens (x-x).

Niveau	$P_K$	$\Delta_K$	$P_K \times \Delta_K$	$V_K$	$H_K$	$V_K \times H_K$	$\theta$
RDC	21265,52	0,0037	78,68	1335,13	3,74	4993,38	0,0157
1	17705,61	0,0061	108,00	1275,62	3,06	3903,39	0,0276
2	14607,73	0,0077	112,47	1181,69	3,06	3615,97	0,0311
3	11534,02	0,0086	99,19	1051,16	3,06	3216,54	0,0308
4	8512,45	0,0087	74,05	877,39	3,06	2684,81	0,0275
5	5512,61	0,0086	47,40	650,54	3,06	1990,65	0,0238
6	2580,14	0,0080	20,64	367,89	3,06	1125,74	0,0183

➤ **Sens (Y) :**

**Tableau4.7 :** Vérification à l'effet P- $\Delta$  sens (y-y).

Toutes les valeurs de  $\theta$  sont inférieures à 0,1 dans les deux sens, donc la condition de l'effet P- $\Delta$  est vérifiée.

**4.8.5. Stabilité au renversement :**

Pour que le notre bâtiment soit stable au renversement il faut vérifier la relation suivant:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

**M<sub>s</sub>**:Moment stabilisant  $M_s = \frac{W \times L}{2}$  ; **W**: Poids du bâtiment.

**M<sub>r</sub>**: Moment renversant  $M_r = \sum F_i \times h_i$  ; **F**: Force sismique de niveau

**TABLEAU 4-8**Effort tranchant pour chaque niveau :

Niveau	Sens x		Sens y	
	Fx(kn)	Tx(kn)	Fy(kn)	Ty(kn)
7	367,89	367,89	416,85	416,85
6	282,65	650,54	296,52	713,37
5	226,85	877,39	208,47	921,84
4	173,77	1051,16	172,36	1094,20
3	130,53	1181,69	145,68	1239,88
2	93,93	1275,62	123,34	1363,22
1	59,51	1335,13	78,79	1442,01

➤ Sens (X) :

**Tableau4.9** : Vérification de la stabilité au renversement sens (x-x).

W (KN)	L <sub>x</sub> (m)	L <sub>x</sub> /2(m)	M <sub>S</sub> (kN.m)	M <sub>r</sub> (kN.m)	M <sub>S</sub> / Mr	Vérification
21265,52	17,40	8,70	185010,02	21530,47	8,59	CV

**b- Sens (Y) :**

**Tableau4.10** :Vérification de la stabilité au renversement sens (y-y).

W (KN)	L <sub>y</sub> (m)	L <sub>y</sub> /2(m)	M <sub>S</sub> (kN.m)	M <sub>r</sub> (kN.m)	M <sub>S</sub> / Mr	Vérification
21265,52	22	11	233920,72	22986,14	10,17	CV

#### 4.8.6. Vérification spécifique des poteaux :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \text{ (l'article 7.4.3.1 de l'RPA).}$$

N<sub>d</sub> : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B<sub>c</sub> : section brute de cette dernière.

f<sub>c28</sub> : la résistance caractéristique du béton.

<b>Poteaux</b>	<b>Nd</b>	<b><math>v \leq 0,3</math></b>	<b>Remarques</b>
<b>50×50</b>	1639,3088	0,26	Condition vérifiée
<b>45×45</b>	1386,0549	0,27	Condition vérifiée
<b>40×40</b>	893,8492	0,22	Condition vérifiée
<b>35×35</b>	420,4074	0,13	Condition vérifiée

#### **4.9. Conclusion :**

Après toutes ces vérifications (vérification de la période, l'effort tranchant à la base, les deux déplacements, le moment de renversement, l'effet P- $\Delta$  et la vérification spécifique), on peut dire que notre structure est une structure parasismique.

## **5. Ferrailage des éléments principaux:**

### **5.1. Introduction :**

Une construction en béton armé (BA) demeure résistante avant et après séisme grâce à ses éléments porteurs. Cependant ces derniers doivent être étudiés conformément à la réglementation pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations dont l'objectif visé est d'assurer la stabilité de notre structure

vis-à-vis l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Notre ouvrage possède trois types d'éléments principaux :

- Les poteaux qui sont soumis à la flexion composée dans les deux sens.
- Les voiles qui sont soumis à la flexion composée dans un seul sens.
- Les poutres qui sont soumises à la flexion simple dans un seul sens.

Après avoir calculer au niveau du 5<sup>ème</sup> chapitre les sollicitations par logiciel d'analyse des structures nommé « ROBOT », qui nous a permet la détermination des efforts internes dans chaque éléments structural pour les différents de calcul , nous entamons maintenant la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité de ces éléments structuraux dans les situations durables et accidentelles sous l'effet des sollicitations les plus défavorables , qui sera mené selon les règles de calcul des structures en béton armé (CBA93, BAEL91/v99, RPA99/v2003) .

### **5.2. Les combinaisons d'actions :**

Ce sont des ensembles de lois constituées par les différentes actions (G, Q et E), ces combinaison varient selon la situation (durable ou accidentelle), Elles représentent une étape indispensable pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments résistants.

#### **5.2.1. Les actions :**

Les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées directement à la structure ou dues aux déformations imposées (variations de température, retrait, fluage...etc.).

- Action permanente G : due au poids propre de la structure.
- Action variable Q : due au chargement d'exploitation de la structure.
- Action accidentelle E : provenant de phénomènes rares, tels que les séismes ou les chocs.

**5.2.2.Lessollicitations:**

Les sollicitations sont les efforts (normaux ou tranchants) et les moments (de flexion ou de torsion) calculés à partir des combinaisons d'actions par des méthodes forfaitaires ou celles de la résistance des matériaux.

**5.2.3.Les combinaisons des charges:**

➤ **Les combinaisons du BAEL91 (situation durable) :**

Le **BAEL91** exige deux types de combinaisons d'actions selon les deux états limites :

**ELU** :  $1,35G + 1,5Q$

**ELS** :  $G + Q$

➤ **Les combinaisons du RPA99 (situation accidentelle):**

Pour la détermination des sollicitations nécessaires au calcul des éléments résistants, le règlement parasismique Algérien prend en compte la force sismique comme une action accidentelle (E) dans ses combinaisons d'actions qui sont :

- $G + Q \pm E$
- $0,8 G \pm E$ .

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (E.L.U) dans les situations durable et accidentelle, sous l'effet des sollicitations les plus défavorables selon les deux sens.

**5.3. Ferrailage des poteaux :**

**5.3.1. Introduction :**

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal (N).
- Effort tranchant (T).
- Moment fléchissant (M).

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l ' E.L.U.

➤ Coefficients de sécurité et Caractéristiques mécaniques

Situation	Béton			Acier (type 1 FeE400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (Mpa)	$\sigma_b$ (Mpa)	$\gamma_s$	Fe (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)
<b>Durable</b>	1.5	25	14.2	1.15	400	348
<b>accidentelle</b>	1.15	25	18.5	1	400	400

Tableau. 5. 1 : Coefficients de sécurité et Caractéristiques

**5.3.2. Recommandations du RPA99/version 2003 :**

D'après le RPA99/version 2003 (**article 7.4.2 page 62**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

a) **Armatures longitudinales :**

Leur pourcentage en zone sismique II est limité par :

- 0,8%  $< A_s/b_a < 4\%$  en zone courante.
- 0,8%  $< A_s/b_a < 6\%$  en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de  $\varnothing=12$  mm
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\varnothing L$ .
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones Nodales.  $h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$ .

b) **Armatures transversales**

Selon le RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$V_u$ : est l'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

## Chapitre 05 : ferrailage des éléments principaux

---

**t** : est l'espacement des armatures transversales.

**$\rho_a$**  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale :

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \dots \dots \dots \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \dots \dots \dots \lambda_g < 5 \end{cases} \left( (L' \text{élancement géométrique du poteau}) = \left[ \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right] \right)$$

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min} (10\phi_1; 15 \text{ cm})$ .....en zone **II**
- Dans la zone courante :  $t' \leq 15\phi_1$ ..... en zone **II**

$\phi_1$  : Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau. On adopte un espacement de :

**8 cm** en zone nodale

**12 cm** en zone courante.

La quantité minimale des armatures transversales est obtenue par  $\frac{A_t}{S_t \cdot b_1}$  en % avec :

RPA99(V2003) (Art 7.4.2.)

Si  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%$

Si  $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7L$ )

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite minimum de  $10\phi_t$ .

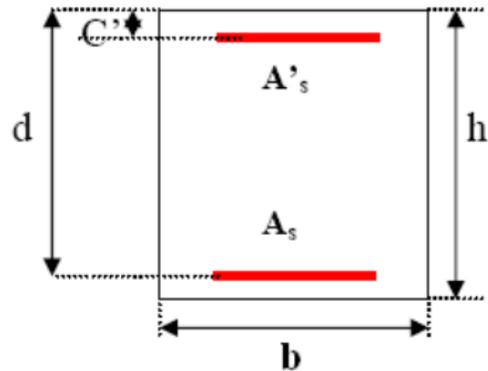
La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

$$\left[ \begin{array}{l} N^{\max} : M^{\text{correspondant}} \\ N^{\min} : M^{\text{correspondant}} \\ M^{\max} : N^{\text{correspondant}} \end{array} \right.$$

### 5.3.3. Calcul de ferrailage :

➤ **Armatures longitudinales :**

Le calcul du ferrailage est en flexion composée dans le deux sens X et Y, car le poteau est sollicité par un effort normal N et deux moments fléchissant My et Mz



**Figure5.1** : schéma de poteaux

On prend comme un exemple de calcul les poteaux du **RDC**.

**Poteaux de section : (50×50) cm<sup>2</sup>**

C=3cm ; d= h-c = 50-3 =47 cm ; Acier FeE = 400Mpa ; fc28=25Mpa

5.3.4 .Les sollicitations obtenir par logiciel ROBOT :

TABLEAU 5-2: La sollicitation obtenir par logiciel ROBOT.

SECTION	Toute les combinaisons					
	N <sub>MAX</sub>	M <sub>CORR</sub>	M <sub>MAX</sub>	N <sub>CORR</sub>	N <sub>MIN</sub>	M <sub>CORR</sub>
	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)	(KN.m)
50X50	1988,16	1,36	60,18	1509,05	- 270,73	0,06
45X45	1666,28	4,35	88,48	1009,87	- 141,52	0,17
40X40	1071,46	6,47	85,33	534,96	- 52,25	0,17
35X35	507,88	7,56	67,14	139,77	- 2,36	0,09

Cas 1 : ELU

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article .A.4.3.5 du BAEL91 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$\begin{cases} e=e_1+e_2 \\ e_1=e_a+e_0 \end{cases}$$

$e_1$  : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

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

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2\text{cm}; \frac{3,74}{250} \right\} = 0,02 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1,36}{1988,16} = 0,00068\text{m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0,02 + 0,00068 = 0,0206\text{m}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire Si :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \leq (15; 20 \cdot e_1/h)$$

## Chapitre 05 : ferrailage des éléments principaux

---

l : hauteur totale du Poteau.

l<sub>f</sub> : longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 3,74 = 2,61\text{m}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2,61}{0,50} = 5,22 < \max(15)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 18,08$$

$$\lambda \leq 50 \text{ si } \Rightarrow \alpha = \left\{ \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{18,08}{35}\right)^2} = 0,89 \right.$$

φ Généralement égal à 2

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,61^2}{10^4 \times 0,50} \times (2 + 0,89 \times 2) = 0,0154\text{m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,0606 + 0,0154 = 0,03608\text{m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 1988,16 \times 0,03608 = 71,73\text{KN} \cdot \text{m}$$

➤ **Les efforts corrigés seront :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\text{max}} = 1988,16 \text{ KN} \\ M_{\text{corrigé}} = 71,73\text{KN.m.} \end{array} \right.$$

$$A = (0,337 h - 0,81 c'). \text{ b.h. } \sigma_b$$

$$A = (0,337 \times 0,50 - 0,81 \times 0,03) 0,50 \times 0,50 \times 14,2 = 0,5119\text{MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 71,73 + 1988,16 \times (0,47 - 0,50/2) = 568,77\text{KN.m}$$

$$B = (1988,16(0,47 - 0,03) - 568,77) \times 0,001 = 0,306\text{MN.m}$$

**A > B** ⇒ Donc la section est partialement comprimée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{568.77 \times 10^3}{14,2 \times 50 \times 47^2} = 0,362 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2(0,362)} \right] = 0,593$$

$$\beta = 1 - 0,4(0,59) = 0,762$$

$$\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}. \Leftrightarrow \text{situation - accidentel le.}$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \times \beta \times d} = \frac{568.77 \times 10^3}{400 \times 0,762 \times 47} = 39,70 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 39,70 - \frac{1988.16 \times 10^3}{100 \times 400} = -10 \text{ cm}^2$$

Puisque A est négative, il faut prévoir des Armature minimale. **A= -10 cm<sup>2</sup> < 0**

**a) Cas 2: G+Q +E :**

➤ **Les efforts corrigés seront :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\text{CORR}} = 1509,05 \text{ KN} \\ M_{\text{max}} = 60,18 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{374}{250} \right\} = 0,02 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{60,18}{1509,05} = 0,039 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0,02 + 0,039 = 0,059 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,61^2}{10^4 \times 0,50} \times (2 + 0,89 \times 2) = 0,0154 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,059 + 0,0154 = 0,0744 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 1509,05 \times 0,074 = 112,27 \text{ KN.m}$$

➤ **Les efforts corrigés seront :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\text{max}} = 1509,05 \text{ KN} \\ M_{\text{corrigé}} = 112,27 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

$$A = (0,337 h - 0,81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0,337 \times 0,50 - 0,81 \times 0,03) \cdot 0,50 \times 0,50 \times 18,5 = 0,666 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 112,27 + 1509,05 \times (0,47 - 0,50/2) = 444,261 \text{ KN.m}$$

$$B = (1509,05(0,47 - 0,03) - 444,261) \times 0,001 = 0,219 \text{ MN.m}$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

➤ Situation accidentelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{444,26 \times 10^3}{18,5 \times 50 \times 47^2} = 0,217 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2(0,217)} \right] = 0,309$$

$$\beta = 1 - 0,4(0,30) = 0,876$$

$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa}$ ,  $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$ .  $\Leftrightarrow$  situation - accidentelle.

$$A_f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \times \beta \times d} = \frac{444,26 \times 10^3}{400 \times 0,87 \times 47} = 26,99 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 26,99 - \frac{1509050}{100 \times 400} = -10,728 \text{ cm}^2$$

Puisque A est négative, il faut prévoir des Armature minimale.  $A = -10,728 \text{ cm}^2 < 0$

b) Cas 3 : 0,8G±E:

➤ Les efforts corrigés seront :

$$N_{\min} = 270,73 \text{ KN}$$

$$M_{\text{COR}} = 0,06 \text{ KN.m.}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{374}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,06}{270,73} = 0,00022 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0,02 + 0,0002 = 0,0202 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,61^2}{10^4 \times 0,50} \times (2 + 0,89 \times 2) = 0,00744 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,0202 + 0,00744 = 0,02764 \text{ m.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 270,73 \times 0,0276 = 7,483 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ Les efforts corrigés seront :

$$N_{\max} = -270,73 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corrigé}} = 7,483 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0,337 h - 0,81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0,337 \times 0,50 - 0,81 \times 0,03) \cdot 0,50 \times 0,50 \times 18,5 = 0,666 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 7,483 - 270,73 \times (0,47 - 0,50/2) = 52,077 \text{ KN.m}$$

$$B = (270,73 (0,47 - 0,03) - 52,07) \cdot 0,001 = -0,17 \text{ MN.m}$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

• Situation accidentelle :

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{52077}{18,5 \times 50 \times 47^2} = 0,025 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2(0,025)} \right] = 0,031$$

$$\beta = 1 - 0,4(0,031) = 0,98$$

$$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle.}$$

$$A_f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \times \beta \times d} = \frac{52077}{18,5 \times 0,98 \times 47} = 2,82 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 2,82 + \frac{270730}{100 \times 400} = 9,58 \text{ cm}^2$$

$$A = 9,58 \text{ cm}^2$$

• Vérification des sections : RPA (99ver2003) art.7.4.2, 1(p-62)

1-Le pourcentage minimal d'armatures :

$$A_{s \min} = 0,8\% (b \cdot h) \text{ (zone II).}$$

$$A_{s \min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

2-Le pourcentage maximal en zone de courante :

$$A_{s \max} = 4\% (b \cdot h)$$

$$A_{s \max} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$$

**3-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement :**

$$A_s \text{ max} = 6 \% (b. h)$$

$$A_s \text{ max} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

**Tableau 5.3 :** Résultat de ferrailage longitudinal de poteau RDC.

	Section de poteau (cm <sup>2</sup> )	A calculer (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> min RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> max RPA (cm <sup>2</sup> ) zone courante	A <sub>s</sub> max RPA (cm <sup>2</sup> ) zone de recouvrement
<b>Poteau</b>	50×50	9,58	20	100	150

✓ **Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2**

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 50 \times 47 \times \frac{2,1}{400} = 2,83$$

**d) Vérification vis-à-vis de l'E.L.S:**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

✓ Les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de (N<sub>ser</sub>; M<sub>ser</sub>)

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par : **0.6f<sub>c28</sub>** = 15 MPa

La contrainte d'acier est limitée par :  $\overline{\sigma_s} = 400$  MPa

M<sub>ser</sub> = 1,00 KN.m

N<sub>ser</sub> = 1439,56 KN

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,00}{1439,56} = 0,000694$$

$$e_0 = 0,069 < \frac{h}{6} = \frac{50}{6} = 8,33 \text{ cm}$$

## Chapitre 05 : ferrailage des éléments principaux

---

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que  $\sigma_b < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15(A_1 + A_2) = 50 \times 50 + 15(25,48) = 2882,2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right] = \frac{1}{2882,2} \left[ \left( \frac{50 \times 50^2}{2} \right) + 15(12,74 \times 3 + 12,74 \times 47) \right] = 25 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 50 - 25 = 25 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 (v_1 - c_1)^2 + A_2 (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{50}{3} (25^3 + 25^3) + 15[12,74(25 - 3)^2 + 12,74(25 - 3)^2] = 705818,133 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

$M_G$ : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{1439,56 \times 10^3}{100 \times 2882,2} = 4,99 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{1000}{705818,133} = 0,001416$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 4,99 + 0,0014 \times 25 = 0,174 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,174 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{ (cv)}$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de  $\sigma_s$  à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[0,174 + 0,0014(25 - 3)] = 3,072 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[0,174 - 0,0014(47 - 25)] = 2,148 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 3,072 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (C.V)}$$

$$\sigma_s^2 = 2,148 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (C.V)}$$

- **Armatures transversales :**

- ✓ **Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 95,16 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{95,16 \times 10^3}{500 \times 470} = 0,404 \text{ MPa}$$

Selon RPA v2003 (7.4.3.2) :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_a \times f_{c28}$$

$\lambda_g$  l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \min (l_f / a ; l_f / b) = 5,236$$

$$\lambda_g < 5 \text{ si } \rho_d = 0,04$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0,04 \times 25 = 1,00 \text{ MPa}$$

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

$\tau = 0,404 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1,00 \text{ MPa}$  ... .. la condition est vérifiée.

$\tau = 0,404 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$  ... .. la condition est vérifiée.

• **Calcul d'armature transversale :**

Selon (RPA99 version 2003 :7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$ : Contrainte limite élastique des aciers transversaux (fe235 MPa).

$\rho_a$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\rho_a = 3,75 \text{ Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2,5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5.$$

$\lambda_g$ : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$a$  et  $b$  : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

$l_f$ : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7 L$ )

Dans notre cas :

$$\lambda_g = \left( \frac{2,618}{0,50} \right); \lambda_g = (5,236) > 5 \text{ alors : } \rho_a = 2,5$$

$t$  : c'est l'espacement des armatures transversales

• **Vérification des cadres des armatures minimales :**

D'après RPA99 (7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

✓ **Dans la zone nodale** :  $t=10$  cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 50$$
$$= 1,5 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

✓ **Dans la zone courant** :  $t = 15$  cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

Donc on adopte **4T10** avec  $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$

**BAEL91 : (art A.8.1,3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales :

$$\phi_l \geq \frac{\phi_\ell}{3}$$

$$\phi_l = 2 \text{ cm}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

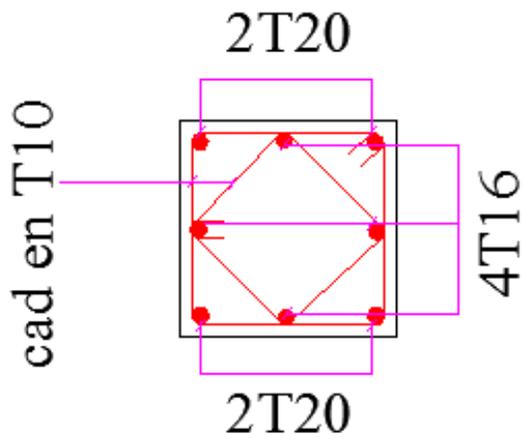
2/ leur espacement :  $S_t \leq \min (15\phi_t; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$S_t \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$ ..... Condition Vérifiée.

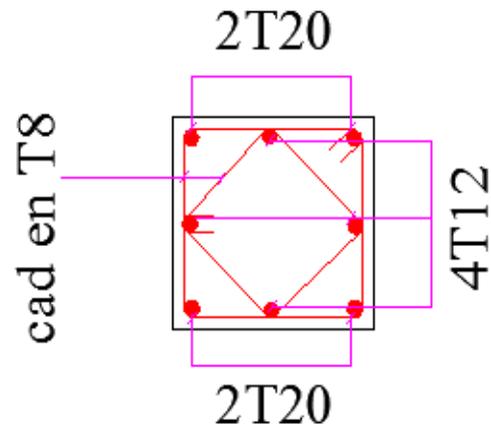
**Tableau 5.4** : Résultat de ferrailage longitudinal des poteaux.

<b>Section</b>	<b>As calculé (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As min(RPA)(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As (adopté)(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>choix du barre</b>
<b>50×50</b>	9,58	20	20,61	<b>4T20+4T16</b>
<b>45×45</b>	7,2	16,2	17,09	<b>4T20+4T12</b>
<b>40×40</b>	6,4	12,8	14,18	<b>4T16+4T14</b>
<b>35×35</b>	7,6	9,8	10,68	<b>4T14+4T12</b>

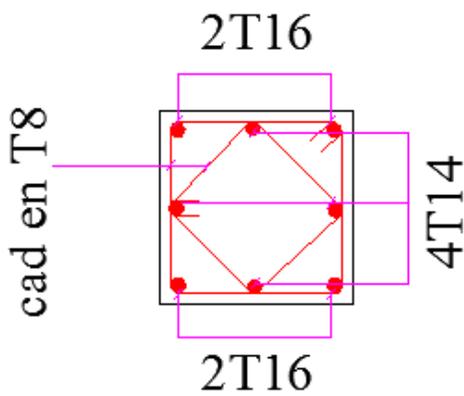
5.3.5. Schéma de ferrailage de poteaux :



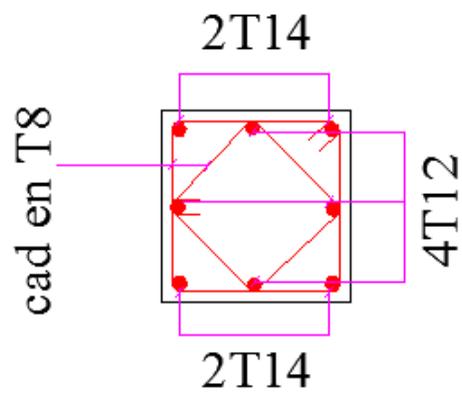
Poteau 50x50cm<sup>2</sup>



Poteau 45x45cm<sup>2</sup>



Poteau 40x40cm<sup>2</sup>



Poteau 35x35cm<sup>2</sup>

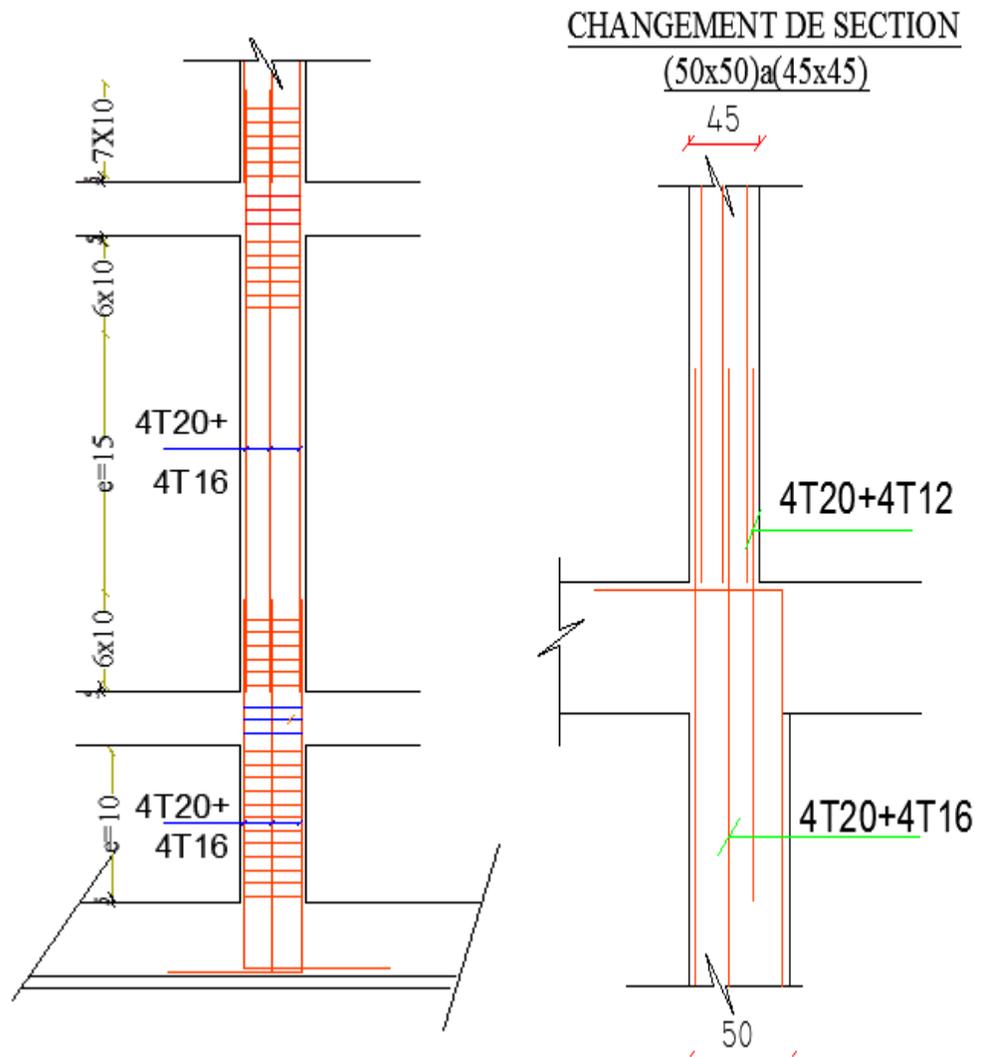


Figure5.2 : Schéma de ferrailage des poteaux.

#### **5.4. Ferrailage des poutres :**

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par un moment fléchissant et un effort tranchant, donc le calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peut préjudiciable.

Pour le ferrailage des poutres on distingue deux zones : zone en travée et zone en appuis.

##### **5.4.1. Combinaisons des charges :**

- **Combinaisons donné par BAEL.91 [1] :**

- ✓ Situation accidentelle

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \text{ ELU} \\ G + Q \text{ ELS} \end{array} \right.$$

- **Combinaisons donné par RPA99 VERSION 2003 [2] :**

- ✓ Situation accidentelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0.8G\pm E \end{array} \right.$$

##### **5.4.2. Recommandations du RPA99/version 2003 (page 66) :**

1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement.

3- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\varnothing$  en zone II.

4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

##### **5.4.3. Calcul de ferrailage :**

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre principale).
- Sens chaînage (poutre secondaire).

1-Les poutres principales (30×50) :

$C=3 \text{ cm}$  ;  $d= h-c = 50-3 =47 \text{ cm}$  ; AcierFeE = 400 MPa ;  $f_{c28}=25 \text{ MPa}$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Moment (KN.m)	ELU		ELS	
	$M_a$	$M_t$	$M_a$	$M_t$
Poutre principale	-167,03	87,49	-120,60	63,10

Tableau 5-5 : Résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

a) Calcule le ferrailage :

❖ En Travée :

✓ ELU :

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

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0; \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

TABLEAU 5-6 : Tableau Récapitulatif en travée :

	M (KN.m)	$\mu$	$\mu \leq \mu_l$	$\alpha$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )
travée	87,49	0,092	Oui	0,120	0,952	5,52

b) Calcule le ferrailage :

❖ En Appuis :

TABLEAU 5-7 : Tableau Récapitulatif en appui :

	M (KN.m)	$\mu$	$\mu \leq \mu_l$	$\alpha$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )
Appui	167,03	0,177	Oui	0,245	0,902	11,27

**b) Vérifications nécessaires pour les poutres : BAEL**

- **Condition de non fragilité (art A.4.2) :**

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

$$A > \frac{0,23 \times 30 \times 47 \times 2,1}{400} = 1,70 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4)**

$$A_{min}^{BAEL} = 0,001b \times h$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times 30 \times 50 = 1,50 \text{ cm}^2$$

- ✓ **RPA99/version 2003 :**

Pourcentage d'acier exigé par le **RPA99/version 2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre : d'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{RPAmin} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 50 \times 30 = 7,50 \text{ cm}^2$$

- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

$$4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement}$$

**Tableau Récapitulatif :**

	<b>A<sub>cal</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>BAEL</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>MIN BAEL</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>min RPA</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>max</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>N<sup>mbr</sup>des barres</b>	<b>A<sub>adopt</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Travée</b>	5,52	1,70	1,50	7,50	7,50	3T16+3T12	9,42
<b>Appui</b>	11,27	1,70	1,50	7,50	11,27	3T16+3T16	12,06

**c) ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

**Tableau Récapitulatif :**

	éléments	$\alpha$	$M_u$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	Condition
Poutre Principale	<b>Travée</b>	0,120	87,49	63,10	1,38	0,440	CV
	<b>Appui</b>	0,245	167,03	120,60	1,38	0,440	CV

**d) Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$M_{tmax}=87,49KN.m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l \geq 1/16 \\ h/l \geq 0,1 M_t / M_0 \\ A_s \leq 4,2 \times b \times d / f_e \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} 50/600 = 0,083 > 0,0625 \dots\dots\dots CV. \\ 50/600 = 0,083 > 0,1 M_t / M_0 = 0,077 \dots\dots\dots CV. \\ 12,06 \leq 4,2 \times 30 \times 47 / 400 = 14,80 \dots\dots\dots CV. \end{array} \right.$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

**e) Armatures transversales :**

D'après **BAEL 91 (art A.5.1, 22):**

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

D'après **RPA 99 (art 7.5.2, 2) :**

$$St \leq \min (h / 4, 12 \text{ min } \emptyset, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{dans la Zone nodale.}$$

$$St' \leq h / 2 = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{dans la Zone courante.}$$

## Chapitre 05 : ferrailage des éléments principaux

---

On prend:  $S_t \leq \min(S_{t\text{BAEL}}; S_{t\text{RPA}})$

- Dans la Zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante :  $S_t = 15 \text{ cm}$

Avec :  $L' = 2h = 100 \text{ cm}$  (longueur de la zone nodale).

