

### III. INTRODUCTION

Ce chapitre consiste à l'étude des éléments secondaires du bâtiment qui peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet seulement des charges qui leur reviennent.

Le calcul se fera conformément aux règles BAEL 91 et RPA2003.

#### III.1. ETUDE DE LA CHARPENTE

Notre bâtiment comporte une charpente en bois, caractérisé par deux versants inclinés de  $13^\circ$  et  $16^\circ$  pour chacun, supportant une couverture en tuiles reposant de part et d'autre sur des murs pignons.

##### III.1.1. LES DIFFERENTS ELEMENTS DE LA CHARPENTE

- Tuiles
- Liteaux
- Chevrons
- Panne sablière, panne faitière, panne intermédiaire
- Murs pignons.

Dans cette étude, nous intéresserons à déterminer les efforts revenant à chaque éléments (Panne, chevrons, liteaux) et la vérification de leur résistance aux différentes sollicitations.

##### III.1.2. DETERMINATION DES CHARGES

###### -Charge permanente

$$G = 1,4 \text{ KN/m}^2$$

###### -Charge d'exploitation

$$\text{Poids de la neige} \dots\dots\dots 1,00 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

Dans un  $1,00 \text{ m}^2$ , nous avons une panne et deux chevrons, dont leurs sections respectivement

Sont  $(10,50 \times 22,50) \text{ cm}^2$  et  $(5,50 \times 7,50) \text{ cm}^2$ .

###### -Poids de la panne

$$P_p = (0,105 \times 0,225) \times \rho_b \quad \text{avec: } \rho_b = 6 \text{ KN/m}^3 \quad (\text{DTR BC.22})$$

$$P_p = (0,105 \times 0,225) \times 6 = 0,141 \text{ KN/ml}$$

###### -Poids des chevrons

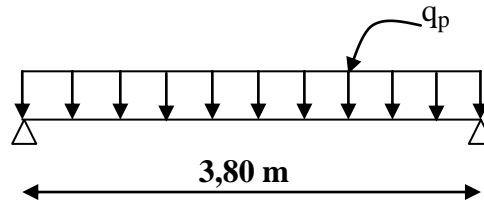
$$P_{ch} = (0,055 \times 0,075) \times 6 = 0,024 \text{ KN/ml}$$

###### -Poids des liteaux

$$P_l = (0,03 \times 0,04) \times 6 = 0,0072 \text{ KN/ml}$$

### III.1.3. DETERMINATION DES EFFORTS REVENANT AUX DIFFERENTS ELEMENTS A L'ELU

#### a- Effort revenant à la panne :



L'espace des pannes est pris égal à  $1\text{ m}$

La portée des pannes est  $L_p=3,80\text{ m}$

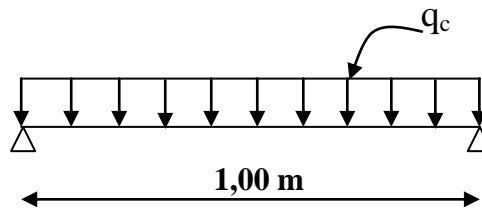
$G_p=0,141+(2\times 0,024)+0,40=0,58\text{ KN/ml}$

#### Combinaison des charges :

$q_p= 1,35G_p+1,5 Q$

$q_p= (1,35\times 0,58+1,5 \times 1)=2,28\text{ KN/ml}$

#### b- Effort revenant aux chevrons :



Espace des chevrons est pris égal à  $0,50\text{ m}$

La portée des chevrons est  $L_c=1,00\text{ m}$

$G_c= (0,024+0,40\times 1)=0,424\text{ KN/ml}$

#### Combinaison de charges:

$q_c= 1,35G_c+1,5 Q$

$q_c= 1,35\times 0,424+1,5 \times 1=2,07\text{ KN/ml}$

#### c- Effort revenant aux liteaux :

Espace des chevrons est pris égal à  $0,32\text{ m}$

La portée des liteaux est  $L_l=0,50\text{ m}$

$G_l=0,0072\text{ KN/ml}$

#### Combinaison de charges:

$Q_l= 1,35G_l+1,5Q$

$Q_l= (1,35\times 0,0072) + (1,5 \times 1)=1,509\text{ KN/ml}$

### III.1.4. Dimensionnement différents éléments :

#### a- Dimensionnement des pannes :

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités ; elle travaille en flexion déviée sous la charge  $q_p$ .

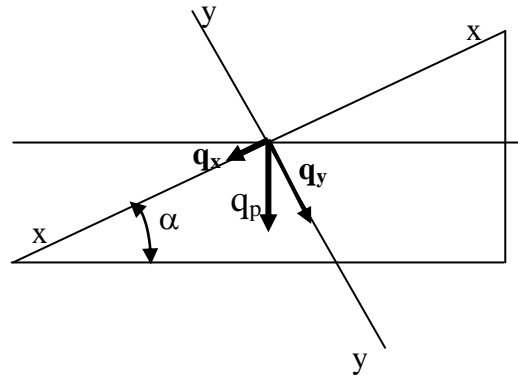


Figure III.1: Schéma statique de la panne.

Nous utilisons le bois du sapin de catégorie I, et d'après les règles CB71, la Contrainte admissible forfaitaire  $\sigma_f$  dans ce bois travaillant en flexion simple est

$$\sigma_f = 142 \text{ dan} / \text{cm}^2$$

#### ❖ Vérification de la contrainte admissible du bois :

On doit vérifier que:

$$\sigma_f = \frac{M_{fx}}{\frac{I_{xx}}{V}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_{yy}}{V}} \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan} / \text{cm}^2$$

#### ❖ Calcul des moments de flexion :

Suivant  $x'x'$  :

$$q_{px} = q_p \cdot \sin \alpha$$

$$q_{px} = 2,28 \sin 13 = 0,51 \text{ KN} / \text{m}$$

$$M_{fx} = \frac{q_{px}}{8} \times L_p^2$$

$$M_{fx} = \frac{0,51}{8} \times 3,8^2 = 0,92 \text{ KN.m}$$

Suivant  $yy'$  :

$$q_{py} = q_p \cdot \cos \alpha$$

$$q_{py} = 2,28 \cos 13 = 2,22 \text{ KN} / m$$

$$M_{fx} = \frac{q_{py}}{8} \times L_p^2$$

$$M_{fx} = \frac{2,22}{8} \times 3,8^2 = 4,00 \text{ KN.m}$$

$$M_{fx} = 0,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = 4,00 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des modules de résistances**

$$W_x = \frac{I_{xx}}{v} \quad \text{Module de résistance suivant xx}$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{v} \quad \text{Module de résistance suivant yy}$$

$$W_x = \frac{I_{xx}}{v} = \frac{b \times h^2}{12} \times \frac{2}{h} = \frac{b \times h^2}{6}$$

$$W_x = \frac{10,5 \times 22,5^2}{6} = 885,93 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{v} = \frac{b^2 \times h}{12} \times \frac{2}{h} = \frac{b^2 \times h}{6} = \frac{10,5^2 \times 22,5}{6} = 413,43 \text{ cm}^3$$

Donc :

$$\sigma_f = \left( \frac{0,96}{885,94} + \frac{4}{413,43} \right) \times 10^4 = 107,58 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_f = 107,58 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_f = 107,58 \text{ daN} / \text{cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN} / \text{cm}^2 \quad C.V$$

Donc la section choisie est admise vis-à-vis des contraintes

❖ **Vérification de la flèche (Art4. 962/CB71) :**

La valeur de la flèche fixée par les règles C13.71 pour les pannes est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{380}{300} = 1,26 \text{ cm}$$

$L_p$  : la portée de la panne

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_p^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

$$\text{Avec : } E_f = 11000 \sqrt{\sigma_f}$$

$E_f$ : Module de déformation de la flèche

$$E_f = 11000\sqrt{142} = 131080,128 \text{ daN/cm}^2$$

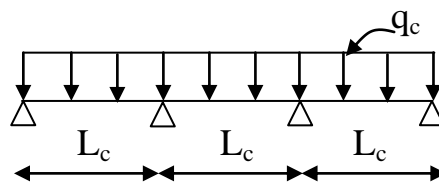
$$f = \frac{5 \times 107,58 \times 380^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{22,5}{2}} = 1,09 \text{ cm}$$

$$f = 1,09 \text{ cm} < \bar{f} = 1,26 \text{ cm C.V}$$

### b- Dimensionnement de chevrons :

Le calcul se fera en flexion simple sous les charges  $q_c$ . Le chevron étant considéré

Comme une poutre continue sur plusieurs appuis, la section de chevron est de (55x 75) mm<sup>2</sup>.



#### ❖ Vérification de la contrainte admissible du bois :

On doit vérifier que :

$$\sigma_f = \frac{M_f}{I} \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

#### ❖ Calcul des moments de flexion :

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci, les moments en travée ainsi qu'aux appuis sont donnés par :

En travée :  $M_t = 0,66M_0$

Aux appuis :  $M_a = 0,8 M_0$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{q_{ch} \times L_c^2}{8} = \frac{2,07 \times 1^2}{8} = 0,258 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_a = 0,8 \times 0,258 = 0,206 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,66 \times 0,258 = 0,170 \text{ KN.m}$$

## ❖ Calcul des modules de résistances :

$$W = \frac{I}{v} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{5,50 \times 7,50^2}{6} = 51,56 \text{ cm}^3$$

$$W = 51,56 \text{ cm}^3$$

Ainsi on aura :

Aux appuis :

$$\sigma_{fa} = \frac{0,206 \times 10^4}{51,56} = 39,95 \text{ daN / cm}^2$$

En travée :

$$\sigma_{fa} = \frac{0,170 \times 10^4}{51,56} = 32,97 \text{ daN / cm}^2$$

Vérification :

$$\sigma_{fa} = 39,95 \text{ daN / cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN / cm}^2 \quad C.V$$

$$\sigma_{ft} = 32,97 \text{ daN / cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN / cm}^2 \quad C.V$$

## ❖ Vérification de la flèche :

Selon le règlement CB71, la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de (chevrons, liteaux, tuiles) est donnée par la formule suivante :

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_c^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} \quad \bar{f} = \frac{L_c}{200} = \frac{100}{200} = 0,5 \text{ cm}$$

Aux appuis:

$$f = \frac{5 \times 39,95 \times 100^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{7,5}{2}} = 0,084 \text{ cm}$$

En travée:

$$f = \frac{5 \times 32,97 \times 100^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{7,5}{2}} = 0,069 \text{ cm}$$

$$f_a = 0,084 \text{ cm} < f_{adm} = 0,5 \text{ cm} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$f_a = 0,069 \text{ cm} < f_{adm} = 0,5 \text{ cm} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Les valeurs des flèches réelles sont inférieures à celle de la flèche admissible, donc la section choisie est admise, soit des chevrons de section (55x75) mm<sup>2</sup>.