✓ **La section de ferrailage transversal :**

D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times D_0}{f_c} = \frac{0,4 \times 15 \times 30}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

✓ **D'après RPA 99 :ART (7.5.2.2)**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend :

**3Ø8** avec  $A_t = 1,51 \text{ cm}^2$  dans la zone nodale

**3Ø8** avec  $A_t = 1,51 \text{ cm}^2$  en dehors de la zone nodale.

Soit (cadre de **2Ø8** + un étrier de **1Ø8**) =  $1,51 \text{ cm}^2$ .

**f) Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u \text{ max} = 144,34 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\tau_u^{\text{max}} = \frac{144240}{300 \times 470} = 1,023 \text{ Mpa} < \text{Min}\{3,33 ; 5\} \dots \dots \dots \text{cv}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable.  $\bar{\tau}_u = \min(0,2 \cdot f_{28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa})$

$$\tau_u = 1,023 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa (c.v)}$$

5.4.3. Résultat du ferrailage des poutres principales (30× 50) :

Tableau 5.8 : Résultat du ferrailage des poutres principales (30× 50).

Poutre principale	$M_{max}$ (KN,m)	AS calculé (cm <sup>2</sup> )	AS <sub>min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	AS <sub>min</sub> (BAEL) (cm <sup>2</sup> )	AS <sub>(adopté)</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
En travée	87,49	5,52	7,5	1,7	9,42	3T16+3T12
En appui	167,03	11,27	7,5	1,7	12,06	3T16+3T16

5.4.4. Résultat du ferrailage des poutres secondaire (30× 35) :

Tableau 5.9: Résultat du ferrailage des poutres secondaire (30×35).

Poutre secondaire	$M_{max}$ (KN,m)	AS calculé (cm <sup>2</sup> )	AS <sub>min</sub> (RPA)(cm <sup>2</sup> )	AS <sub>min</sub> (BAEL) (cm <sup>2</sup> )	AS <sub>(adopté)</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
En appui inf	56,39	5,4	5,25	1,2	8,01	3T14+3T12
En appui sup	58,19	6,6	5,25	1,2	8,01	3T14+3T12

5.4.5. Schéma de ferrailage des poutres :

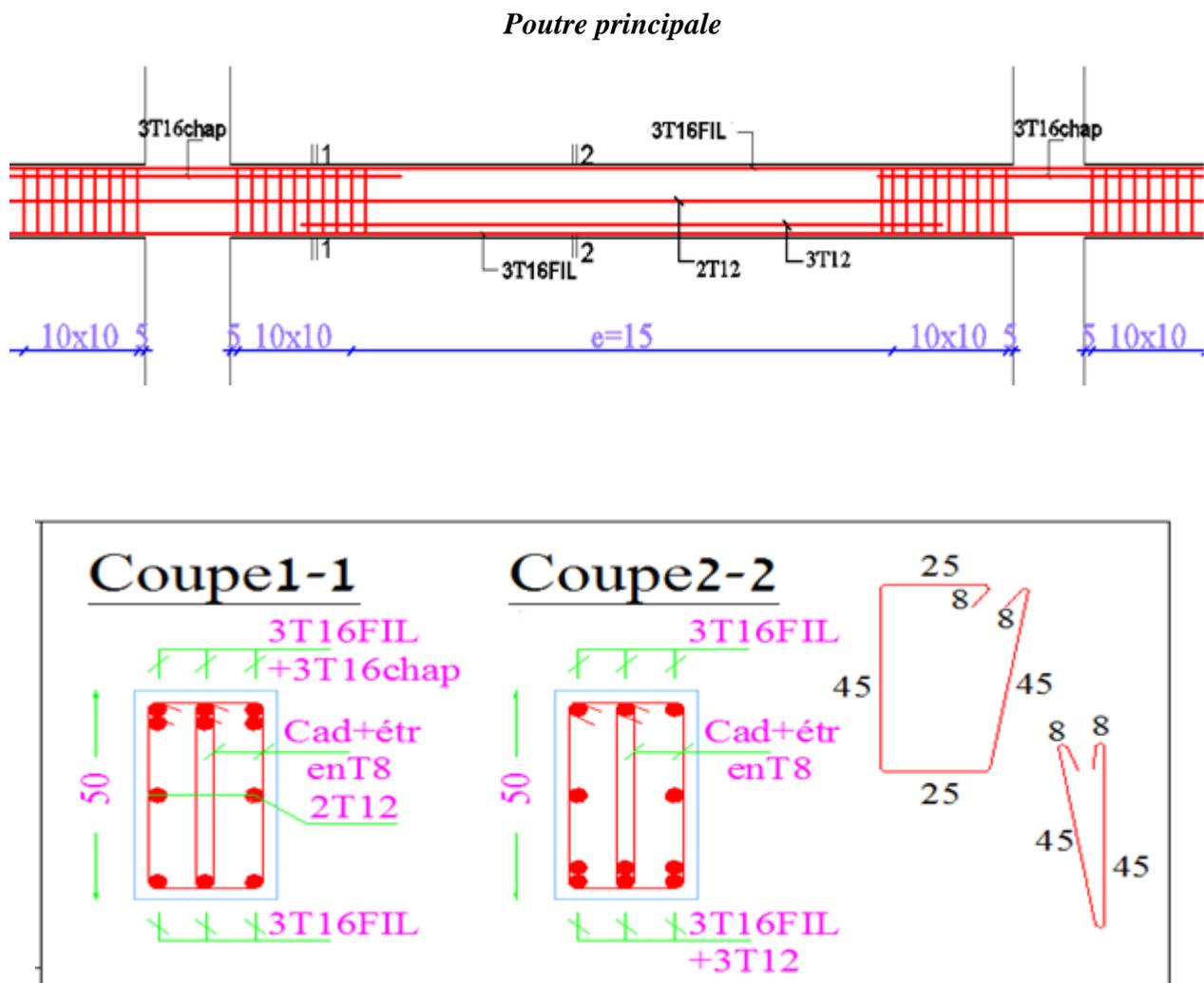


Figure.5.2. : Schéma de ferrailage des poutres principales

Poutre secondaire

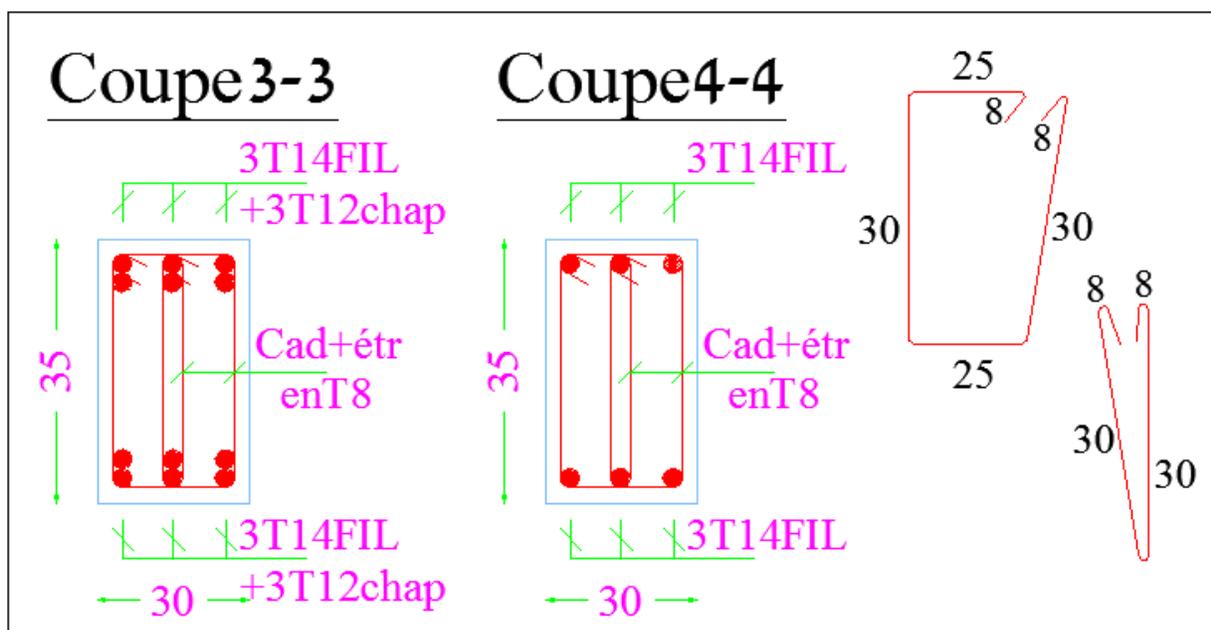
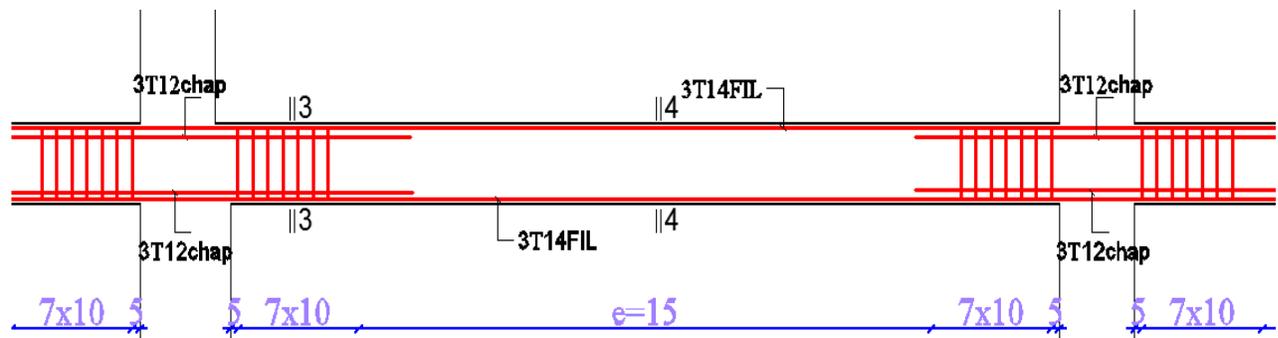


Figure.5.3 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire.

## 5.5. Ferrailage des voiles :

### 5.5.1. Introduction :

Généralement les voiles sont soumis à des charges verticales (charges et surcharges) et à des charges horizontales (séismes), qu'ils provoquent des efforts normaux, des moments fléchissant et des efforts tranchants, chaque voile sera calculé en flexion composée avec des efforts tranchants, et ferrailés selon les prescriptions de l'RPA99.

Pour qu'un refend puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués, en doit prévoir des armatures verticales, des armatures horizontales et des armatures transversales.

### 5.5.2. Recommandation du règlement RPA99(v2003) :

➤ **Acierverticaux (art.7.7.4.1) :**

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%**.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à **0,20%** de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partiesupérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la largeur du voile, Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

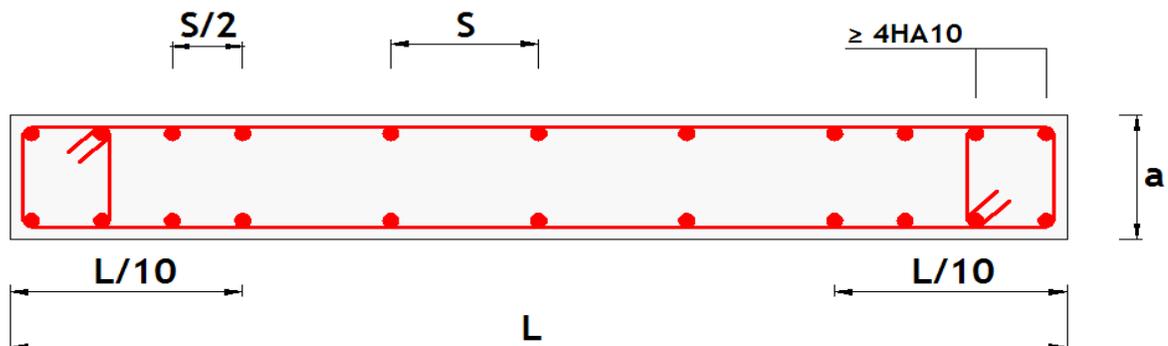


Figure 5.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

### ➤ Acier horizontal (art.7.7.4.2) :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\varnothing$ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

### ➤ Règles communes (art.7.7.4.3) :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %

- En zone courante 0,10 %

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 a$$

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

- 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.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

- $40\varnothing$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- $20\varnothing$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### 5.5.3. Méthode de calcul des voiles :

Pour le calcul des voiles en béton armé, deux méthodes de calcul sont disponibles :

- a. Méthode simplifiée.
- b. Méthode par flexion composée.

#### **5.5.4. Choix de la méthode :**

Les calculs suivant la méthode simplifiée permettent de générer les armatures du voile sur toute la longueur de la section, avec des quantités proportionnelles aux valeurs des contraintes sur leur diagramme linéaire. Néanmoins dans les calculs par la méthode de flexion composée, les armatures seront plus denses aux extrémités du voile là où les sollicitations de flexion sont plus défavorable.

De cela, la méthode simplifiée se prête mieux avant tout pour les voiles transférant les charges verticales des plancher, et pour les voiles avec ouvertures. Cependant la méthode par flexion composée est la mieux adapté pour les voiles plein de contreventement, sollicités par des moments considérables générés par les combinaisons sismiques.

Par conséquent, et selon l'article **7.7.4** des règles **RPA**, pour le calcul du ferrailage des voiles on va utiliser la seconde méthode, c'est-à-dire par flexion composée avec effort tranchant, qui révèle plus compatible avec la nature du système de contreventement adopté (mixte voiles-portiques avec justification).

#### **5.5.5. Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :**

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- $0,8G \pm E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- $G + Q \pm E$

#### **5.5.6. Calcul de la section d'armature:**

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ✓ Entièrement tendu (S. E. T).
- ✓ Entièrement comprimée (S. E. C).
- ✓ partiellement comprimée (S. P. C).

• Etape de calcul :

Détermination de la nature de la section :

- ❖ Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est :h/6)
- ❖ Calcul de l'excentricité « e »qui égale au rapport du moment à l'effort normal (e=M/N).

5.5.7. Exemple de calcul :

Soit le voile 'Vx 5' niveau RDC

M <sub>max</sub> (KN.m)	N <sub>corr</sub> (KN)	T(KN)
<b>1410,20</b>	726,57	237,92

Tableau 5-10 : les résultats des efforts.

$$h = 3,0 \text{ m} ; c = 3 \text{ cm} ; d = h - c = 3,0 - 0,03 = 2,97 \text{ m} ; e = 0,20 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2\text{cm}; \frac{3,0}{250} \right\} = 0,012 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N} = \frac{1410,20}{726,57} = 1,94 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0,012 + 1,94 = 1,952 \text{ m}$$

-Vérification de flambement :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left( 15; \frac{20e}{h} \right)$$

$$\frac{20 \cdot e}{H} = \frac{20 \times 0,20}{3} = 1,33$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0,7 \times 3,24}{3} = 0,87$$

$$\frac{l_f}{h} = 0,87 < 15 \dots \dots \dots (c. v)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 3,01$$

$$\lambda \leq 50 \text{ si } \Rightarrow \alpha = \left\{ \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{3,01}{35}\right)^2} = 0,85 \right.$$

$\phi$ : Généralement égal 2.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,61^2}{10^4 \times 3} \times (2 + 0,85 \times 2) = 0,00252 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 1,952 + 0,00252 = 1,954 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrige}} = N_{\text{utm}} \times e = 726,57 \times 1,954 = 1419,71 \text{ KN.m}$$

➤ **Armatures verticales :**

$$M_{\text{corrige}} = 1419,71 \text{ KN.m} ; N_{\text{corr}} = 726,57 \text{ KN}$$

$$A = (0,337 L - 0,81 c') \cdot L \cdot a \cdot \sigma_b$$

$$A = (0,337 \times 3 - 0,81 \times 0,03) \cdot 3 \times 0,20 \times 18,5$$

$$A = 10,9523 \text{ MN.m} = 10952,30 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - L/2) = 1419,71 + 726,57 \times (2,97 - 1,5) = 2487,76 \text{ KN.m}$$

$$B = 726,57(2,97 - 0,03) - 2487,76 = -351,644 \text{ KN.m}$$

**A > B** donc la section est **partiellement comprimée**.

### 5.5.8. Calcul de ferrailage :

- **Calcul des armatures à la flexion simple :**

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

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0, \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_f = \frac{M_{\text{max}}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

TABLEAU 5-11 : Tableau Récapitulatif de voile :

M(KN.m)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	$A_f(\text{cm}^2)$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$
2487,76	0,076	0,392	0,098	0,960	21,81	3,64

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de **Navier Bernoulli**.

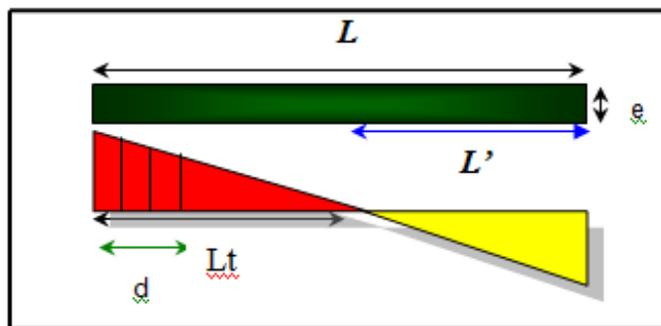


Figure 5-5 : Les contraintes dans le voile.

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{726,57 \times 10^3}{200 \times 3000} + \frac{6 \times 1410,20 \times 10^6}{200 \times (3000)^2} = 5,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{528,6 \times 10^3}{150 \times 3000} - \frac{6 \times 718,9 \times 10^6}{150 \times (3000)^2} = -3,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0; \sigma_2 \leq 0$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

$$l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$l_t = 3 \times \frac{|3,49|}{|5,91| + |3,49|} = 1,11 \text{ m}$$

$$L_c = L - 2L_t = 3 - 2 \times 1,11 = 0,78 \text{ m}$$

$$\text{Alors: } A_{\min}^{RPA} = 0,002 \times L_t \times a = 0,002 \times 111 \times 20 = 4,44 \text{ cm}^2$$

### 5.5.8.1 .Le pourcentage minimum d'armatures verticales :

Globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 300 = 9 \text{ cm}^2$$

## Chapitre 05 : ferrailage des éléments principaux

Donc on prend :

**Dans la zone tendue :**

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{min}}^{\text{RPA}}) = \max(21,81 ; 4,44)$$

Alors on prend :  $A = 21,81 \text{ cm}^2$

**En zone courante :**

$$h' = h - 2l_t = 3 - 2 \times 1,11 = 0,78 \text{ m} > 0$$

$$A_{\text{min}2} = 0,001 \cdot b \cdot h' = 0,001 \times 20 \times 78 = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\text{min}}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times 21,81 + 1,56 = 45,18 \text{ cm}^2 > 9 \text{ cm}^2 \quad \dots \dots \dots \text{ condition vérifier.}$$

**Choix des armatures :**

$$A_{\text{nap}1} = A_{\text{nap}2} = \frac{A_{\text{adopt}}}{2} = \frac{21,81}{2} = 10,905 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_{\text{nap}1} = A_{\text{nap}2} = 20\text{T}10 = 15,71 \text{ cm}^2$$

Niveau	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_c(\text{cm}^2)$	$A_{\text{tot}}(\text{cm}^2)$	$A^g(\text{cm}^2)$	Condition	N <sup>mbr</sup> des barres	$A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$
RDC	21,81	1,56	45,18	9	vérifier	$A_{\text{tendu}}=20\text{T}10$	15,71

**Tableau 5-12 :** Armatures des voiles.

**5.5.8.2L'espacement :**

D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1,5 \cdot a ; 30\text{cm}) = \min(15 \times 1,5 ; 30 \text{ cm}) = \min(22,5 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre :  $S=20\text{cm}$

Dans la zone  $h/10$  :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min\left\{\frac{1,5 \cdot a}{2}; \frac{30}{2}\right\} = \min\{11,25; 15\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : **D=10 cm.**

Les espacements suivant le(**BAEL**) sont négligés par rapport **RPA99**.

**5.5.8.3 Vérification des voiles à l'Effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003).

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times T_{\text{cal}}}{a \cdot d}$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

a : épaisseur du voile

d : Hauteur utile h.

h : Hauteur totale de la section brute.

Application numérique:

$$T=237,92 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times T_{\text{cal}}}{a \times d} = \frac{1,4 \times 237920}{200 \times 2970} = 0,56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa} \dots \dots \text{ (c.v)}$$

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

**5.5.8.4 Armatures horizontales :**

Le pourcentage minimum de l'armature horizontale pour une bande de 1 m de largeur.

**5.5.8.5 Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3**

$$A_{min}^g = 0,0015 \times b \times 1\text{m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{min}^c = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :  $A_c = 4\phi 12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**5.5.9. Les Armatures Transversal :**

D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

**5.5.9.1. Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend :**

Il faut que  $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 \text{ Mpa}$

La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$N=726,57 \text{ KN}$$

$$M=1410,20 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{726,57 \times 10^3}{200 \times 3000} + \frac{6 \times 1410,2 \times 10^6}{200 \times (3000)^2} = 1,21 \text{ MPa} < 18,5 \text{ MPa}$$

Schéma de ferrailage :

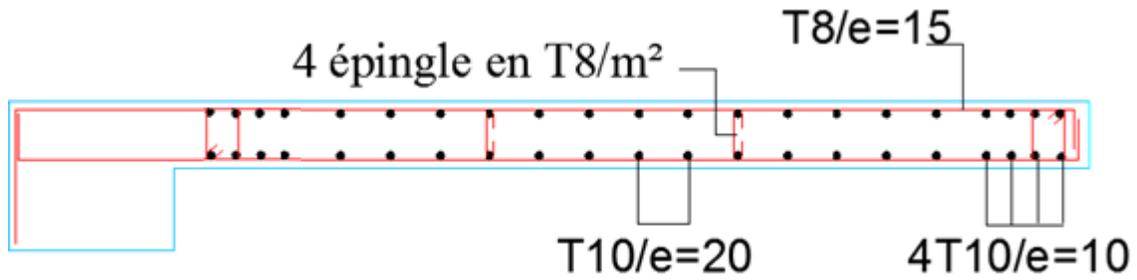


Figure.5.6 :Schéma de ferrailage des voiles (Vx5).

## **6. Etude de l'infrastructure :**

### **6.1. Introduction :**

L'infrastructure est la partie cachée de la construction dans le sol, constituée d'éléments structuraux du sous-sol et du système de fondations. Ces deux constituants doivent former un ensemble résistant et rigide qui prenant appui sur des formations en place compacte, homogène, et hors d'eau de préférence. L'infrastructure doit assurer les deux fonctions suivantes :

- La capacité de transmettre, en plus des charges verticales, les charges sismiques horizontales,
- Limiter les tassements différentiels et empêcher les déplacements horizontaux relatifs des points d'appuis par solidarisation au moyen de longrine ou autre dispositif équivalent.

### **6.2. Etude du voile périphérique :**

#### **6. 2.1. Définition :**

Le voile périphérique est un voile en béton armé continu entre le niveau des fondations et le niveau de base, généralement de faible épaisseur, il assure la rétention des terres pour le sous-sol, constitue une liaison rigide entre les points d'appui de la structure, ainsi il favorise son encastrement dans le sol.

#### **6.2.2. Pré dimensionnement :**

On va adopter comme épaisseur du voile périphérique, la valeur minimale prescrite par les règles **RPA99v2003** dans l'article **10.1.2**, et qui égale à **15cm**.

#### **6.2.3. Hypothèse de calcul :**

- Le voile périphérique (V.P) est assimilé à une plaque verticale en béton armé, encadrée suivant ses quatre bords, et constitué, selon les deux directions horizontale et verticale, par l'agencement de bandes de largeur unitaire travaillants en flexion simple sous l'effet de la composante horizontale de la poussée des terres,
- Le poids propre du V.P ne sera pas pris en considération dans les suivants calculs, et cela à cause de son effet stabilisateur, ainsi qu'il est négligeable devant la poussée des terres, vue la faible épaisseur du voile.
- Le ferrailage est constitué de double quadrillage intérieur et extérieur,
- Le pourcentage minimum des armatures est de **0.10%** dans les deux sens (horizontale est verticale).

- Pour limiter le risque d'infiltration de l'eau au sous-sol, les fissures dans le V.P sont intolérables, c'est-à-dire que la fissuration sera considérée comme **très préjudiciable**, ce qui conduit à calculer le ferrailage à l'ELS.

#### 6.2.4. Calcul des charges :

- **Calcul du coefficient des terres en repos :**

Il est donné par la formule suivante (selon Coulomb):

$$K_0 = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Où :

$\varphi$ : est l'angle de frottement interne du sol (angle sexagésimal). Pour le cas d'un sol marneux, on a :

$$\varphi = 30^\circ \rightarrow K_0 = \tan^2(45 - 15) = 0,333$$

- **Calcul de la pression géostatique latérale des terres (Poussé) :**

Selon Coulomb la variation de la poussée des terres suivant la profondeur prend une allure linéaire graduellement croissante en allant de la surface du sol jusqu'au pied du V.P, la valeur maximale de cette poussée est donnée par la formule suivante :

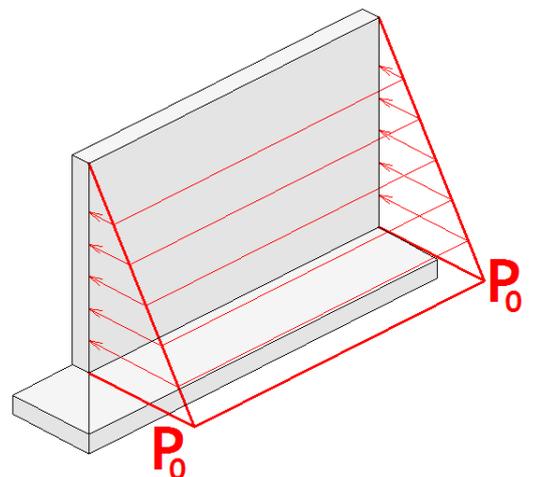
$$P_0 = 1/2(\gamma H^2 K_0)$$

Avec :

$\gamma$ : Poids spécifique du remblai, dans ce cas on a :

$$\gamma = 19,78 \text{ KN/m}^3$$

H : est la profondeur du V.P, dans notre cas elle est de : **2.72 m.**



**Figure6.1** : pression géostatique latérale des terres (Poussé)

Donc :

$$P_0 = 1/2(\gamma H^2 K_0) = 0,5 \times 19,78 \times 2,72^2 \times 0,33 = 24,36 \text{ KN/m}$$

### 6.2.5. Calcul des sollicitations :

#### ➤ Méthode de calcul :

Pour le calcul des différentes sollicitations dans le V.P, on va employer la méthode de **Timoshenko**, fondée sur la théorie des plaques et coques de la résistance des matériaux, exposée par **A. Guerrin** dans son livre **traité de béton armé v6**, intitulé : réservoirs, châteaux d'eau et piscines, et cela on assimile le V.P à une paroi verticale d'un réservoir d'eau. Dans cette analogie, et puisque les deux pressions hydrostatique et la poussée des terres ont la même allure linéaire, on peut substituer dans la méthode de calcul précitée l'eau par le remblai.

Le principe de cette méthode est basé sur la détermination des moments et des efforts tranchants en travée et sur appuis de la paroi verticale considérée encadrée sur ses quatre cotés, on s'appuyant sur des coefficients tirés à partir d'abaques et tableaux que nous les exposerons dans la suite des calculs.