### c- Dimensionnement des liteaux :

Le dimensionnement et l'étude des liteaux se fait de la même manière que la panne.

On choisie une section de (30x40) mm<sup>2</sup>

#### ❖ Vérification des contraintes :

$$q_1 = 1,35 \times 0,4 + 1,5 \times 1 = 2,04 \text{ KN/m}$$

$$q_1 = 2,04 \text{ KN/m}$$

Suivant xx :

$$q_x = q_1 \times \sin \alpha = 0,458 \text{ KN/m}$$

$$q_x = 0,458 \text{ KN/m}$$

Suivant yy :

$$q_y = q_1 \times \cos \alpha = 1,987 \text{ KN/m}$$

$$q_y = 1,987 \text{ KN/m}$$

#### ❖ Calcul des moments de flexion

$$M_{lx} = \frac{q_{lx} \times L_l^2}{8} = \frac{0,458 \times 0,5^2}{8} = 0,014 \text{ KN.m}$$

$$M_{ly} = \frac{q_{ly} \times L_l^2}{8} = \frac{1,987 \times 0,5^2}{8} = 0,062 \text{ KN.m}$$

#### ❖ Calcul des modules des résistances :

$$W_x = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{3 \times 4^2}{6} = 8 \text{ cm}^3$$

$$W_x = 8 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{b^2 \times h}{6} = \frac{3^2 \times 4}{6} = 6 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 6 \text{ cm}^3$$

On aura:

$$\sigma_f = \left( \frac{0,014}{8} + \frac{0,062}{6} \right) \times 10^4 = 120,83 \text{ daN / cm}^2$$

$$\sigma_f = 120,83 \text{ daN / cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN / cm}^2$$

C.V

❖ **Vérification de la flèche :**

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_1^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} \quad \bar{f} = \frac{Ll}{200} = \frac{50}{200} = 0,25cm$$

$$f = \frac{5 \times 120,83 \times 50^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{4}{2}} = 0,120cm$$

$$f = 0,120cm < f_{adm} = 0,25cm \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

**III.1.5. ASSEMBLAGE DE LA CHARPENTE**

Nous avons opté pour un assemblage cloué utilisé en pratique et dans les assemblages des charpentes traditionnelles, les assemblages cloués sont utilisés dans les ouvrages important, comportant des charges considérables.

Le diamètre des clous sont en fonction de l'épaisseur minimale des éléments utilisés

$$\left. \begin{array}{l} e \leq 30mm \longrightarrow d \leq \frac{e}{9} \\ e \geq 30mm \longrightarrow d \leq \frac{e}{11} \end{array} \right\} \text{ pour le bois dur et bois sec (Art4.62.123 CB 71)}$$

Avec

e : épaisseur du bois le plus mince à assemblé (litesaux)

d : diamètre des clous.

$$d \leq \frac{4}{11} = 0,36$$

**Remarque :**

L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par des gouttières qui seront prévues sur les deux rives du bâtiment.

Pour assurer la bonne stabilité des pannes, on prévoit des échantignolles.



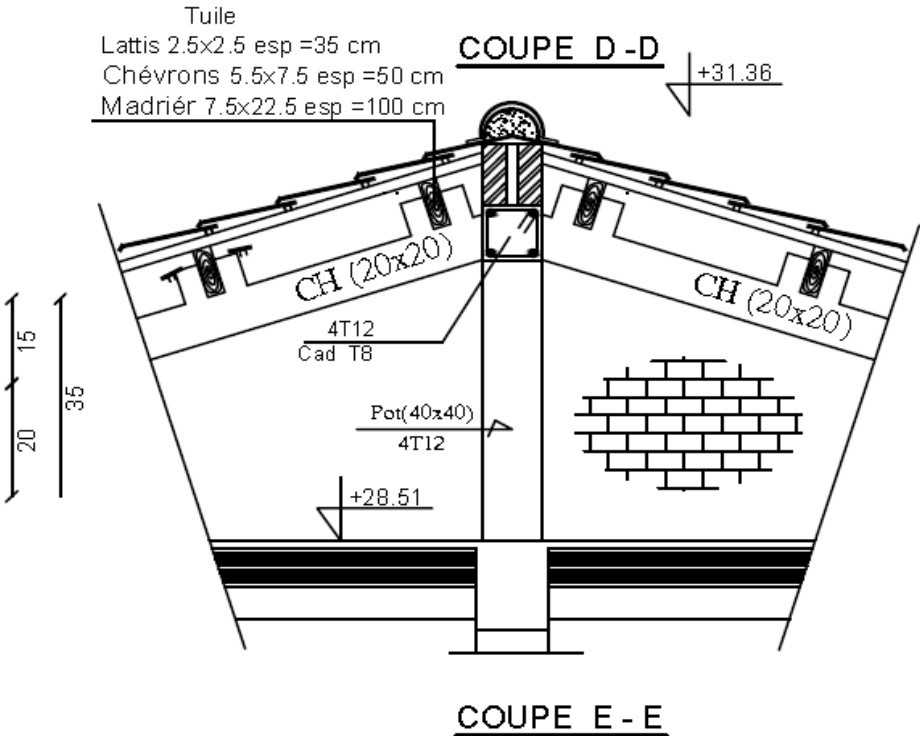


Figure III.2 : Détail de la charpente

## III.2. ETUDE DES PLANCHERS

### III.2.1. INTRODUCTION

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

### III.2.2. PLANCHER EN CORPS CREUX

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension  $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$  avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

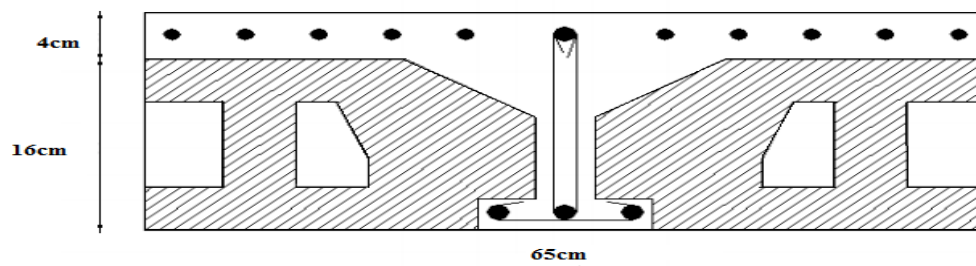


Figure III.3 : Dimension du corps creux

#### a. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastré aux poutres de rives.

##### a.1. Dimensions de la poutrelle :

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{330}{25} \leq h \leq \frac{330}{20}$$

$$\Rightarrow 13,2 \leq h \leq 16,5$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 20 \text{ cm} & ; h_0 = 4 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} & ; b_0 = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

##### a.2. Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

**a.2.1. Méthode forfaitaire :****a.2.1.1. Domaine d'application :**

H1:  $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$

H2: Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

H3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H4: Fissuration non préjudiciable.

**a.2.1.2. Exposé de la méthode :**

- $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$
- $M_t \geq \max \{1,05M_0, (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travéeint ermédiaire} \\ (1,02 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travéede de rive} \end{cases}$

Avec :

$M_0$ : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$  : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

$M_t$ : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

**Moment surappuis :**

- $M=0,6M_0 \dots\dots\dots$  pour une poutre à deux travées.
- $M=0,5M_0 \dots\dots\dots$  pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travée.
- $M=0,4M_0 \dots\dots\dots$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

**a.2.2. Méthode de Caquot :**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

**a.2.2.1. Exposé de la méthode :****• Moment surappuis :**

$$M_a = 0,15M_0 \dots\dots\dots \text{Appuis de rive}$$

$$M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} \dots\dots\dots \text{Appuis intermédiaires}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

**• Moment en travée :**

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left( \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right) x + M_w$$

Avec :

$M_0$ : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$  : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

$q_w$ : Charge répartie à gauche de l'appui considérée.

$q_e$ : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives «  $l'_w$  » à gauche et «  $l'_e$  » à droite, avec :

$l' = l$ .....pour une travée de rive.

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

Où «  $l$  » représente la portée de la travée libre.

**• Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

$T_w$ : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

$T_e$ : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

**a.3. Calcul des poutrelles :**

Le calcul se fait en deux étapes :

\* 1<sup>ère</sup> étape : Avant le coulage de la table de compression.

\* 2<sup>ème</sup> étape : Après le coulage de la table de compression.

\* **1<sup>ère</sup> étape** : Avant le coulage de la table de compression

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme reposante sur deux appuis (simplement appuyée) ; elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge due à la main d'œuvre qui est prise égale à 1KN/ml (d'après DTR B.C.2.2).

Poutrelle de travée L=3,30 m

**Evaluation des charges et surcharges :**

Tableau III.1: les charges et surcharges

Charge permanente	Poidspropre des poutrelles	$25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ KN} / m$
	Poids propre du corps creux	$0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN} / m$
	Total	0,74KN/m
Charge d'exploitation	Main d'œuvre	1KN/m

**Combinaison des charges :**

ELU :  $1,35 G + 1,5 Q = 2,5 \text{ KN/m}$

ELS :  $G + Q = 1,74 \text{ KN/m}$

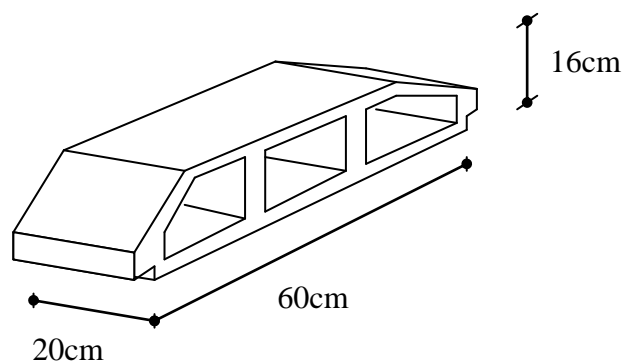


Figure III.4: Corps Creux.

**Calcul des moments:**

Tableau III.2 : Valeurs des moments et efforts

	<b>ELU</b>	<b>ELS</b>
$M = \frac{ql^2}{8} \text{ (KN.m)}$	3,40	2,36
$T = \frac{ql}{2} \text{ (KN)}$	4,12	2,87

**Ferrailage:**

La poutrelle travaille en flexion simple à l'ELU.

$$b = 12 \text{ cm} ; h = 4 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 3,6 \text{ m} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{3,40 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,02^2 \times 14,20} = 5,05 > \mu_1 = 0,392$$

$$\mu_{bu} = 0,8\alpha_p (1 - 0,4\alpha_p)$$

$$\alpha_p = \frac{3,5}{3,5\% + \varepsilon_{se}} \Rightarrow \varepsilon_{se} = \frac{\sigma_s}{E} \cdot 1000$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{348}{2 \times 10^5} \times 1000 = 1,74 \Rightarrow \alpha_p = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,669$$

$$\mu_u = 5,05 > \mu_1 = 0,392$$

Donc :  $\mu_u > \mu_{bu} \Rightarrow A' \neq 0$ , La section est doublement armée.

**Remarque :**

Les aciers comprimés sont nécessaires afin d'équilibrer le moment de la section d'armatures mais on est limité par la section du béton (12x4). Il faut donc soulager la poutrelle par des étalements verticaux pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

\* **2<sup>ème</sup> étape :** Après le coulage de la table de compression

Après le Collage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle triviale comme une poutrelle en « Té ».

**Evaluation des charges et surcharges :**

Tableau III.3: Evaluation des charges et surcharges

	Etage debureau	Etage courant
Charge permanente(KN/m)	5,98	5,98
Charge d'exploitation (KN/m)	2,5	1,5

**Combinaison des charges :**

❖ bureau :

$$\begin{cases} E.L.U : q_u = (11,82) \times 0,65 = 7,68KN / ml \\ E.L.S : q_{ser} = (8,48) \times 0,65 = 5,51KN / ml \end{cases}$$

❖ Etage courant :

$$\begin{cases} E.L.U : q_u = (10,32) \times 0,65 = 6,70KN / ml \\ E.L.S : q_{ser} = (7,48) \times 0,65 = 4,86KN / ml \end{cases}$$

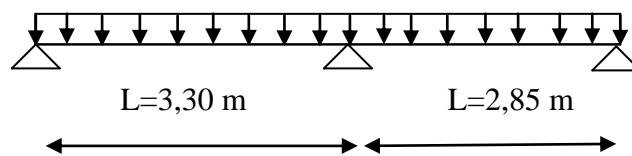
**Conclusion :**

Le plancher terrasse est le plus sollicité.

**Calcul des efforts internes :**

**1-Poutrelle à deux travées:**

$$\begin{cases} q_u = 7,68KN / ml \\ q_{ser} = 5,51KN / ml \end{cases}$$



La méthode forfaitaire est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

$$1) Q = 3,5KN / m^2 < \begin{cases} 5KN / m^2 \\ 2G = 11,96KN / m^2 \dots\dots\dots C.V \end{cases}$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

$$3) \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,30}{2,850} = 1,15 ; \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{2,85}{3,35} = 0,85 ; \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,35}{2,70} = 1,24 ; \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{2,70}{3,30} = 0,81$$

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

4) La fissuration est peu nuisible.

### Calcul des moments:

- L'ELU :

$$1) \alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,29$$

2) calcul les moments isostatiques :

$$\blacksquare \text{ Travée1 : } M_{01} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{7,68(3,30)^2}{8} = 10,45 \text{ KN.m}$$

$$\blacksquare \text{ Travée2 : } M_{02} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{7,68(2,85)^2}{8} = 7,80 \text{ KN.m}$$

3) Moment surappuis:

$$M = -0,6 \max (M_{01}, M_{02}) = -6,27 \text{ N.m}$$

4) Moment en travée:

$$M_t \geq \max \{1,05M_0; (1+0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_E}{2}$$

$$M_t \geq \left( \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right) M_0$$

$$\text{Travée1 : } \max \begin{cases} M_{t1} = 8,22 \text{ KN.m} \\ M_{t2} = 6,72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée2 : } \max \begin{cases} M_{t1} = 5,34 \text{ KN.m} \\ M_{t2} = 5,01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

5) Calcul des efforts tranchants :

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \qquad a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}}$$

$$V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{a} \qquad b = L - a$$

$$\text{Travée1: } \begin{cases} V_w = -12,36 \text{ KN} \\ V_e = 14,78 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée2: } \begin{cases} V_w = -11,61 \text{ KN} \\ V_e = 6,31 \text{ KN} \end{cases}$$



- Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU:

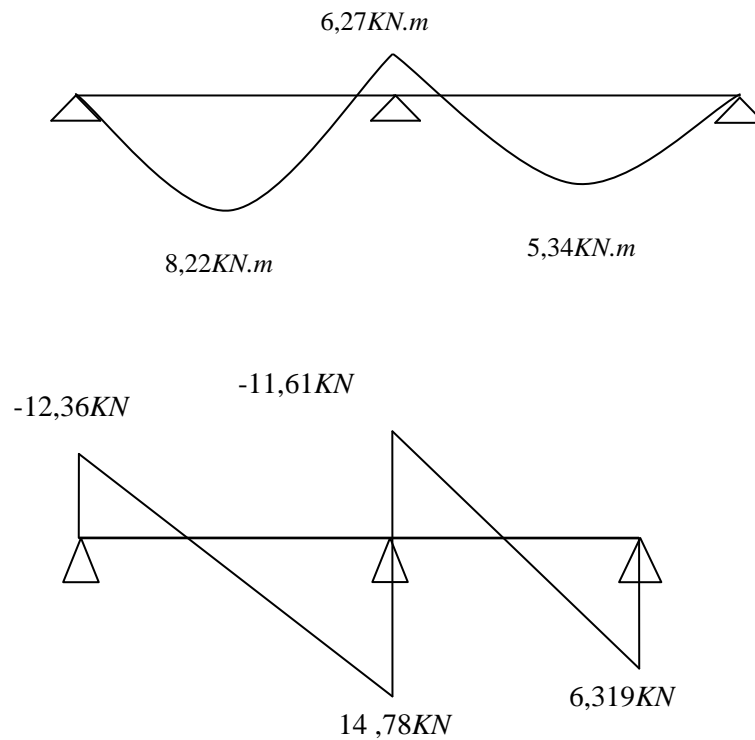


Figure III.5: Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU

- L'ELS

1) calcul les moments isostatiques :

- T ravée1 :  $M_{01} = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{5,51 \cdot (3,30)^2}{8} = 7,50 \text{ kN.m}$
- Travée2:  $M_{02} = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{5,51 \cdot (2,85)^2}{8} = 5,6 \text{ kN.m}$

2) Moment surappuis:

$$M = -0,6 \max (M_{01} ; M_{02}) = - 4,50 \text{ kN.m}$$

3) Moment en travée:

$$\text{T ravée1 : max } \begin{cases} M_{r1} = 5,30 \text{ kN.m} \\ M_{r2} = 4,82 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{T ravée2 : max } \begin{cases} M_{r1} = 5,67 \text{ kN.m} \\ M_{r2} = 3,83 \text{ kN.m} \end{cases}$$

4) Calcul des efforts tranchants :

$$T_{\text{travée1}} : \begin{cases} V_w = -7,62 \text{ KN} \\ V_e = 10,26 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T_{\text{travée2}} : \begin{cases} V_w = -12,47 \text{ KN} \\ V_e = 9,29 \text{ KN} \end{cases}$$

- Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELS:

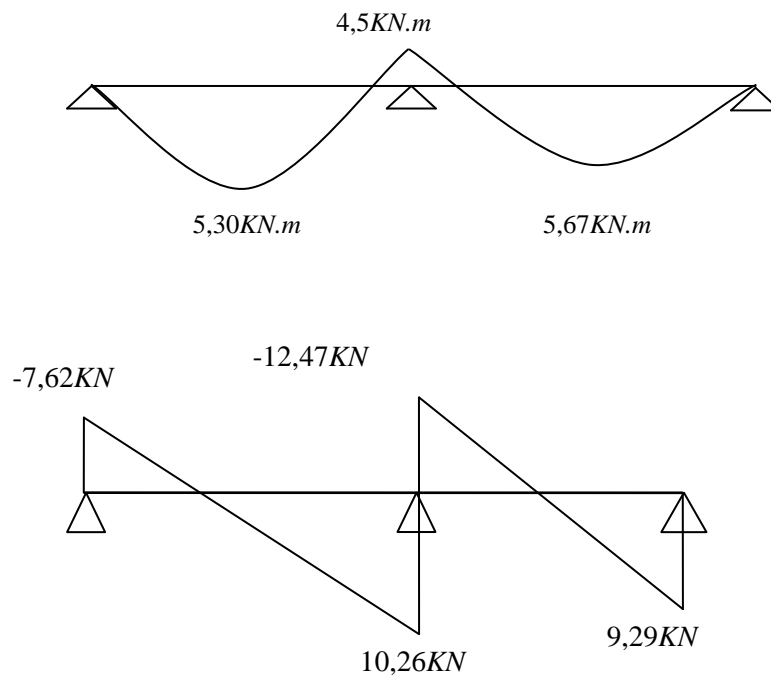
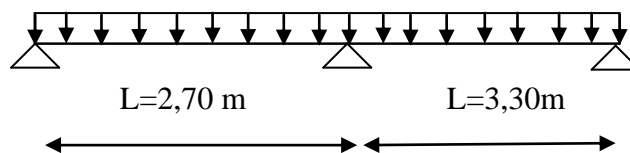


Figure III.6: Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELS

2-Poutrelle à deux travée:



On utilise la méthode de forfaitaire.

Tableau III.4: Sollicitation à l'ELU et à L'ELS

Appuis	Moment surappui (KNm)		Travée	Moment en travée (KNm)		Effort tranchant (KN)			
						ELU		ELS	
	ELU	ELS		ELU	ELS	V <sub>w</sub> (KN)	V <sub>e</sub> (KN)	V <sub>w</sub> (KN)	V <sub>e</sub> (KN)
1	0	0	a-b	4,80	3,20	-8,80	12,93	-6,09	9,33
2	5,61	4,50	b-c	7,36	5,90	-13,79	10,51	-8,93	8,30
3	0	0	/	/	/	/	/	/	/

Diagramme des efforts internes :

- Moment fléchissant :

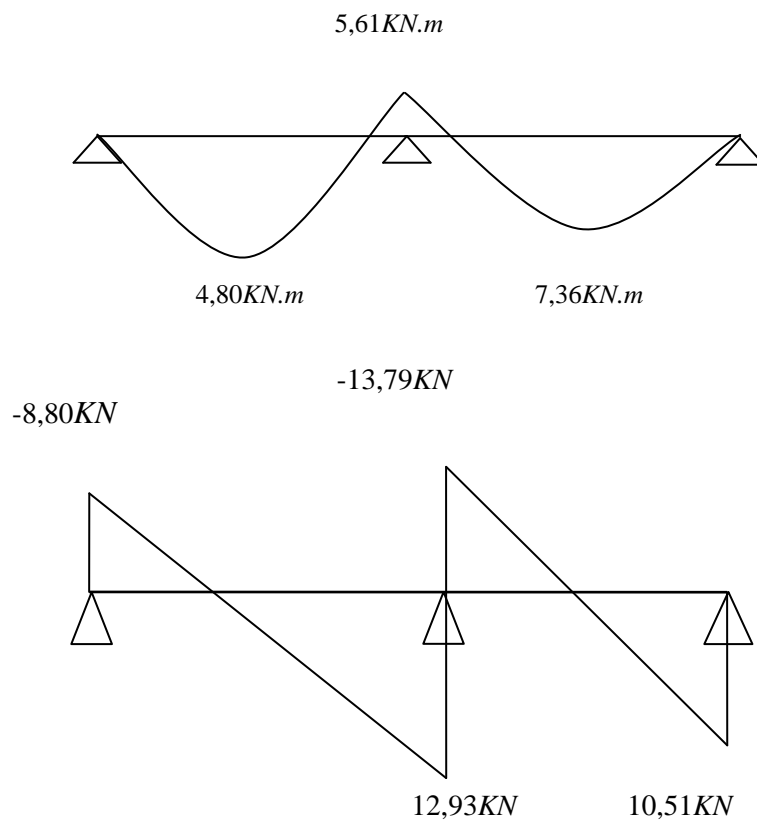


Figure III.7: Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU

• Effort tranchant :