#### 6.2.5.1. Calcul des moments en travée :

Moment selon la vertical :  $M_x = \mu P_0 a^2$

Moment selon l'horizontal :  $M_y = \mu_1 P_0 a^2$  Où :

$\mu, \mu_1$ : Coefficients donnée par l'abaque, on fonction du rapport **b/a** et pour  $x/a = 0.6$ , dont :

Dans

$$\frac{b}{a} = \frac{6}{2,72} = 2,20$$

Dans l'abaque suivant, les diagrammes en lignes continues correspond au coefficient  $\mu_1$ , par contre les diagrammes en lignes discontinues correspond au coefficient  $\mu$ .

$$\text{Pour } \frac{b}{a} = 2 : \begin{cases} \mu = 0,0540 \\ \mu_1 = 0,0235 \end{cases}$$

$$\text{Pour } \frac{b}{a} = 3 : \begin{cases} \mu = 0,060 \\ \mu_1 = 0,021 \end{cases}$$

Donc on interpole pour qu'on obtient les valeurs des coefficients qui correspondent à **b/a = 2,20**

$$\frac{0,060-0,054}{3-2} = \frac{\mu-0,054}{2,2-2} \rightarrow \mu=0,0552$$

$$\frac{0,0235-0,021}{3-2} = \frac{\mu-0,021}{3-2,2} \rightarrow \mu_I=0,023$$

Donc :

$$M_x=0,0552 \times 24,36 \times 2,72^2 = 9,95 \text{ KN.m}$$

$$M_y=0,023 \times 24,36 \times 2,72^2 = 4,15 \text{ KN.m}$$

### 6.2.5.2. Calcul des efforts tranchants sur appuis :

Donnés par les formules suivantes :

Pour les bords horizontaux :  $T = \eta P_0 a$  Pour les bords verticaux :  $T = \eta_I P_0 a$

$$\text{Pour } \frac{b}{a}=2 : \eta_I=0,14166$$

$$\text{Pour } \frac{b}{a}=3 : \eta_I=0,08333$$

$$\frac{0,14166-0,08333}{2-3} = \frac{\eta_I-0,08333}{2,2-3} \rightarrow \eta_I=0,130$$

- Pour le bord inférieur, on à :

$$\text{Pour } \frac{b}{a}=2 : \eta=0,37$$

$$\text{Pour } \frac{b}{a}=3 : \eta=0,37$$

Donc :

$$\eta=0,37$$

- Pour le bord supérieur, on à :

$$\text{Pour } \frac{b}{a}=2 : \eta=0,2125$$

$$\text{Pour } \frac{b}{a}=3 : \eta=0,2125$$

Donc :

$$\eta=0,2125$$

Par conséquent, on n'aura :

$$\text{Le bord horizontal sup : } T=0,2125 \times 24,36 \times 2,72 = 14,08 \text{ KN}$$

Le bord horizontal inf :  $T=0,37 \times 24,36 \times 2,72=24,51$  KN

Le bord vertical :  $T=0,13 \times 24,36 \times 2,72=8,61$  KN

### **6.2.5.3. Calcul des moments sur appuis :**

#### **A. Moment d'encastrement sur bord supérieur (x=0) :**

Il se calcul comme suivant :

$$M_x = \gamma_x P_0 a^2$$

$$\text{Pour } \frac{b}{a} = 1,8 : \gamma_x = 0,02799$$

$$\text{Pour } \frac{b}{a} = 2 : \gamma_x = 0,02849$$

Donc on extrapole pour le cas de  $\frac{b}{a} = 2,20$  :

$$\frac{0,02849 - 0,02799}{2 - 1,8} = \frac{\gamma_x - 0,02799}{2,2 - 1,8} \rightarrow \gamma_x = 0,02899$$

Par conséquent :

$$M_x = 0,02899 \times 24,36 \times 2,72^2 = 5,22 \text{ KN.m}$$

#### **B. Moment d'encastrement sur bord inférieur (x=a) :**

$$\text{Pour } \frac{b}{a} = 2 : \gamma_x = 0,05123$$

Donc :

$$M_x = 0,02899 \times 24,36 \times 2,72^2 = 5,22 \text{ KN.m}$$

#### **C. Moments d'encastrement sur bords latérales (x±b/2) :**

Ils se calculent par la formule suivante :

$$M_y = \gamma_y P_0 a^2$$

nous permet de faire sortir la valeur maximale de  $\gamma_y$  :

$$\gamma_y = 0,02888$$

$$\text{Donc } M_y = 0,02888 \times 24,36 \times 2,72^2 = 5,19 \text{ KN.m}$$

### **6.2.6. Calcul du ferrailage à l'ELS :**

#### **➤ Exemple de calcul :**

Avant de passer au calcul, on doit définir les données suivantes :

$$b=1,00 \text{ m} , \quad d'=0,03 \text{ m} , \quad h=0,15 \text{ m} , \quad d=0,12 \text{ m}$$

$$f_{t28}=2,1 \text{ Mpa} , \quad \bar{\sigma}_{bc}=0,6f_{c28}=15 \text{ Mpa} , \quad f_{t28}=2,1 \text{ Mpa}.$$

Pour une fissuration très préjudiciable, la contrainte admissible de l'acier se détermine comme suit :

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \text{ Min} \{ 2/3 f_e ; \text{Max}(0,5 f_e ; 110(n f_{tj})) \} = 161,307 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\alpha}_1 = 15 \bar{\sigma}_{bc} / 15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s = 0,58$$

$$M_{rb} = 0,5 \bar{\alpha}_1 (1 - \bar{\alpha}_1 / 3) b_0 d^2 \bar{\sigma}_{bc} = 5,07 \text{ KN.m} \leq M_{ser} = 9,95 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = M_{ser} / b d^2 \bar{\sigma}_s = 9,95 \times 10^{-3} / 1 \times 0,12^2 \times 161,307 = 0,0042$$

$$Z_{b1} = \frac{15}{16} d \frac{40 \mu_s + 1}{50 \mu_s + 1} = 10,86 \text{ cm}$$

$$A_s = M_{ser} / Z_{b1} \bar{\sigma}_s$$

$$A_s = 9,95 \times 10^3 / 10,86 \times 161,307 = 5,67 \text{ cm}^2$$

On adopte **8T10** avec  $A_s = 6,28 \text{ cm}^2$  (l'espacement  $S = 15 \text{ cm}$ )

➤ **Ferrailage minimal :**

Selon RPA99v2003 (**art10.1.2**) :

$$A_{s \text{ min(RPA)}} = 10\% bh = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Selon BAEL91v99 :

$$A_{s \text{ min(BAEL)}} = 0,23 b d f_{t28} / f_c = 0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1 / 400 = 1,449 \text{ cm}^2$$

Donc:  $A_{s \text{ min}} = 1,5 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement minimal des barres :**

En fissuration très préjudiciable on à :

$$S \leq \min \{ 1,5 a , 20 \text{ cm} \} = \min \{ 22,5 \text{ cm} , 20 \text{ cm} \} = 20 \text{ cm}$$

Après calcul on obtient les résultats du ferrailage par mètre linéaire suivantes :

**Tbleau6.1** : Résultat de ferrailage des voile périphérique (par mètre linéaire).

Nappe d'armature	Lits de barre	Mser(KN,m)	AS calculé (cm <sup>2</sup> )	As (adopté)(cm <sup>2</sup> )	ASmin(cm <sup>2</sup> )	Description des barres	S(cm)
Intérieur	Vertical	9,95	5,67	6,28	1,5	<b>8T10</b>	12
	Horizontal	4,15	2,30	3,02	1,5	<b>6T8</b>	16
Extérieur	Vertical	5,22	3,17	4,71	1,5	<b>6T10</b>	16
	Horizontal	5,19	3,17	3,02	1,5	<b>6T8</b>	16

### 6.2.7. Vérification des contraintes de cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = V_u / bd \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,15f_{c28}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}\}$$

$$\tau_u = 24,51 \times 10^{-3} / 1 \times 0,12 = 0,204\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,15 \times 25 / 1,5 ; 4\text{Mpa}\} = 2,5\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,204\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### 2.2.8. Schéma de ferrailage :

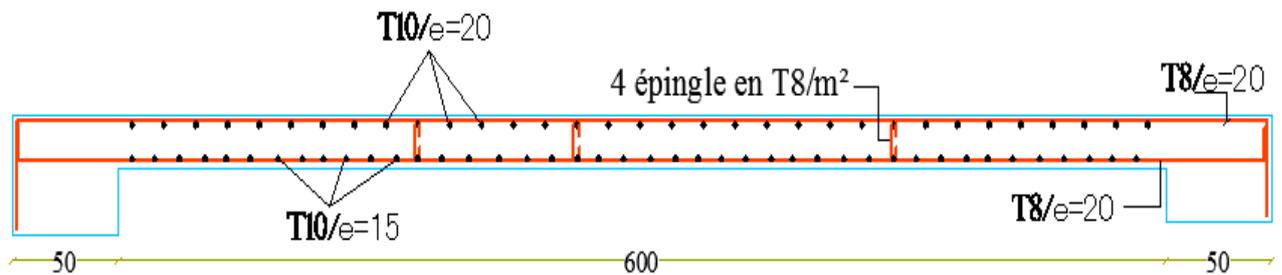


Figure6.2 : Schéma de ferrailage des voiles périphérique.

### 6.3. Etude des fondations :

#### 6.3.1. Définition :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Le bon choix du type de fondation à projeter dépend de plusieurs critères, parmi les quelles on distingue :

- L'assurance de la stabilité structurelle de l'ouvrage lors de la transmission des charges au sol.
- La nature de l'ouvrage et l'intensité des charges amenés aux fondations.
- La capacité portante du bon sol, et son homogénéité sous l'emprise des blocs.
- La facilité de mise en œuvre.
- L'économie

### 6.3.2. Justification du choix du type de fondations :

Parmi les techniques qui s'offrent au constructeur en matière de fondations, on a :

#### Les fondations superficielles :

- Les semelles isolées sous poteaux
- Les semelles continues sous un mur
- Les semelles continues sous des poteaux
- Les semelles excentrées
- Les radiers simples ou généraux

**Les fondations semi-profondes :** Les puits.

**Les fondations profondes :** Les pieux.

**Les fondations spéciales :** les parois moulées, les cuvelages, etc.

#### 6.3.2.1. La solution de semelles isolées :

Le dimensionnement du coffrage des semelles isolées sous poteaux et continues sous voiles, s'effectue à l'ELS sous le seul effort normal maximal atteint dans les éléments les plus chargés statiquement.

On dit qu'on a une bonne répartition des charges dans le sol, si et seulement si les conditions suivantes sont vérifiées :

Avec :

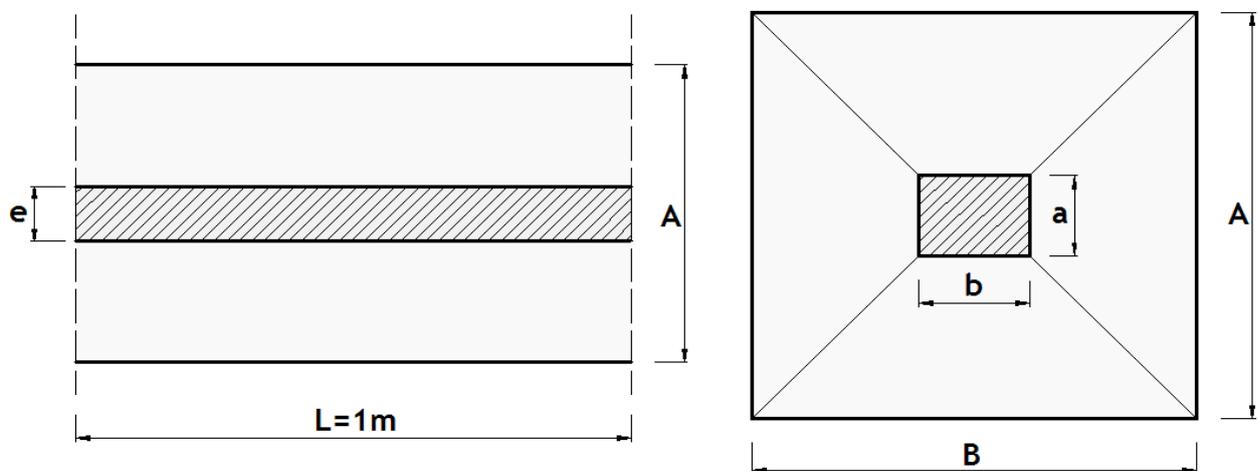
Les semelles isolées sous poteaux :  $(A \times B) \geq N_{ser} / \bar{\sigma}_{sol}$

Les semelles continues sous voile :  $(A \times L) \geq N_{ser} / \bar{\sigma}_{sol}$

Avec :

**A, B, L** sont les dimensions en plan des semelles, et qui sont définies dans la **Figure6.3**

Suivante :



**Figure6.3 :**Semelles isolées sous poteaux et continues sous voiles.

Les dimensions des semelles isolées sont homothétiques aux dimensions du poteau supporté, c'est-à-dire :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K \rightarrow A=KB$$

La section du poteau est carré donc  $a=b \rightarrow A=B$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ bar} ; N_{ser} = 1439,59 \text{ KN}$$

$$(A \times B) \geq 1439,59 / 2,5 \times 10^{-2} = 57582,4 \text{ cm}^2$$

Donc on adopter **A=B=240cm.**

$$(240 \times 240) = 57600 \text{ cm}^2 \geq 57582,4 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Dimension des semelles filantes sous voile périphérique :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ bar} ; N_{ser} = 3912,24 \text{ KN}$$

$$(A \times L) \geq 3912,24 / 2,5 \times 10^{-2} = 156489,6 \text{ cm}^2$$

L=1770cm donc on adopte **A=120cm**

$$(1770 \times 120) = 212400 \text{ cm}^2 \geq 156489,6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La surface totale des semelles égal à : 124,24 m<sup>2</sup>

La surface totale de la structure égale à : 394,71 m<sup>2</sup>

$$\frac{\text{surface des semelles}}{\text{surface de la structure}} \times 100 = 31,47\% \leq 50\%$$

On observant le taux d'occupation de surface des semelles, nous remarquons qu'ils sont largement inférieurs à la moitié de la surface totale de la structure, Par conséquent la solution de semelles isolées sous poteaux et continues sous voiles révèle la plus adéquate et la plus économique, ainsi la cohérence entre les points d'appuis désiré par l'RPA sera assurée par un réseau de longrines dimensionnés à cet effet.

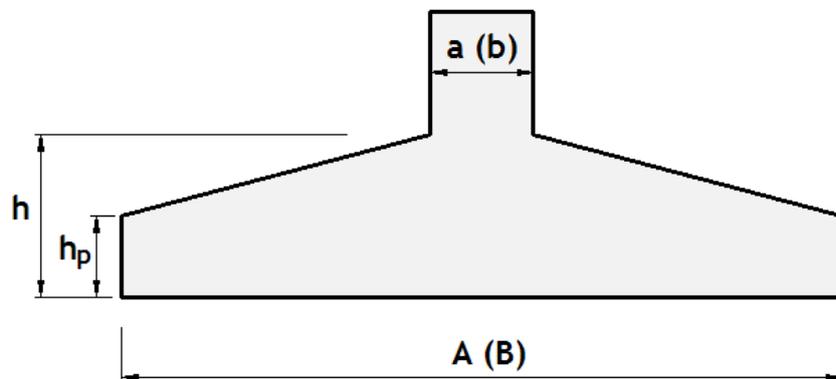
Pour assurer la stabilité des semelles de rive excentrées, des poutres de redressement seront prévues.

### 6.3.3. Exemples de calcul :

#### 6.3.3.1. Exemple « 1 » : -Semelle isolée sous poteau centré-

Il s'agit du calcul de ferrailage dans les deux directions de la semelle **SI 1**, sous les sollicitations maximales à l'ELU.

Après la détermination des dimensions en plan de la semelle par la condition de portance du sol, on passe à l'évaluation des dimensions en élévation, ces dimensions doivent vérifier la condition de rigidité suivante qui nous assure, si elle est vérifiée, que la répartition des réactions du sol, sur la sous face de la semelle, est linéaire :



**Figure6.4** :Schéma de semelle isolée sous poteau centré.

$$h \geq \text{Max} \{ h_1 ; h_2 \}$$

Avec :

$$\begin{cases} h_1 = \frac{A-a}{4} + 5\text{cm} \\ h_2 = \frac{B-b}{4} + 5\text{cm} \end{cases}$$

On a : A=B=2,40 m ; a=b=0,5 m

Donc :  $h_1=h_2=190/4+5=52,5$  cm

$h \geq h_1$  on adopte **h=60 cm**

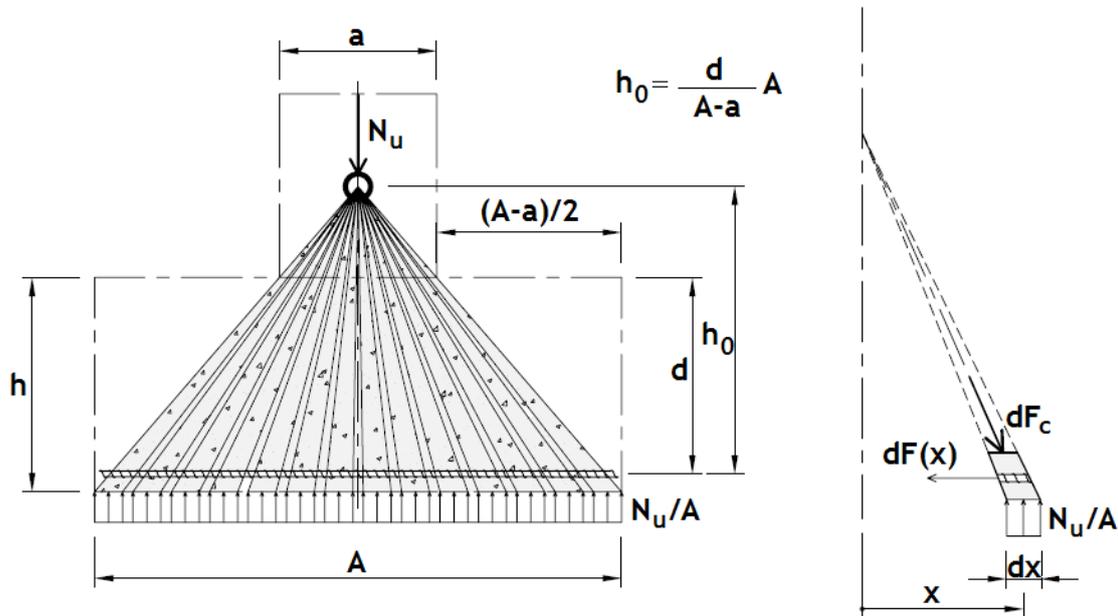
La hauteur du patin est déduite de la hauteur totale de la semelle, on respectant la condition suivante :

$$h_p \geq \frac{ht}{2} = 60/2 = 30 \text{ cm}$$

donc on adopte  $h_p=35 \text{ cm}$

➤ **Méthode de calcul :**

Pour le calcul du ferrailage suivant les deux directions de la semelle, on va utiliser la méthode des bielles qui est basée sur le principe suivant :



**Figure6.5 :** Schéma de la méthode des bielles.

La charge  $N_u$  est transmise au sol par l'intermédiaire de bielles de béton comprimées maintenues entres-elles par les armatures inférieures (voir **figure.6.5** qui représente la transmission de l'effort normal selon les bielles et l'équilibre d'un tronçon élémentaire d'armature).

L'équilibre d'un tronçon élémentaire  $dx$  d'armature et de bielle conduit à l'égalité suivante :

$$dF(x) = \frac{x}{h_0} \frac{N_u}{A} dx = \frac{x(A-a)}{dA^2} N_u dx$$

D'où la valeur de l'effort de traction dans les armatures à l'abscisse  $x$  :

$$F(x) = \int_x^{\frac{A}{2}} dF(x) = - \int_{-\frac{A}{2}}^x dF(x) = \frac{(A-a)}{2dA^2} \left( \frac{A^2}{4} - x^2 \right) N_u$$

L'effort dans les aciers varie de façon parabolique et sa valeur est maximale au milieu de la fondation ( $x=0$ ). L'effort de traction dans les aciers à l'ELU est limité à  $A_s f_{cu}$ , par conséquent, la section maximale (en  $x=0$ ) d'acier à mettre en place est donnée par :

$$As = \frac{Nu(A - a)}{8dfcu}$$

Dans le cas d'une semelle équilibrant un effort vertical et un moment fléchissant, la semelle est alors calculée comme une double console (méthode RDM) en prenant comme chargement les contraintes du sol sur la semelle. On admet de ne pas vérifier la semelle vis-à-vis de l'effort tranchant si la condition de rigidité est satisfaite.

Dans le cas où le diagramme des contraintes de l'action du sol reste **trapézoïdal**, il est possible de continuer à utiliser la méthode des bielles en admettant un effort normal fictif donné comme suit :

$$Nu = \frac{(3\sigma_M + \sigma_m)AB}{4}$$

Où :

$\sigma_M$ : Contrainte maximale sous la semelle.

$\sigma_m$ : Contrainte minimale sous la semelle.

**Domaine d'application de la méthode des bielles :**

Semelle rigide :  $\frac{(A-a)}{4} \leq d \leq (A - a)$

Sol entièrement comprimé :  $e_s \leq A/6$

Poteau entièrement comprimé :  $e_p \leq a/6$

➤ **Sollicitations :**

La semelle **SI 1** le plus sollicité soumis aux sollicitations présentées dans le tableau suivant :

**Tableau6.2 :** Sollicitation de la semelle la plus sollicité.

Combinaison	N(KN)	Mx(KN.m)	My(KN.m)
<b>G+Q</b>	1439,56	0,17	1
<b>1,35G+1,5Q</b>	1988,16	0,24	1,36
<b>G+Q+Ex</b>	1639,31	5,15	50,61
<b>G+Q+Ey</b>	1454,57	14,67	1,46
<b>0,8G+Ex</b>	1112,74	5,06	50,35
<b>0,8G+Ey</b>	928	14,60	1,21

➤ **Ferrailage :**

D'abord on vérifie les conditions d'application de la méthode des bielles, avec les données suivantes de la semelle **SI 1**:

$$A=2,4 \text{ m}, a=0,5 \text{ m}, d=h-d'=60-5=55\text{cm},$$

$$(A-a)/4=(2,4-0,5)/4=0,475 \text{ m} \leq d=0,5 \text{ m} \leq (A-a)=1,9\text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$e_s=0 \leq A/6=40 \text{ cm} \quad (\text{semelle à géométrie symétrique}) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$e_p=M_u/N_u=0,24/1988,16=1,2 \times 10^{-4} \text{ m} \leq a/6=0,5/6=83,33 \times 10^{-3} \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vu que tous les conditions sont vérifiées, la méthode des bielles est applicable pour ce cas à condition de vérifier que le diagramme des contraintes sous la semelle, due à la réaction du sol, est toujours trapézoïdal :

Donc, on calcul  $\sigma_M$  et  $\sigma_m$  comme suit :

$$\begin{cases} \sigma_M = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{6ep}{A}\right) \\ \sigma_m = \frac{N}{AB} \left(1 - \frac{6ep}{A}\right) \end{cases}$$

Avec :  $A=B=2,4\text{m}$  ;  $e_p=1,2 \times 10^{-4}$  ;  $N_u=1988,16\text{KN}$

$$\sigma_M=0,345\text{Mpa}$$

$$\sigma_m=0,345\text{Mpa}$$

Les deux contraintes extrêmes sont positives, cela signifie que le diagramme de la réaction du sol est trapézoïdal, donc on peut appliquer la méthode des bielles avec l'effort normal fictif calculer comme suit :

$$N_u = \frac{(3 \times 0,345 + 0,345)2,4^2}{4} = 1,98\text{MN}$$

Par conséquent l'acier nécessaire pour équilibrer l'effort de traction à la base de la semelle est calculé comme suit :

$$A_s = \frac{1,98(2,4 - 0,5)}{8 \times 0,55 \times 348} = 24,56\text{cm}^2$$

Donc on adopte suivant chaque direction le ferrailage suivant :

**16T14 avec  $A_s=24,63\text{cm}^2$  (l'espacement  $S=15\text{cm}$ )**

➤ **Vérifications divers :**

**Vérification de la capacité portante sous les combinaisons sismiques :**

L'article **10.1.4** de l'**RPA99v2003** recommande la justification de la capacité portante du système de fondations sous la combinaison **G+Q+E** on appliquant un coefficient de sécurité de **2** à la résistance ultime du sol.

On doit vérifier pour chaque direction l'une des deux conditions suivant, à savoir l'intensité de l'excentricité  $e_p$  :

$$\begin{cases} ep \leq \frac{A}{6} \rightarrow \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3ep}{A}\right) \\ \frac{A}{6} \leq ep \leq \frac{A}{4} \rightarrow \frac{2N}{3B\left(\frac{A}{2} - ep\right)} \end{cases}$$

Sous la combinaison **G+Q+E** on a les sollicitations suivante :

$$N=1639,31 \text{ KN}, \quad M=14,67 \text{ KN.m}$$

Ce qui donne une excentricité de :

$$e_p = M/N = 14,67/1639,31 = 8,94 \times 10^{-3} \text{ m} \leq A/6 = 0,40 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc on vérifie la condition suivante:

$$\frac{N}{AB} \left( 1 + \frac{3ep}{A} \right) \leq 2\bar{\sigma}_{sol}$$

$$\frac{1639,31}{2,4^2} \left( 1 + \frac{3 \times 0,00894}{2,4} \right) = 0,287 \text{ Mpa} \leq 2\bar{\sigma}_{sol} = 0,5 \text{ Mpa}$$

Donc la condition vérifiée.

➤ **Vérification de la stabilité au renversement :**

L'article **10.1.5** des règles **RPA99v2003** préconise de vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement, c'est-à-dire que:

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{A}{4}$$

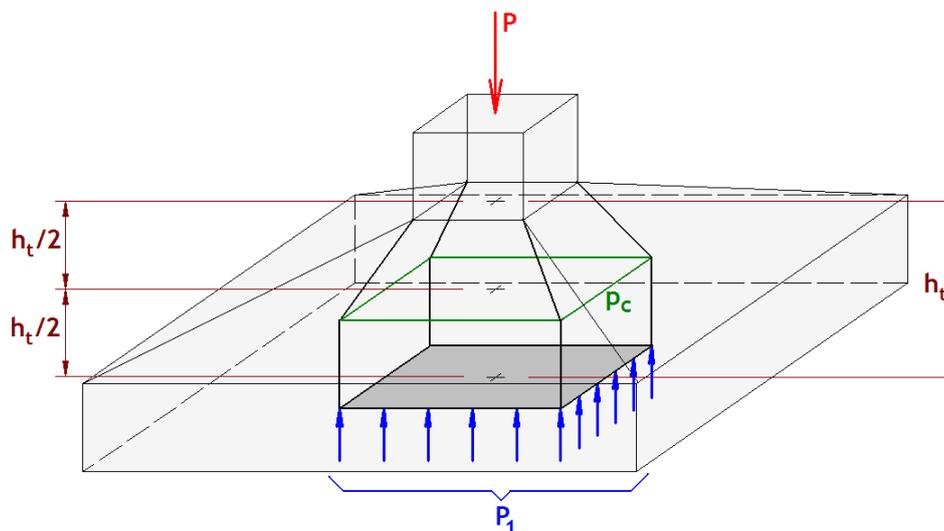
$$e = \frac{14,60}{928} = 0,0157 \text{ m} \leq \frac{2,4}{4} = 0,6 \text{ CV}$$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

Pour limiter le risque de poinçonnement de la semelle plate par le poteau fortement chargé, on doit vérifier la condition suivante :

$$1,2\sigma_b \geq 1,5 \frac{P - P_1}{p_c h_t}$$

La notation utilisée dans l'inégalité ci-dessus est montrée dans la figure suivante :



**Figure6.6** : Schéma représenté de poinçonnement de la semelle isolée.

Où :

$p_c$  :est le périmètre d'un contour homothétique de celui du poteau, situé à mi-épaisseur de la semelle et à une distance  $ht/2$ , de ce dernier. Il se calcul comme suit :

$$p_c = (4ht + a) = 4(0,6 + 0,5) = 4,4 \text{ m}$$

$P_1$  :La valeur de la réaction du sol, appliquée sur l'aire délimitée par  $p_c$ , et qui doit être soustraie de la charge  $P$ , dont :

$$P_1 = \left(\frac{P}{AB}\right) (ht + a)^2 = \left(\frac{1988,16}{2,4^2}\right) (0,60 + 0,5)^2 = 417,65 \text{ KN}$$

$\sigma_b$ :est la contrainte admissible pour le béton en traction, dont :  $\sigma_b=0,7 \text{ Mpa}$ .

Donc, on n'aura :

$$1,2\sigma_b = 0,84 \text{ Mpa} \leq 1,5 \frac{P-P_1}{p_c ht} = 0,89 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Schéma de ferrailage :

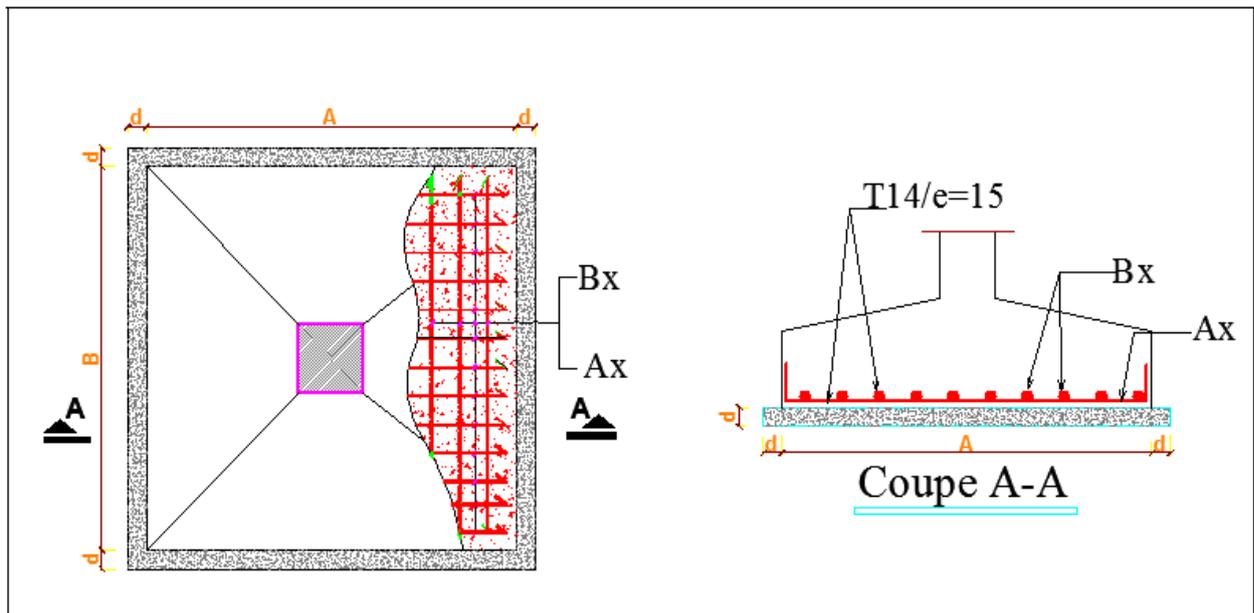


Figure.6.7: Schéma de ferrailage des semelles isolées.