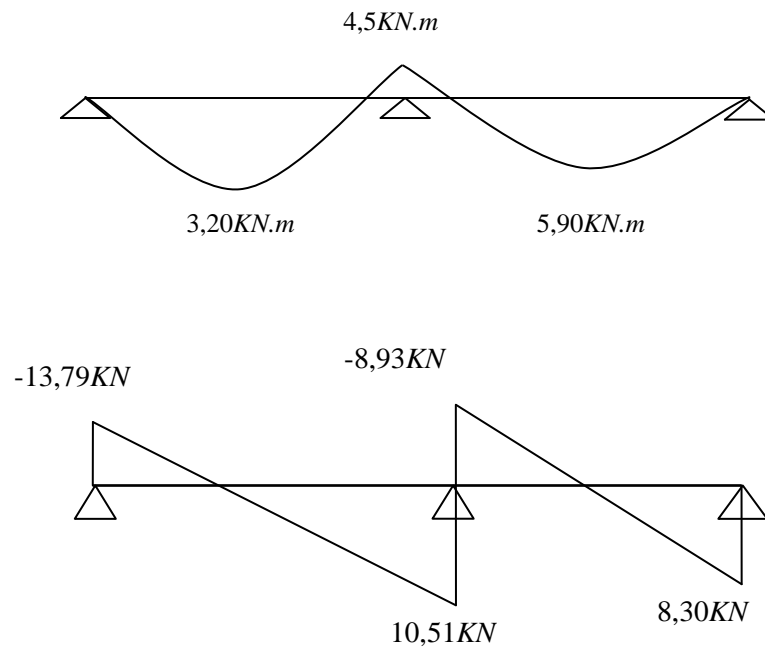
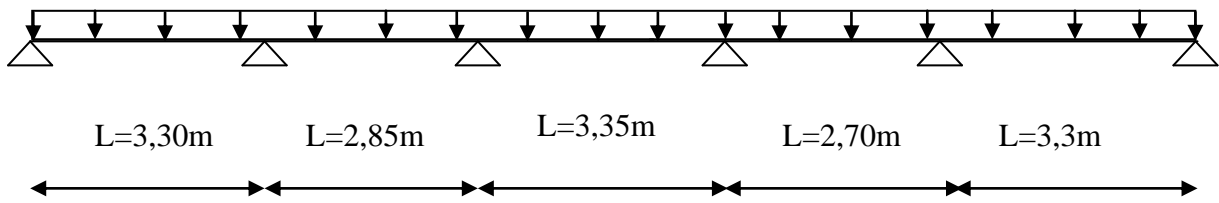


Figure III.8: Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELS

3- Poutrelle à cinq travées :



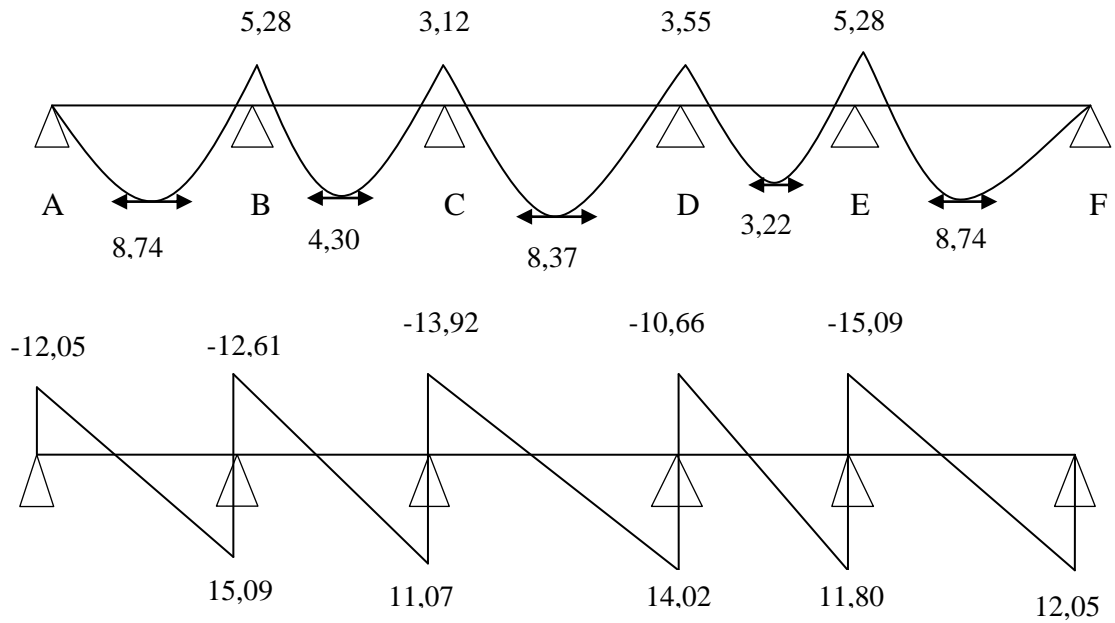
On utilise la méthode de forfaitaire

Tableau III.5: Sollicitation à l'ELU et à l'ELS

Appuis	Moment surappui (KNm)		Travée	Moment en travée (KNm)		Effort tranchant (KN)			
	ELU	ELS		ELU	ELS	ELU		ELS	
						$V_w$ (KN)	$V_e$ (KN)	$V_w$ (KN)	$V_e$ (KN)
1	0	0	a-b	8,74	6,27	-12,05	15,09	-8,64	10,83
2	5,28	3,75	b-c	4,30	2,66	-12,61	11,07	-8,78	8,25
3	3,12	3,08	c-d	8,37	5,39	-13,92	14,02	-10,03	9,97
4	3,5	3,08	d-e	3,22	2,04	-10,66	11,80	-7,87	8,27
5	5,28	3,75	e-f	8,74	6,27	-17,06	13,42	-10,83	8,64
6	0	0	/	/	/	/	/	/	/

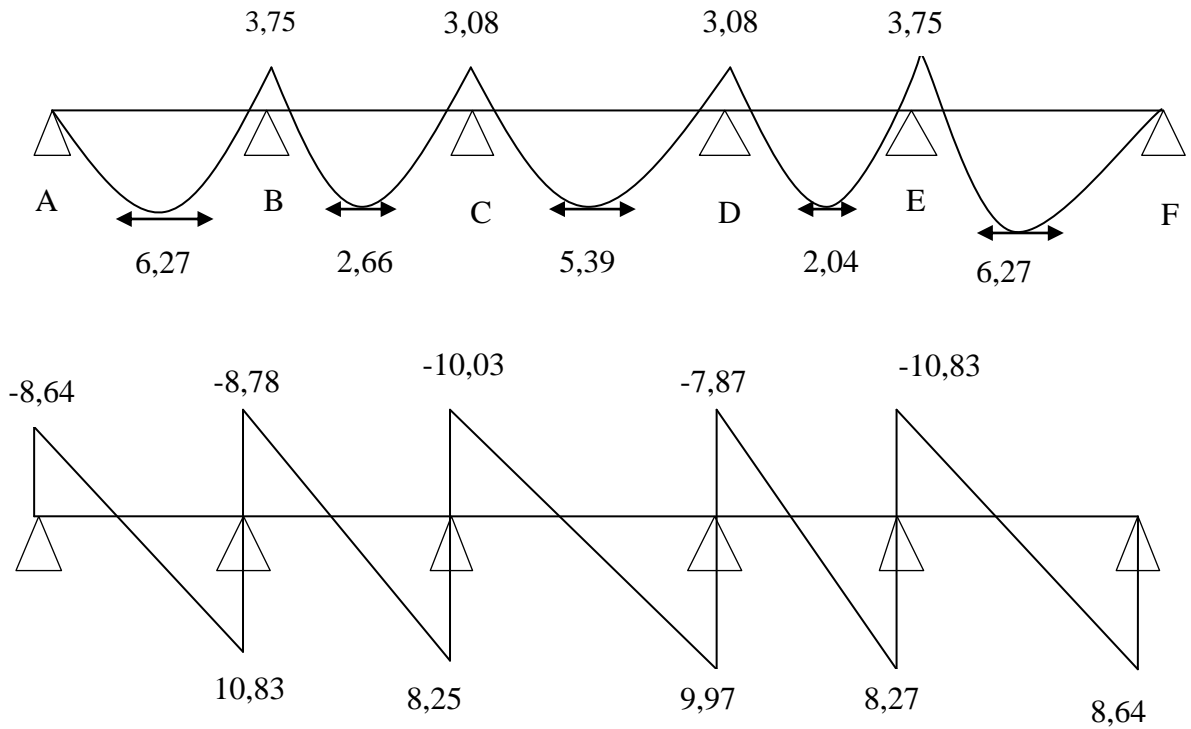
**Diagramme des efforts internes :**

- **Moment fléchissant :**



**Figure III.9:** Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU

- **Effort tranchant :**



**Figure III.10:** Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELS

**b. Calcul du ferrailage:**

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est -à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

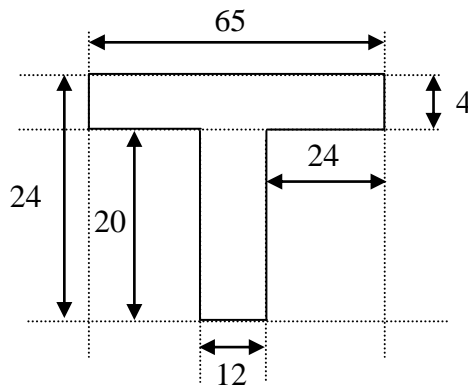
Tableau III.6:Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux

sollicitations Type de plancher	ELU			ELS		
	$M^{max}_{appui}$ (KN.m)	$M^{max}_{trav}$ (KN.m)	$V^{max}$ (KN)	$M^{max}_{appui}$ (KN.m)	$M^{max}_{trav}$ (KN.m)	$V^{max}$ (KN)
Plancher de bureau	5,28	8,74	15,09	3,75	6,25	10,83

**b .1. Ferrailage en travée :**

b=65 cm;  $h_0=4$  cm;  $b_0=12$  cm; h=20 cm;  $d=0,9h=18$ cm.