**6.3.3.2. Exemple de calcul « 2 » :**

**-Etude d'une semelle continue sous voile centrée-**

Le calcul de ferrailage des semelles continues sous voile centrées, s'effectue d'une manière classique suivant le sens transversal pour la détermination des aciers principales, on appliquant l'une des deux méthodes des bielles ou des consoles, à savoir si la semelle est rigide ou souple. Ce pondent, suivant le sens longitudinale on dispose des aciers de répartition, non nécessaires à la résistance, mais servant à maintenir les aciers principaux et à limiter une fissuration transversale.

Pour cet exemple de calcul, il s'agit d'effectuer l'étude de la semelle filante **SF 1**, qui a les dimensions en plan suivantes :

$$(A \times L) \geq 3912,24 / 2,5 \times 10^{-2} = 156489,6 \text{ cm}^2.$$

$$L = 10 \text{ m} \text{ donc } A \geq 156,48 \text{ cm}$$

On adopte **A=2 m**

$$(200 \times 1000) = 200000 \text{ cm}^2 \geq 156489,6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

On peut donc, définir les dimensions en élévation de cette semelle, on appliquant la condition de rigidité suivante :

$$h \geq h_1 = \frac{A - a}{4} + 5 \text{ cm} = \frac{200 - 50}{4} + 5 = 42,5 \text{ cm} \quad \text{on adopte } h = 60 \text{ cm}$$

Puis on calcul la hauteur du patin comme suit :

$$h_p \geq \frac{ht}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \quad \text{on adopte } h_p = 40 \text{ cm}$$

➤ Sollicitations :

Tableau6.3 : Sollicitation de la semelle filante SF 1.

Combinaison	N(KN)	Mx(KN,m)	My(KN,m)
G+Q	3912,24	75,60	0,75
1,35G+1,5Q	4100,18	104,41	0,80
G+Q+Ex	4327,11	15,88	256,37
G+Q+Ey	4878,02	32,91	2,19
0,8G+Ex	3373,20	11,85	256,64
0,8G+Ey	3924,10	60,64	2,46

➤ Ferrailage :

• Sens transversal :

Suivant le sens transversal on applique la méthode des bielles pour la détermination des aciers principales, mais d'abord on doit vérifier les conditions d'application de la méthode:

$$A = 2 \text{ m}, \quad a = 0,5 \text{ m}, \quad d = h - d' = 60 - 5 = 55 \text{ cm},$$

$$(A - a) / 4 = (2 - 0,5) / 4 = 0,375 \text{ m} \leq d = 0,55 \text{ m} \leq (A - a) = 1,5 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$e_s = 0 \leq A / 6 = 33,33 \text{ cm} \quad (\text{semelle à géométrie symétrique}) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$e_p = M_u / N_u = 104,41 / 4100,18 = 25,46 \times 10^{-3} \text{ m} \leq a / 6 = 0,5 / 6 = 83,33 \times 10^{-3} \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la méthode bielle est applicable :

On a :

$$A = 2 \text{ m}, \quad a = 0,5 \text{ m}, \quad N_u = 4100,18 \text{ KN/m}$$

$$A_s = \frac{N_u (A - a)}{8 d f_{su}} = \frac{0,410(200 - 50)}{8 \times 55 \times 348} = 4,01 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7T12** avec **A<sub>s</sub> = 7,92 cm<sup>2</sup>** : et un espacement entre barres de **15 cm**.

- **Sens longitudinal :**

Suivant le sens longitudinal de la semelle, on adopte des armatures de répartition dont la section d'acier se calcul comme suit :

$$A_r = \frac{A_s \times A}{4} = \frac{7,92 \times 2}{4} = 3,96 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7T12** avec  $A_s=7,92 \text{ cm}^2$  : et un espacement entre barres de **15cm**.

➤ **Vérification de la contrainte maximale dans le sol :**

On doit vérifier l'une des deux conditions suivant, à savoir l'intensité de l'excentricité  $e$ :

$$\begin{cases} e < \frac{L}{6} \rightarrow \sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{6M}{SL} \leq 1,5 \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{L}{6} < e < \frac{L}{4} \rightarrow \frac{2N}{3\left(\frac{L}{2} - e\right)A} \leq 1,5 \bar{\sigma}_{sol} \end{cases}$$

Avec :

**S:** Surface d'appui de la semelle,

**L:** Longueur de la semelle,

**A:** Largeur de la semelle.

Sous la combinaison **G+Q+E** on à les sollicitations suivante :

$$N=4327,11 \text{ KN}, \quad M=256,37 \text{ KN.m}$$

Ce qui donne une excentricité de :

$$e_p = \frac{M}{N} = \frac{256,37}{4327,11} = 0,059 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{10}{6} = 1,66 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc on vérifie la condition suivante:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{6M}{2L} \leq 1,5 \bar{\sigma}_{sol}$$

$$S=A \times L=2 \times 10=20 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{4,32}{20} + \frac{6 \times 0,256}{2 \times 10} = 0,29 \text{ Mpa} \leq 1,5 \bar{\sigma}_{sol} = 3,75 \text{ Mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la stabilité au renversement :**

La semelle est stable vis-à-vis le renversement si la condition suivante est vérifiée :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{A}{4}$$

Avec :

**A:** est la petite dimension de la semelle,

**M,N:** sont les sollicitations défavorables, obtenues sous la combinaison **0,8G+E**.

Donc : **N=3373,20 KN.m, M=256,64KN**

$$e = \frac{256,64}{3373,20} = 0,076m \leq \frac{2}{4} = 0,50m \dots \dots \dots \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au glissement :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$Q_{tf} \leq Q_f = N \tan(\varphi)$$

Pour ce cas :  $\varphi=30^\circ$

$$Q_{tf} = V_{\max}(G+Q+E) = 1380,12KN, \quad N = 4100,18KN$$

$$Q_{tf} = 1380,12KN \leq Q_f = 4100,18 \tan(30) = 2367,24KN \dots \dots \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Par conséquent, la semelle est stable vis-à-vis le glissement.

➤ Schéma de ferrailage :

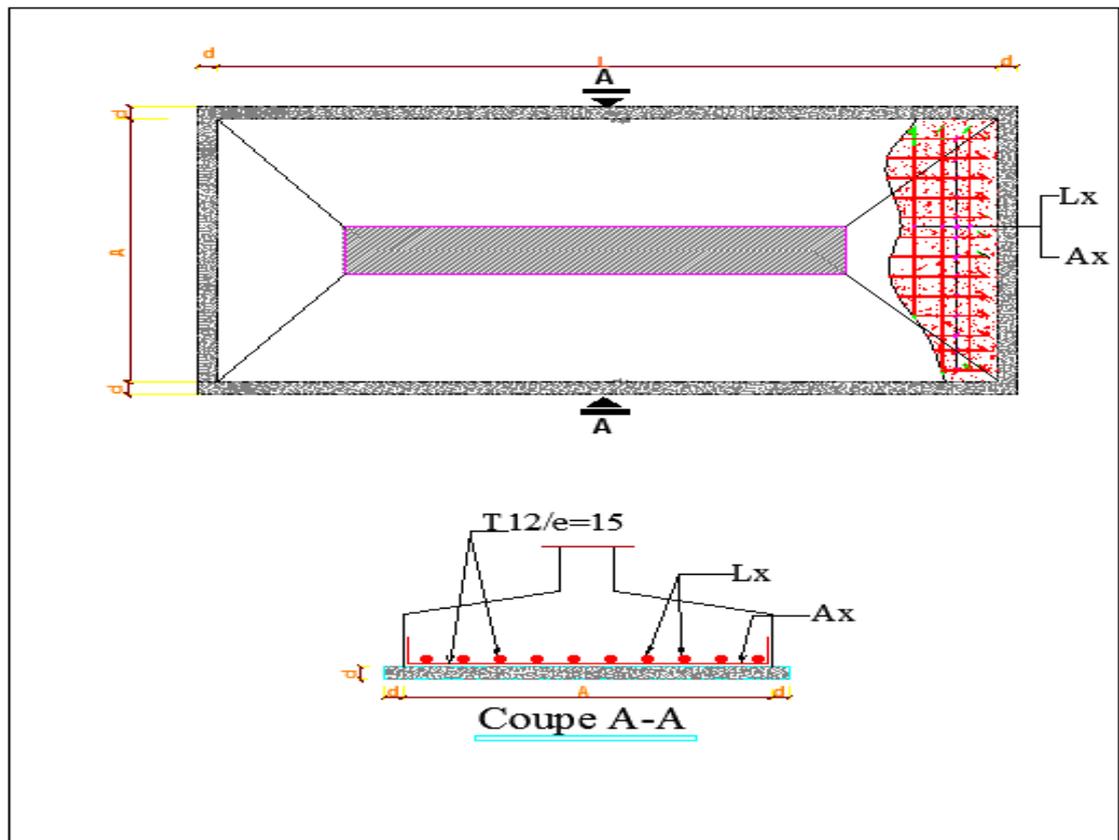


Figure.6.8 :Schéma de ferrailage des semelles filantes.

6.3.4. Etude de la poutre de redressement :

➤ Dimensions du coffrage :

Pour remplir son rôle, la poutre de redressement doit être rigide, et pour ce faire, on doit adopter une hauteur  $h_{pr}$  donnée comme suit :

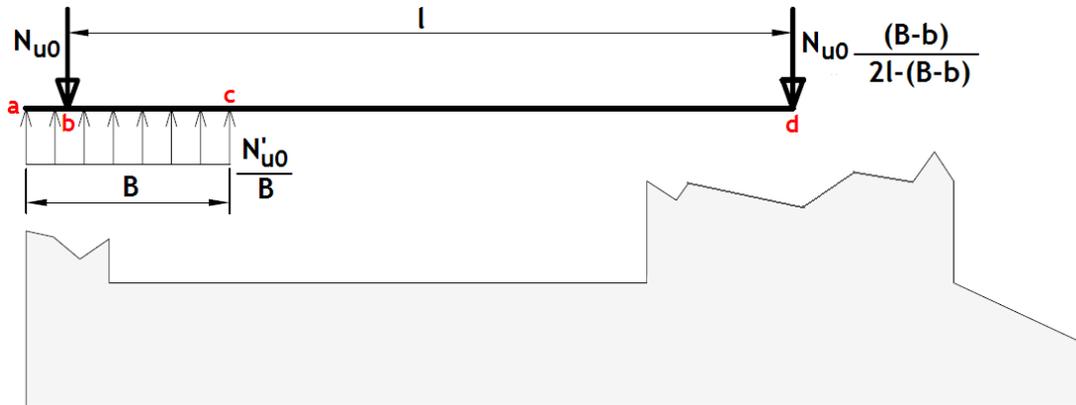
$$h_{pr} \geq \frac{l}{10} = \frac{600}{10} = 60 \text{ cm}$$

Donc on adopte  $h_{pr}=60\text{cm}$

La largeur de la poutre sera de :  $b_{br}= 40 \text{ cm}$

➤ **Chargement :**

Le système de chargement à prendre en compte pour le calcul de la poutre de redressement est défini dans la **figure.6.8** suivante :



**Figure.6.9** : Schéma statique de la poutre de redressement.

Avec :

$$N_{u0}=1988,15\text{KN}, \quad N_{u0}(B-b)/2l-(B-b)=102,43\text{KN}$$

$$N'u = N_{u0} \frac{l}{2l - (B - b)} = 1988,15 \frac{6}{12 - 0,7} = 1055,65\text{KN}$$

$$\text{Donc : } N'u/B = 703,76\text{KN/m}$$

➤ **Sollicitations :**

$$V_{\max}=681,01 \text{ KN}$$

$$M_{\max}=324,12\text{KN.m}$$

➤ **Ferraillage :**

**Ferraillage longitudinal :**

La poutre de redressement travail en flexion simple, donc la section d'acier se calcul comme suit :

- **Aciers supérieurs :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,324}{0,4 \times 0,57^2 \times 14,2} = 0,17 < \mu_{lim}$$

On a :  $\mu_{bu} = 0,17 < 0,391 \rightarrow \sigma_s = 348 \text{Mpa}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,17)}) = 0,23$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha b d f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,23 \times 40 \times 57 \times 14,2}{348}$$

$$A_s = 17,11 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T20+4T14** avec  $A_s=18,72\text{cm}^2$

- **Aciers inférieur :**

Vu qu'on n'a pas de moment positif, les fibres inférieures sont plus au moins comprimées, et la mise en place des barres d'acier tendues révèle pas nécessaire. Mais pour des raisons de fragilité du béton on est obligé de prévoir un ferrailage inférieur minimal qui découle de la condition de non fragilité suivante :

$$A_s = A_{smin} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 40 \times 57 \times \frac{2,1}{400} = 2,75 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T12** avec  $A_s=4,52\text{cm}^2$

### **Ferrailage transversal :**

Le diamètre des cadres doit vérifier la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1,2 ; 1,71 ; 4 \} = 1,2 \text{ cm}$$

Donc, on prend :  $\phi_t=10 \text{ mm}$

Les armatures transversales seront constituées de deux cadres de **10** , ce qui donne une section acier transversale de :

$$A_t = 4T10 = 3,14\text{cm}^2$$

**Calcul des espacements :**

En termes d'espacement des cours d'armatures transversale, la poutre de redressement sera scindée en deux zones, suivant la l'intensité de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} \text{zone1}(a\sim c): V_{max} = 681,01\text{KN} \\ \text{zone2}(c\sim d): V_{max} = 373,71\text{KN} \end{cases}$$

L'espacement  $St$  se calcul par la formule suivante, réduite pour le cas de la flexion simple :

$$St \leq \frac{At \ 0,9 \ d \ f_{su}}{Vu}$$

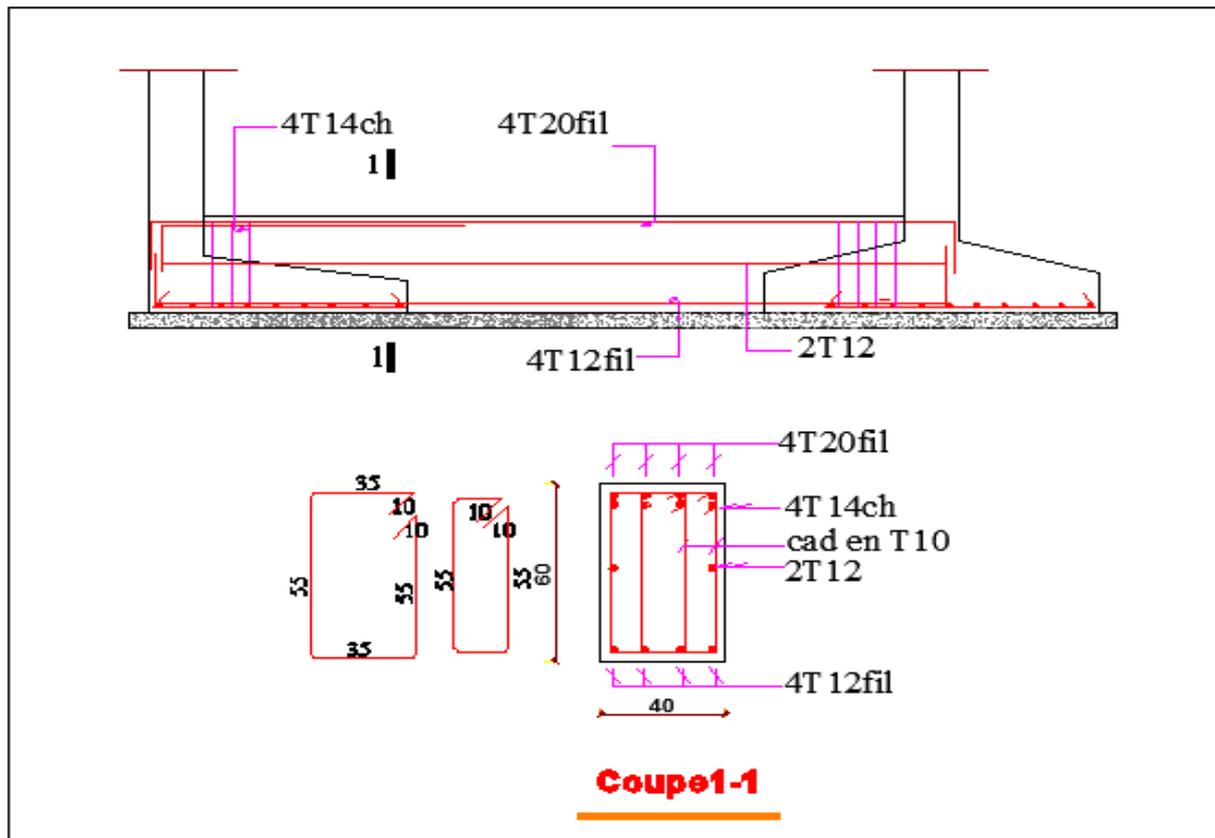
- **Zone 01 :**

$$St \leq \frac{0,000314 \times 0,9 \times 0,57 \times 348}{0,681} = 0,082 \text{ m} = 8,20\text{cm} \rightarrow \text{on adopt } St=8\text{cm}$$

- **Zone 02 :**

$$St \leq \frac{0,000314 \times 0,9 \times 0,57 \times 348}{0,373} = 0,15 \text{ m} = 15\text{cm} \rightarrow \text{on adopt } St=15\text{cm}$$

➤ **Schéma de ferrailage :**



**Figure.6.10** : Schéma de ferrailage des poutres de redressement.

### 6.3.5. Etude des longrines :

#### 6.3.5.1. Introduction :

Les longrines sont des éléments en béton armé tributaires au système de fondations, ils ont comme rôle principal l'assurance d'une liaison solide entre les différents points d'appuis d'un même bloc, formant ainsi un réseau bidirectionnel cohérent qui empêche toutes déformations relatives, horizontales ou verticales, entre les points d'appui du bloc.

#### 6.3.5.2. Dimensions du coffrage :

On va adopter comme dimensions de la section transversale des longrines les valeurs minimales prescrites par l'**RPA99v2003** dans l'article **10.1.1** :

$$\begin{cases} 25 \text{ cm} \times 30 \text{ cm: site catégorie S2 et S3} \\ 30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm: site catégorie S4} \end{cases}$$

Pour notre cas, on à un sol meuble, donc longrine aura comme section transversale :

$$(25 \times 30) \text{ cm}^2$$

#### 6.3.5.3. Sollicitations :

Les longrines doivent être calculés pour résister à la **traction** sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

**N**: égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés,

**$\alpha$** : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, sa valeur est obtenue à partir du tableau **10.1** des règles **RPA**. Pour la zone **II-a** et le site de catégorie **S3** il prend la valeur de **15**.

**Tableau6.4** : Sollicitation de longrines.

Combinaison	$N_{\max}$ (KN)	$\alpha$	N (KN)
G+Q	1439,56	15	95 ,97
1,35G+1,5Q	1988,16	15	132,54

#### 6.3.5.4. Ferrailage longitudinal:

Puisque longrine est supposée soumise uniquement à la traction simple centrée, la totalité de l'effort de traction est repris par les armatures qui subissent toutes la même contrainte à cause de la symétrie, on peut donc assimiler longrine à un tirant qui est dimensionné en respectant les conditions suivantes :

- Condition de résistance à l'ELU :

$$A_s \geq \frac{Nu}{f_{su}} = \frac{132,54 \times 10}{348} = 3,80 \text{ cm}^2$$

- Condition de résistance à l'ELS :

$$A_s \geq \frac{Ns}{\bar{\sigma}_{st}}$$

Pour une fissuration préjudiciable, la contrainte admissible de l'acier vaut :  $\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$

$$A_s \geq \frac{95,97 \times 10}{201,63} = 4,75 \text{ cm}^2$$

- Condition de non-fragilité :

La quantité minimale d'acier recommandée par le règlement **BAEL91v99**, pour une section de béton donnée **B**, doit être telle que :

$$A_s \geq \frac{B f_{tj}}{f_e} = \frac{25 \times 30 \times 2,1}{400} = 3,39 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage minimal de l'RPA99v2003 :

Le ferrailage minimum doit être de **0.6%** de la section du béton, soit :

$$A_s \geq 0,006B = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Finalement, l'acier adopté doit vérifier les quatre conditions simultanément, c'est-à-dire :

$$A_s = \max\{A_s(\text{ser}), A_s(\text{ultim}); A_{\min}(\text{RPA}), A_{\min}(\text{BAEL})\}$$

$$A_s = \max\{4,75 ; 3,80 ; 4,5 ; 3,39\} = 4,75 \text{ cm}^2$$

Par conséquent, on adopte : **3T14+3T12** avec :  **$A_s = 8,01 \text{ cm}^2$**

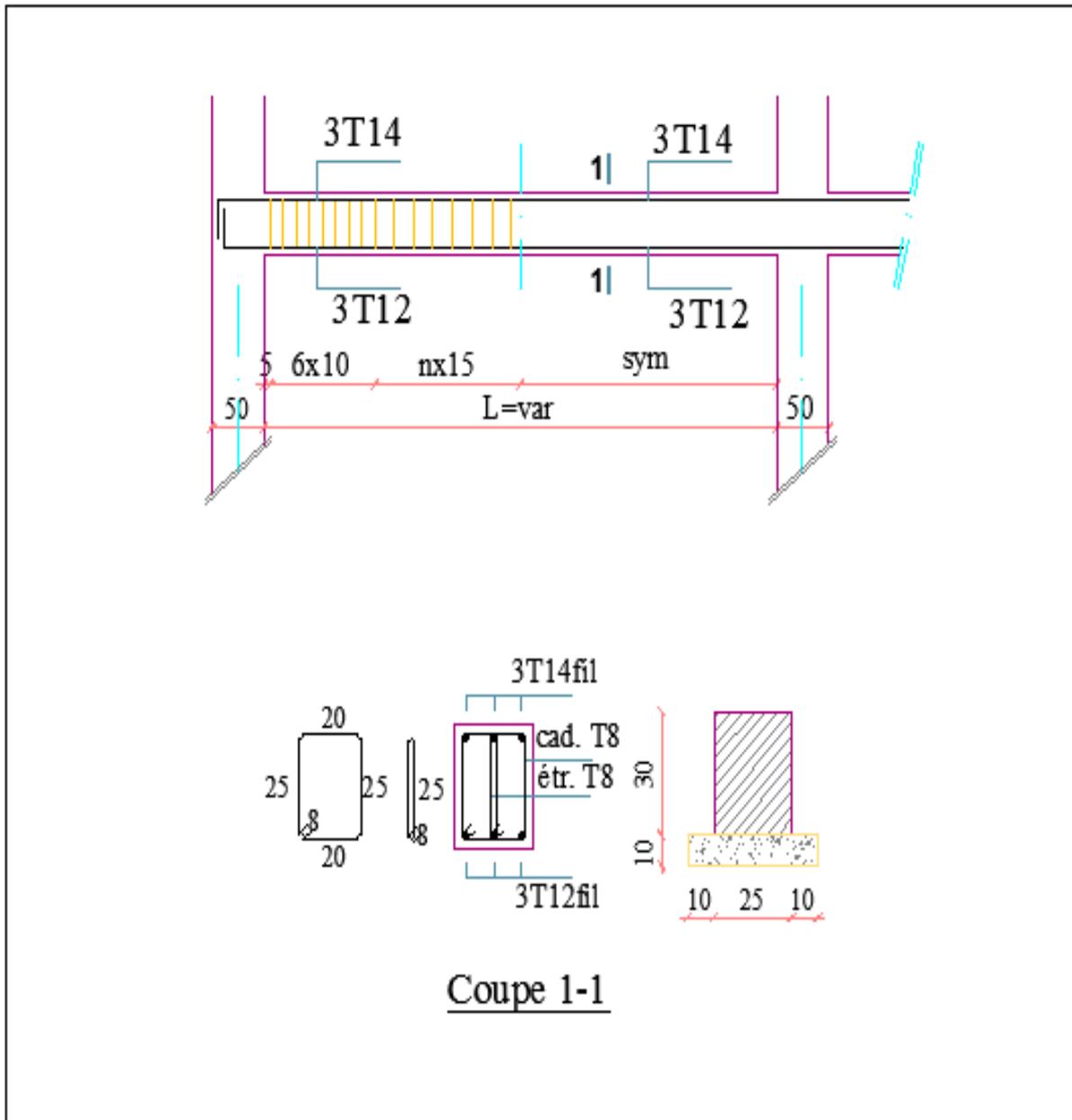
**6.3.5.5. Ferrailage transversal :**

Pour l'acier transversal, on va adopter des cadres de **8 mm**, avec un espacement de :

$$St \leq \min\{20\text{cm}; 15\phi l\} = \{20\text{cm}, 15 \times 1,6 \text{ cm}\} = 20\text{cm}$$

Donc, on prend :  $St=20 \text{ cm}$

**6.3.5.6. Schéma de ferrailage :**



**Figure.6.11** :Schéma de ferrailage des longrines.

## ***Conclusion générale***

---

### **Conclusion générale :**

Le projet de fin d'étude nous a permis de tirer des conclusions intéressantes liées à l'ingénierie d'étude.

Après l'analyse approfondie, il ressort que le choix des dispositions des voiles de contreventement est un facteur prédominant pour une bonne conception: dit un comportement optimal de la structure.

La quantité de voile n'implique pas un bon comportement de la structure, mais la disposition optimale de ces derniers, c'est-à-dire le rapprochement maximal du centre des masses avec le centre d'inerties donne des résultats satisfaisants et qui se traduit par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier, en infrastructure et en superstructure, tout en respectant la réglementation en vigueur, comme c'est le cas dans notre projet.

## *Bibliographie :*

### **REGLEMENT**

-  Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
-  Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93
-  Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91

### **LIVRES**

-  Traité de béton armée v6.....A.Guerrin
-  Calcul des ouvrages en béton armé..... M.Belazougui .
-  Conception et calcul des structures de bâtiment.....Henry Thonier.

### **COURS**

-  Béton armé.....Olivier Gagliardini
-  Résistance des matériaux.....UFAS.DGC

### **LOGICIELS**

-  Logiciel d'analyse des structures **ROBOT** version 9.7.0
-  Logiciel de ferrailage **SOCOTEC**
-  EXCEL 2007
-  WORD 2007
-  AUTO CAD 2012

# *Sommaire*

Dédicace et remerciement	
Liste des figures et des tableaux	
Introduction	
<b>1. Présentation du l'ouvrage :</b>	<b>2</b>
1.1. Introduction :	2
1.2. Caractéristiques géométriques de l'ossature :	2
1.3. Caractéristique des matériaux :	3
1.4. Hypothèses de calcul :	10
<b>2. Pré dimensionnement et descente des charges</b>	<b>13</b>
2.1. Introduction :	13
2.2. Pré dimensionnement des poutres :	13
2.3. Pré dimensionnement des planchers :	14
2.4. Pré dimensionnement des voiles :	17
2.5. Pré dimensionnement des escaliers :	17
2.6. Evaluation des charges :	20
2.7. Pré dimensionnement des poteaux :	23
<b>3. Etude des éléments secondaires :</b>	<b>29</b>
3.1. Introduction	29
3.2. L'acrotère	29
3.3. Plancher en corps creux :	34
3.4. Dalle pleine	61
3.5.. Les escaliers :	71
3.6. Les balcons :	91
<b>4. Etude sismique :</b>	<b>98</b>
4.1. Introduction :	98
4.2. Différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :	98
4.3. Choix de la méthode de calcul :	99
4.4. La modélisation de la structure :	100
4.5. Méthode dynamique modale spectrale :	102
4.6. Calcul de la force sismique a la base par la méthode statique équivalente	105
4.7. Résultats trouvés par logiciel ROBOT :	108

---

## *Sommaire*

---

4.8. Vérification des Résultats :	109
4.9. Conclusion :	116
<b>5. Ferrailage des éléments principaux :</b>	118
5.1. Introduction :	118
5.2. Les combinaisons d'actions :	118
5.3. Ferrailage des poteaux :	119
5.4. Ferrailage des poutres :	135
5.5. Ferrailage des voiles :	143
<b>6. Etude de l'infrastructure :</b>	153
6.1. Introduction :	153
6.2. Etude du voile périphérique :	153
6.3. Etude des fondations :	159
Conclusion	
Bibliographie	
Annexe	

---

## ملخص :

هذه المذكرة عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز فندق ذو ستة طوابق + طابق أرضي + طابق تحت أرضي بولاية سطيف- المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية II.a حسب معايير المقاومة للزلازل الجزائرية. مقاومة البناية محققة بنظام تدعيم مختلط (أعمدة و عارضات + جدران) تم تصميم هذا المشروع وفقا لقوانين ومعايير البناء المطبقة في الجزائر . ( BAEL 91, RPA 99/VERSION 2003 ) . الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج ( ROBOT ) .

كلمات مفتاحية : الخرسانة المسلحة, مقاومة الزلازل .

## Abstract :

The objective of this work is study of a hotel in reinforced concrete (Ground floor + 6 + sub soil) established in SETIF which is classified like a zone with average seismicity.

The resistance of the structure is ensured by a mixed system of wind-bracing (gantries +veils).the design was made according to payments of construction in force in Algeria (RPA 99 / V 2003 , BAEL91)

The dynamic study was made on software (ROBOT) .

Key words : reinforced concrete, anti-seismic .

## Résumé :

L'objectif de ce travail est l'étude d'un hôtel en béton arme (R + 6 + sous sol) implantée a SETIF qui est classée comme une zone sismicité moyenne .

La Resistance de la structure est assuré par un système de contreventement (portique+voiles) .

la conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur en Algérie (RPA 99/ 2003, BAEL91) .

L'étude sismique a été faite sur le logiciel (ROBOT) .

Mots clés : Béton armé, parasismique .