Le calcul des sections en forme de «Té» s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.



- Si  $M_u < M_{tab}$ : l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_{tab}$ : l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_T = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,16 \cdot 10^3 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 58,905 \text{ kN.m} > M_U$$

On a :  $M_u < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table «b».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

**Calcul d'As :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8,74 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,20} = 0,029 \leq 0,392 \Rightarrow \text{Pas d'armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right) = 0,036$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,177m$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{8,74 \times 10^{-3}}{0,177 \times 348} = 1,43cm^2$$

$$A_s = 1,43cm^2$$

**b.1.1. Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23.(0,65).(0,18).(2,1)}{400} = 1,41cm^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,43cm^2; 1,41cm^2\} = 1,43cm^2$$

Choix : **3HA10 (As=2,36cm<sup>2</sup>)**

**b.2. Ferrailage sur appuis :**

$$\text{On a: } M_a^{\max} = 5,28KN.m < M_{tab} = 58,905KN.m$$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b<sub>0</sub>xh) en flexion simple.

**Calcul d'As :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5,28 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18^2 \times 14,20} = 0,012 \leq 0,392 \Rightarrow \text{Pas d'armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right) = 0,015$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,178m$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{5,28 \times 10^{-3}}{0,178 \times 348} = 1,02cm^2$$

$$A_s = 1,02cm^2$$

**b.2.1. Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23.(0,12).(0,18).(2,1)}{400} = 0,26cm^2$$

$$A_s = 1,02cm^2 > A_{\min} = 0,26$$

Choix : **2HA12 (As=2,26cm<sup>2</sup>)**

**c. Vérifications :****c.1. Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $T_u^{\max} = 15,09 \text{ KN}$ .

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec: } \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 2,5 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{15,09 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,70 < 2,5 \text{ MPa}$$

Tel que :

$$\tau_u = 0,70 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa C.V}$$

**Au voisinage des appuis :**

$$T_u < \frac{0,4 \times f_{c28} \times b_0 \times a}{\gamma_b}$$

- **Appui de rive :**  $T_u = 12,36 \text{ KN}$ ,  $a = 0,9d = 0,9(0,18) = 0,162 \text{ m}$

$$T_u = 12,36 \text{ KN} < \frac{0,4 f_{c28} \times b_0 \times a}{\gamma_b} = \frac{0,4(25)0,12 \times 0,162}{1,5} = 129,6 \text{ KN} \dots \text{CV}$$

- **Appui intermédiaire :**  $T_u = 14,78 \text{ KN}$ ,  $a = 0,9d = 0,9(0,18) = 0,162 \text{ m}$

$$T_u = 14,78 \text{ KN} < \frac{0,4 f_{c28} \times b_0 \times a}{\gamma_b} = \frac{0,4(25)0,12 \times 0,162}{1,5} = 129,6 \text{ KN} \dots \text{CV}$$

**c.2. Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

**c.2.1. Vérification des contraintes du béton :**

Soit «y» la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé. La section étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance «y» de l'axe neutre :

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

$$\text{Contrainte maximale dans le béton comprimé : } \sigma_{bc} = K.Y ; K = \frac{M_{ser}}{I}$$



$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{(db A_s + d' A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - d')^2 \quad n = 15$$

Tableau III.7 : Vérification des contraintes à l'ELS

	M <sub>ser</sub> (kNm)	As(cm <sup>2</sup> )	A's(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
Travée	6,27	2,36	0	3,91	8323,047	2,94	Vérifiée
Appuis	4,5	2,26	0	7,65	5422,24	6,34	Vérifiée

### C.2.2. Vérification de la flèche :

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

Les conditions à vérifier :

- 1)  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- 2)  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- 3)  $\frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec:

h=20cm; b<sub>0</sub>=12cm; d=18cm; L=3,30m; M<sub>tser</sub>=8,74KN.m; A<sub>s</sub>=2,36cm<sup>2</sup> ; f<sub>e</sub>=400MPa.

Alors:

$$\frac{20}{330} = 0,0606 < 0,0625 \rightarrow C.N.V$$

$$\frac{20}{330} = 0,0606 < \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{8,32}{10 \times 8,32} = 0,1 \rightarrow C.N.V$$

$$\frac{2,36}{12 \times 18} = 0,0109 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow C.V$$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale :

$$\Delta f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \quad ; \quad \Delta f = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} - f_{ji}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{sg} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \quad ; \quad M_{sg} = \frac{G \cdot L^2}{8} \quad ; \quad \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{sg}}{I} (d - y_{ser})$$

$$f_{gi} = \frac{M_{si} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \quad ; \quad M_{si} = \frac{GL^2}{8} \quad ; \quad \sigma_{si} = 15 \frac{M_{si}}{I} (d - y_{ser})$$

$$f_{pi} = \frac{M_{spi} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \quad ; \quad M_{spi} = \frac{(G + Q) \times L^2}{8}$$

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

**Calculus des coefficients:**

- **Le moment d'inertie fissurée :**

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \mu}$$

- **Les coefficients :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} \quad ; \quad \rho = \frac{A_s}{b_0 \times d}$$

$$\mu_{gv} = \mu_{gi} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{si} + f_{t28}} \quad ; \quad \mu_{pi} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

**Avec :**

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

Tableau III.8: Vérifications de la flèche

$I_0$	$\rho$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu_g$	$\mu_{pi}$	$I_{fgv}$	$I_{fgi}$	$I_{fpi}$
45598,93	0,011	3,74	1,5	0,67	0,24	23771,95	13313,20	14307,38

$$\left\{ \begin{aligned} f_{gv} &= \frac{10,79 \times 10^6 \times (3,80 \times 10^3)^2}{10 \times 10721,4 \times 23771,95 \times 10^4} = 6,41 \text{ mm} \\ f_{gi} &= \frac{10,79 \times 10^6 \times (3,80 \times 10^3)^2}{10 \times 32164,19 \times 13313,20 \times 10^4} = 3,63 \text{ mm} \\ f_{pi} &= \frac{8,32 \times 10^6 \times (3,80 \times 10^3)^2}{10 \times 32164,19 \times 14307,38 \times 10^4} = 2,661 \text{ mm} \end{aligned} \right.$$

$$\text{Donc : } \Delta f = 6,41 - 3,63 + 2,661 = 5,44 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{330}{500} = 6,6 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

#### d. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type Fe400

🚦 «BAEL 91 modifié 99» :

$$\left\{ \begin{aligned} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} &\geq \frac{\tau - 0,3 f_{ij} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t &\leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} &\geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \end{aligned} \right.$$

🚦 «RPA 99 version 2003»:

$$\left\{ \begin{aligned} \bullet \frac{A_t}{S_t} &\geq 0,003 b_0 \\ \bullet S_t &\leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots \dots \dots \text{zone nodale} \\ \bullet S_t &\leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{zone courante} \end{aligned} \right.$$

Avec:

$$\Phi \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l^{\max}\right\}$$

$\Phi_L$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\Phi \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max}\right\} = \min\left\{\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2\right\} = 0,57 \text{ cm} = 57 \text{ mm}$$

Donc:

-selon le « BAEL 91 modifié 99 » :

$$\left\{ \begin{aligned} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} &\geq 5,94 \cdot 10^{-4} \text{ cm} \\ \bullet S_t &\leq 16,20 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} &\geq 4,10 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

- Selon le « RPA 99 version 2003 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

**Choix des armatures :**

On adopte:  $A_t = 2\varnothing 8 = 1,01\text{cm}^2$ .

**Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

**Conclusion :**

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers **T6**, avec un espacement constant  $S_t = 15\text{ cm}$  sur la totalité des poutrelles.

**e. Ferrailage de la table de compression :**

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Soit :

**L** : l'entraxe des poutrelles ( $L=65\text{cm}$ ).

**A1** : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP).

**A2** : Armatures parallèles aux poutrelles (AR).

**Calcul des armatures :**

**-Armatures perpendiculaires aux poutrelles:**

$$A_1 = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65\text{cm}^2 / mL$$

On prend :  $A_1 = 5T3 = 1,41\text{cm}^2 / mL$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}^2 / mL$$

On adopte  $S_t = 20\text{cm}$ .

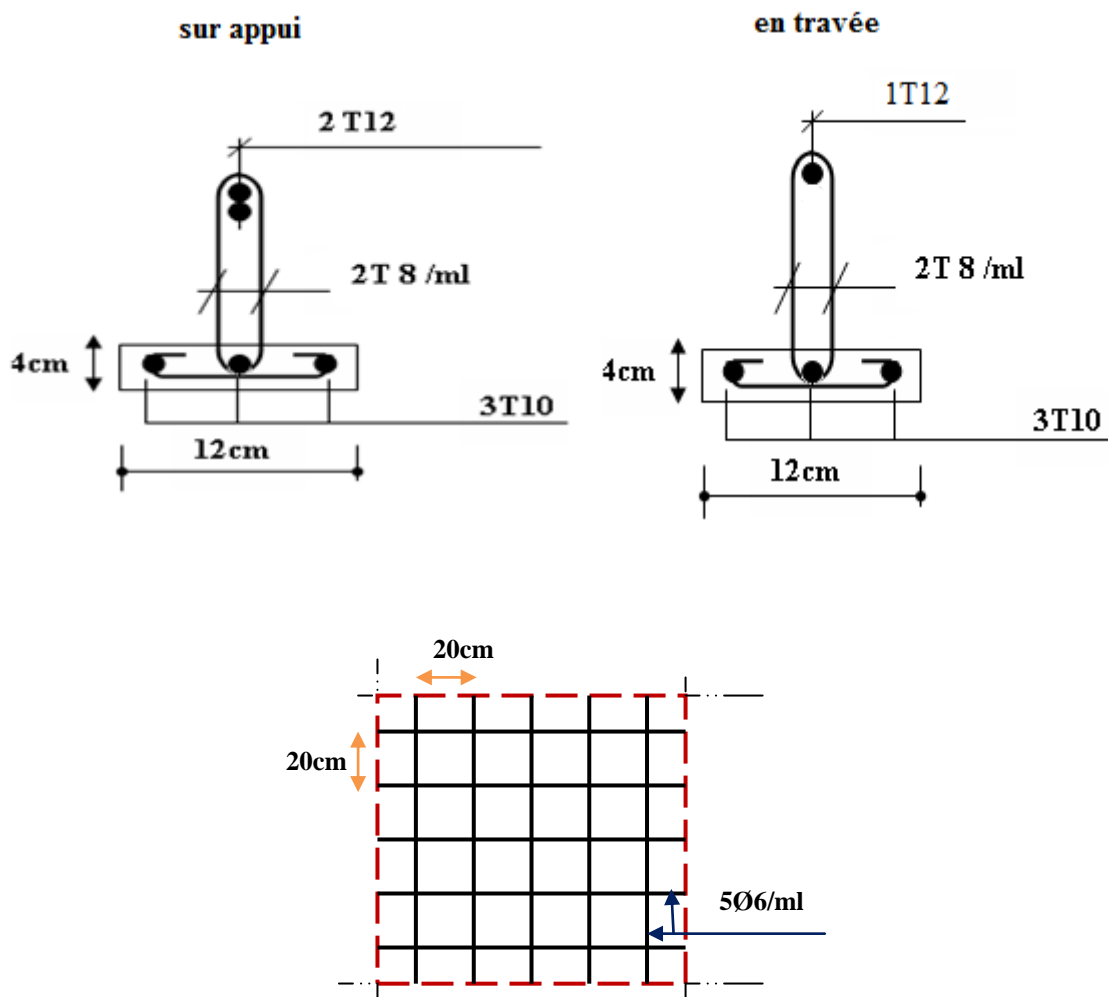
-Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{0,65}{2} = 0,325 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

On prend :  $A_2 = 5HA6 = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{mL}$

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}^2 / \text{mL} \quad \text{On adopte } St = 20 \text{ cm}$$

### III.2.3. SCHEMAS DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES



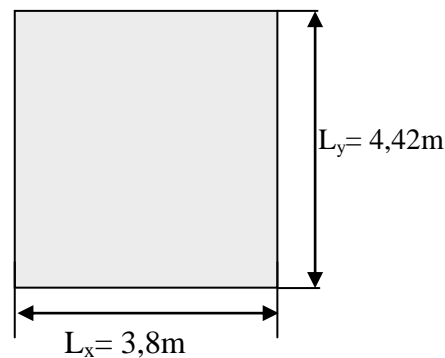
**Figure III.11:** Schémas de ferrailage des poutrelles et treillis soudés

### III.3. PLANCHER EN DALLE PLEINE

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis et même des dalles pleines en porte à faux (console).

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul onchoisi la dalle la plus sollicitée.

#### III.3.1. EVALUATION DES CHARGES



**Figure III.12** : Schéma de la dalle pleine

$$G=6,23\text{kN/m}^2 ; Q=1,5\text{kN/m}^2$$

**ELU :**

$$q_u=1,35G+1,5Q=10,66\text{kN/m}^2$$

**ELS :**

$$q_{ser}=G+Q=7,73\text{kN/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,00}{3,75} = 0,53 \quad \alpha > 0,4 \text{ Le panneau porte sur les deux sens.}$$

Le ferrailage sera déterminé à partir des moments isostatiques au centre de la dalle  $M_x$  et  $M_y$ , correspondant respectivement aux sens  $L_x$  et  $L_y$  et évalués pour des bandes de 1 m de largeur.

Les portées  $L_x$  et  $L_y$  d'un «panneau» de dalle sont mesurées entre les nus des appuis :

- Si  $0,40 \leq L_x/L_y \leq 1 \rightarrow$ , la dalle est considérée comme portant dans deux directions.
- Si  $\alpha < 0,40$  la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée.

## III.3.2. CALCUL DES MOMENTS

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \quad \text{Dans le sens de la petite portée.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \quad \text{Dans le sens de la grande portée.}$$

Les valeurs de  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  sont données par le BAEL.

Tableau III.9: Les valeurs de  $\mu_x$ ;  $\mu_y$ , moment longitudinal et transversal.

		$L_x(m)$	$L_y(m)$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}(KN.m)$	$M_{0y}(KN.m)$
<b>ELU</b>	$\nu = 0$	2,00	3,75	0,0923	0,2500	3,94	0,98
<b>ELS</b>	$\nu = 0.2$	2,00	3,75	0,0963	0,3919	2,97	1,16

## III.3.3. FERRAILLAGE DE LA DALLE

$b=100\text{cm}$  ;  $h=15\text{cm}$  ;  $d=0,9h=13\text{cm}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=348\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.10: Ferrailage longitudinal et transversal à l'ELU.

Panneau	Sens X-X		Sens Y-Y	
	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
$M_u(KN.m)$	3,35	1,18	0,833	0,29
$A_s' (cm^2/ml)$	0	0	0	0
$A_s (cm^2/ml)$	0,74	0,26	0,18	0,064
choix des	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
$A_s$ adopté	5,65	5,65	5,65	5,65
Espacement (cm)	20	20	20	20

## III.3.4. CONDITION DE NON FRAGILITÉ

$b=1\text{ m}$  ;  $h=0,15\text{m}$  ;  $d=0,13\text{ m}$

❖ Sens x-x :

$$\rho_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow \frac{A_{x\min}}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2}$$

Avec :  $\delta_0 = 0,0008$  pour HAFeE400

$$A_{x\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{3 - \frac{200}{375}}{2} = 1,48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ Sens y-y :

$$\rho_y \geq \rho_0 \quad \Rightarrow \quad \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0$$

$$A_{y_{\min}} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Sens x-x : } A_x = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\text{Sens y-y : } A_y = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\text{On prend : } = 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

### III.3.5. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci dessous est vérifiée :

$$\tau_b = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{10,66 \times 2 \times 3,75}{2 \times 2 + 3,75} = 10,32 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 7,10 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = \max(T_x; T_y)$$

$$\tau_b = \frac{10,32 \cdot 10^3}{1000 \times 130} = 0,08 \leq \bar{\tau} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

### III.3.6. VÉRIFICATION À L'ELS

❖ Vérifications des contraintes dans le béton :

Le calcul se fait selon les règles de CBA93 et BAEL91, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.11 : Vérification des contraintes à l'ELS :

Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obser
Travéesens XX	2,52	5,65	3,92	8999,11	1,10	15	C.V
Appuissens XX	0,89	5,65	3,92	8999,11	0,38	15	C.V
Travéesens YY	0,98	5,65	3,92	8999,11	0,43	15	C.V
Appuissens YY	0,348	5,65	3,92	8999,11	0,15	15	C.V



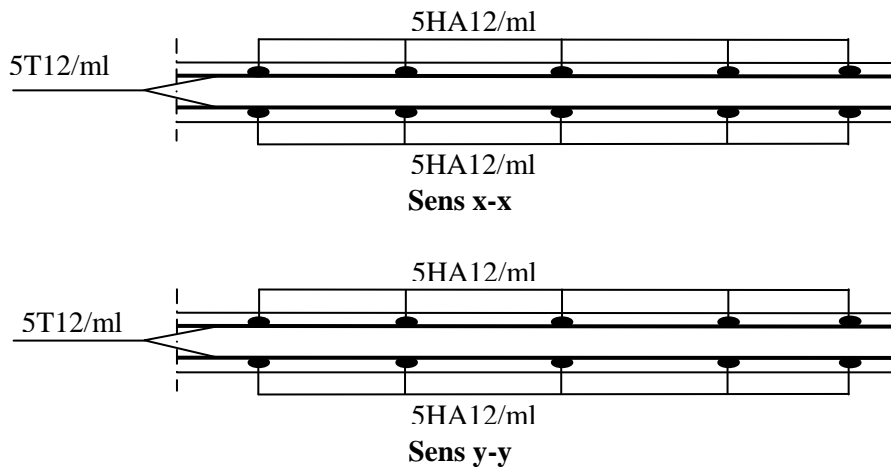
❖ Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois

Conditions citées ci dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left. \begin{array}{l} 1 - \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ 2 - \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ 3 - \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,04 > 0,018 \dots\dots\dots C.V \\ 0,04 > 0,037 \dots\dots\dots C.V \\ 0,0043 < 0,0052 \dots\dots\dots C.V \end{cases}$$

**III.3.7. SCHEMAS DE FERRAILLAGE**



**Figure III.13 : Schéma de ferrailage de la dalle**

### III.4. ETUDE DE L'ESCALIER

#### III.4.1. INTRODUCTION

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession régulière des plans horizontaux qui permettent l'axée aux différents niveaux. Il peut être en béton armée ou en bois. Notre ouvrage

En prenant comme schéma statique de l'escalier une poutre isostatique, simplement et doublement appuyée, le calcul se fait en flexion simple. Les fissurations sont considérées peu nuisibles car les escaliers ne son pas soumis aux intempéries t composé de type droit à Escaliers à trois volées (principal).

#### III.4.2. EVALUATION DES CHARGESE

➤ **Escalier du sous sole 1 :**

\*Pour volée1 et 3 :  $e = 20$  cm.

Tableau III.12: Evaluation des charges et surcharges

Les charges	La paillasse	Le palier
Charge permanente (KN/ml)	$G_1=8,35$	$G_2= 5,49$
Charge d'exploitation (KN/ml)	$Q = 2,5$	$Q = 2,5$

#### SCHÉMA STATIQUE

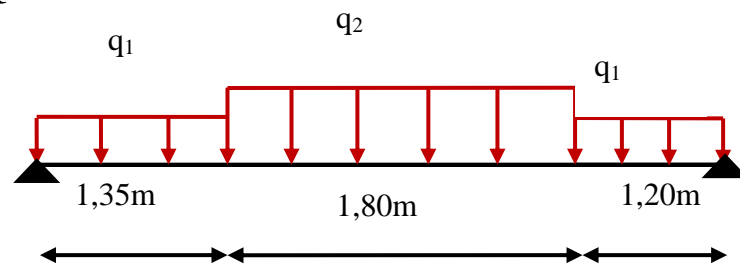


Figure III.14 : Schéma statique d'escalier

#### III.4.3. COMBINAISON DES CHARGES

##### L'ELU :

- paillasse :  $q_2 = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 8,35) + (1,5 \times 2,5) = 15,02 \text{ KN/m}$

- palier de repos :  $q_1 = (1,35 \times 5,49) + (1,5 \times 2,5) = 11,16 \text{ KN/m}$

**L'ELS :**

- paillasse :  $q_2 = G + Q = 8,35 + 2,5 = 10,85 \text{ KN/m}$ .

- palier de repos :  $q_1 = 5,49 + 2,5 = 7,99 \text{ KN/m}$ .

**❖ Calcul des réactions :**

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (q_1 \times 1,35) - (q_2 \times 1,80) - (q_1 \times 1,20) = 0$$

$$R_A + R_B = 1,35q_1 + 1,80q_2 + 1,20q_1$$

$$R_A + R_B = (1,35 \times 11,16) + (1,80 \times 15,02) + (1,20 \times 11,16) = 55,60 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 55,49 \text{ KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow 4,35R_B - q_1 \left( \frac{1,35}{2} \right) 1,35 - q_2 \left( 1,35 + \frac{1,80}{2} \right) 1,80 - q_1 \left( 3,15 + \frac{1,20}{2} \right) 1,20 = 0$$

$$R_B = \frac{(11,16 \times 0,91) + (15,02 \times 4,05) + (11,16 \times 4,5)}{4,35}$$

$$\Rightarrow R_B = 27,86 \text{ KN}$$

$$R_A = 27,63 \text{ KN}$$

$$R_B = 27,86 \text{ KN}$$

**❖ Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :**

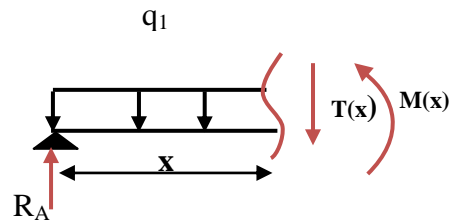
**Tronçon1 :  $0 \text{ m} \leq x \leq 1,35 \text{ m}$**

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A - T - q_1 x = 0$$

$$T(x) = R_A - q_1 x$$

$$T(0) = 27,63 - 11,16 \times (0) = 27,63 \text{ KN}$$

$$T(1,35) = 27,63 - 11,16 \times (1,35) = 12,56 \text{ KN}$$



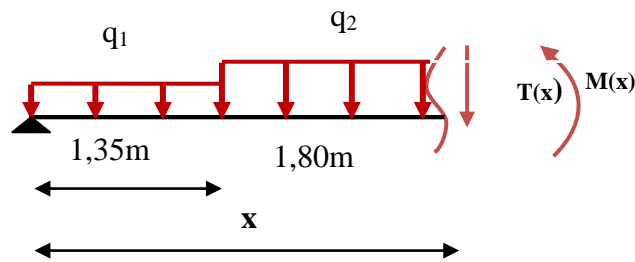
$$\sum M /_0 = 0 \Rightarrow -R_A x + q_1 \frac{x^2}{2} + M = 0$$

$$M(x) = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 27,63(0) - 11,16 \left( \frac{0^2}{2} \right) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,35) = 27,63(1,35) - 11,16 \left( \frac{1,35^2}{2} \right) = 27,14 \text{ KN.m}$$

**Tronçon 2:  $1,35 \leq x \leq 3,15$  :**



$$T(x) = R_A - 1,35q_1 - q_2(x - 1,35)$$

$$T(1,35) = 27,63 - 11,16 \times (1,35) - 15,02(1,35 - 1,35) = 12,56 \text{ KN}$$

$$T(3,15) = 27,63 - 11,16 \times (1,35) - 15,02(3,15 - 1,35) = -14,47 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_A x - q_1 \times 1,35 \left( x - \frac{1,35}{2} \right) - q_2 \left( \frac{(x - 1,35)^2}{2} \right)$$

$$M(1,35) = 27,63(1,35) - 11,16 \times 1,35 \left( 1,35 - \frac{1,35}{2} \right) - 15,02 \left( \frac{(1,35 - 1,35)^2}{2} \right) = 27,13 \text{ KN.m}$$

$$M(3,15) = 27,63(3,15) - 11,16 \times 1,35 \left( 3,15 - \frac{1,35}{2} \right) - 15,02 \left( \frac{(3,15 - 1,35)^2}{2} \right) = 25,33 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul du moment max :**

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0$$

$$\text{Si : } T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{27,63 - (1,35 \times 11,16) + (15,02 \times 1,35)}{15,02} = 2,18 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(2,19) = 32,38 \text{ KN.m}$$

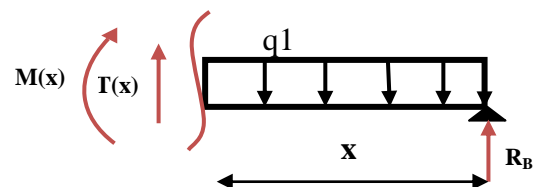
**Tronçon3 :  $0 \text{ m} \leq x \leq 1,20 \text{ m}$  :**

$$T(x) = q_1(x) - R_B$$

$$T(x) = 11,16x - 27,86$$

$$\Rightarrow T(0) = -27,86 \text{ KN}$$

$$T(1,20) = -14,47 \text{ KN}$$



$$M(x) = -q_2 \left( \frac{x^2}{2} \right) + R_B(x)$$

$$M(x) = -5,58x^2 + 27,86x$$

$$\Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,20) = 25,39 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

A fin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on affecte le moment  $M_{\max}$  par des coefficients de valeurs égales à :

**a- à L'ELU :**

- Aux appuis :  $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -0,3 \times 32,38 = -9,71 \text{ KN.m}$

- En travées :  $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 0,85 \times 32,38 = 27,52 \text{ KN.m}$

**b- à L'ELS :**

Aux appuis :  $M_{sa} = -0,3 \times M_{\max} = -0,3 \times 23,33 = -6,99 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_{ut} = 0,85 \times M_{\max} = 0,85 \times 23,33 = 19,83 \text{ KN.m}$

Tableau III.13: les sollicitations de calcul

L'ETAT	$M_{\text{appuis}} \text{ (KN.m)}$	$M_{\text{travée}} \text{ (KN.m)}$
<b>ELU</b>	9,71	27,52
<b>ELS</b>	6,99	19,83

III.4.4. DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

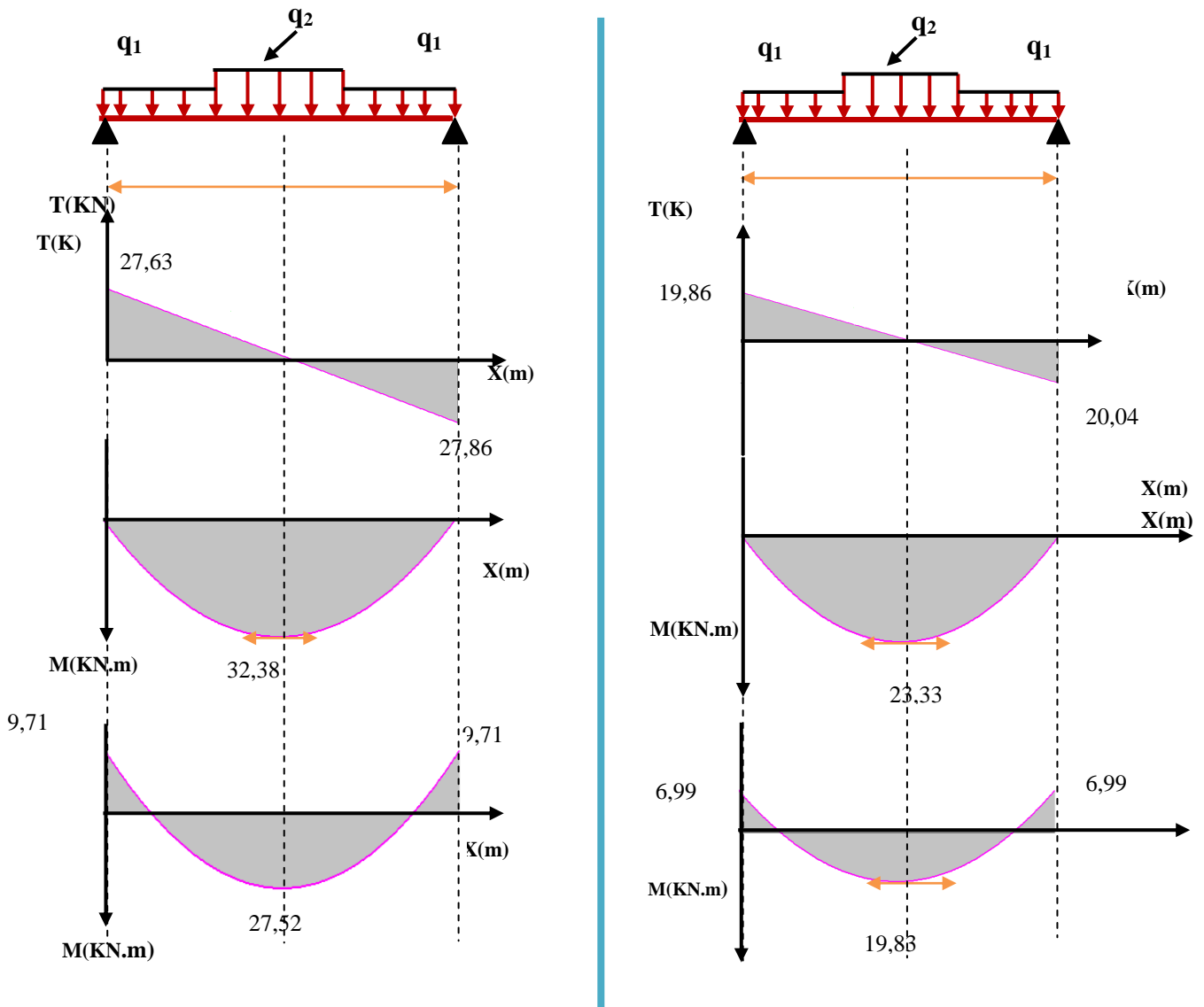


Figure III.15 : Diagrammes des sollicitations escalier étage sous sol (ELU ; ELS)

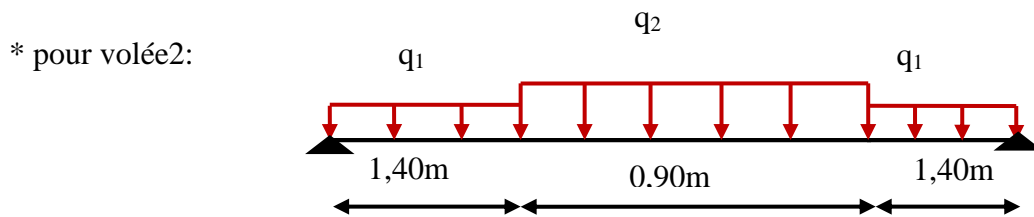


Figure III.16 : Schéma statique d'escalier

Tableau III.14: Evaluation des charges et surcharges

Les charges	La paillasse	Le palier
Charge permanente (KN/ml)	$G_1=8,54$	$G_2= 5,49$
Charge d'exploitation	$Q = 2,5$	$Q = 2,5$

**-COMBINAISON DES CHARGES**

**L'ELU**

- paillasse:  $q_2 = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 8,54) + (1,5 \times 2,5) = 15,27 \text{ KN/m}$

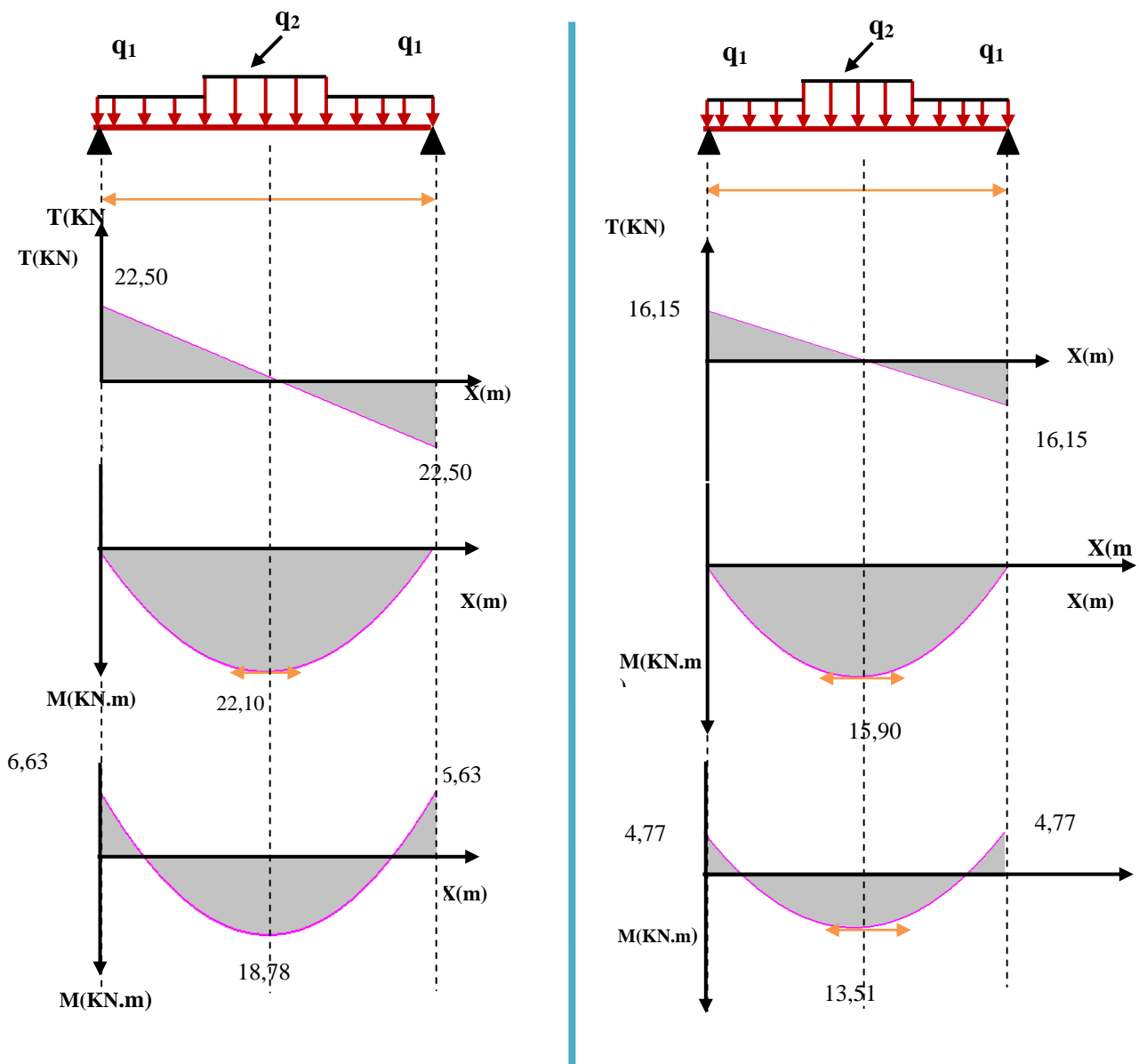
- palier de repos :  $q_1 = (1,35 \times 5,49) + (1,5 \times 2,5) = 11,16 \text{ KN/m}$

**L'ELS :**

- paillasse:  $q_2 = G + Q = 8,54 + 2,5 = 11,04 \text{ KN/m}$ .

- palier de repos :  $q_1 = 5,49 + 2,5 = 7,99 \text{ KN/m}$ .

**-DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES**



**Figure III.17:** Diagrammes des sollicitations escalier étage sous sol (ELU ; ELS)

## III.4.5. CALCUL DES ARMATURES

## ❖ ferrailage volée 1et3 :

-Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : b=100cm ; h=15cm

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

$f_{c28} = 25\text{MPa}$ ;  $d=13\text{cm}$ ;  $\gamma_s=1,15$ ;  $\gamma_b= 1,15$ ; FeE400;  $F_{ed} = 348\text{MPa}$ ;

(Fissuration peu préjudiciable).

## a) Aux appuis :

## • Armature longitudinale :

$H=15\text{cm}$ ;  $b=100\text{cm}$ ;  $d=13\text{cm}$ ;  $\gamma_s=1,15$ ;  $\gamma_b = 1,15$ ; FeE400;  $\sigma_s = 348\text{MPa}$ ;  $f_{c28} = 25\text{MPa}$

$f_{t28} = 2,1\text{MPa}$ ;  $F_{bu}=14,2\text{MPa}$ .

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9,71 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,20} = 0,040 \leq 0,392 \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right) = 0,051$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,13\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{9,71 \times 10^{-3}}{0,13 \times 348} = 2,16\text{cm}^2$$

$$A_s = 2,16\text{cm}^2$$

On adopte : **5HA10** de section **3,93 cm<sup>2</sup>/ml**.

$$\frac{100}{5} = 20 \text{ Avec : } St=20\text{cm.}$$

## • Armature de repartition:

$$A_t = \frac{A_s}{4} \quad A_t = \frac{3,93}{4} = 0,98\text{cm}^2$$

On adopte : **4HA8** de section **2,01 cm<sup>2</sup>/ml**.

## b) En travée :

## • Armature longitudinale :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{27,52 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,20} = 0,115 \leq 0,392 \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right) = 0,153$$



$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,12m$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{27,52 \times 10^{-3}}{0,12 \times 348} = 6,64.cm^2$$

$$A_s = 6,64cm^2$$

Soit : **6HA12= 6,79 cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub>=20 cm**.

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \quad A_r = \frac{6,79}{4} = 1,69cm^2$$

On adopte : **4HA8** de section **2,01cm<sup>2</sup>/ml**.

### III.4.6. VÉRIFICATIONS

**a. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23.1.(0,13).(2,1)}{400} = 1,56.10^{-4} m^2 = 1,56 cm^2$$

Sur appui:  $A_s = 3,93cm^2 \geq A_{\min} = 1,56 cm^2$  ..... C.V

En travée:  $A_s = 6,79 cm^2 \geq A_{\min} = 1,56 cm^2$  .....C.V

**b. Effort tranchant :(BAEL, Art A.5.1.2)**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{27,86 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,21 < 2,5 MPa \dots\dots\dots C.V$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c. Vérification de disposition d'armature : (Art A.8.2.4.B.A.E.L.91)**

**1. Armature longitudinal:**

$$S_t \leq \min(3h; 33cm) = \min(45cm; 33cm) = 33cm$$

**Avec :**

$h$  : l'épaisseur du l'escalier  $h=15\text{cm}$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \text{ C.V}$$

**2. Armature de répartition :**

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

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \text{ C.V}$$

**d. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

**(Art A 6.BAEL/91)**

Il faut vérifier que :

$$\bar{\tau}_{ser} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$$V_u^{\max} = 27,86\text{KN}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 10 = 157\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{27,86 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 157} = 1,52 \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{ser} = 1,52\text{MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

**e. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :(BAEL 91 Art.5.1.3.13)**

❖ **Influence sur le béton :**

$$V_{\max} < \bar{V}_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \text{ avec: } a = 0,9d$$

$$\bar{V}_u = \frac{0,4 \times 25 \times 117 \times 1000}{1,5} = 780\text{KN}$$

$$V_u^{\max} = 27,86 < 780\text{KN} \text{ C.V}$$

❖ **Influence sur les armatures longitudinales inférieures:**

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left( V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

$$\frac{1,15}{f_e} \times \left( V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left( 27,86 + \frac{(9,71) \times 10^6}{0,9 \times 130} \right)$$

$$A_a = 2,38\text{cm}^2 \geq 3,22\text{cm}^2 \text{ C.V}$$

**f. Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

**f. 1. Vérification des contraintes du béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé :  $\sigma_{bc} = K.Y$  ;  $K = \frac{M_{ser}}{I}$

Tableau III.15: Vérification des contraintes

Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obser
Travée	19,83	6,79	4,22	10356,50	4,22	15	C.V
Appuis	6,99	3,93	3,36	6742,63	3,50	15	C.V

**c. 2. Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left. \begin{array}{l} 1 - \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ 2 - \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ 3 - \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{180} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,083 > 0,062 \dots\dots\dots C.V \\ \frac{6,79}{100 \times 13} \geq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0052 < 0,0105 \dots\dots\dots C.V \\ \frac{15}{180} \geq \frac{19,83}{10 \times 6,99} \rightarrow 0,083 \leq 0,283 \dots\dots\dots C.N.V \end{array} \right.$$

Les conditions (3) ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche :

$$\Delta f = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{sg} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} ; M_{sg} = \frac{G \times L^2}{8}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{si} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} ; M_{si} = \frac{G \times L^2}{8}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{spi} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} ; M_{spi} = \frac{(G + Q) \times L^2}{8}$$

Avec :

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times u} \quad ; \quad I_{fg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times u_g} \quad ; \quad I_{spi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times u_{pi}}$$

$$E_i = 11000 E \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} \times E_i = 10721,439 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \left[ 2 + \frac{3b_0}{b} \right]} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho \left[ 2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$$

$$u_{gi} = u_{gv} = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{si} + f_{t28}}$$

$$u_{pi} = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d}$$

Les contraintes :

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{sg}}{I} (d - y) \quad ; \quad \sigma_{si} = 15 \times \frac{M_{si}}{I} (d - y)$$

Avec :

$$y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b \times d}{7,5 \times A_s}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s (d - y)^2 + n \times A'_s (y - d')^2 \quad ; \quad n = 15$$

Tableau III.16:les conditions de la flèche

$I_0 (cm^4)$	$\rho$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu_g$	$\mu_{pi}$	$I_{fgv} (cm^4)$	$I_{fgi} (cm^4)$	$I_{fpi} (cm^4)$
31205,96	0,0052	4,03	1,61	-0,290	-0,196	64390,46	-203476,91	163366,43

$$\left\{ \begin{aligned} f_{gv} &= \frac{3,38 \times 10^6 \times (1,8 \times 10^3)^2}{10 \times 10721,4 \times 64390,46 \times 10^4} = 0,158 \text{ mm} \\ f_{gi} &= \frac{3,38 \times 10^6 \times (1,8 \times 10^3)^2}{10 \times 32164,19 \times (-203476,91) \times 10^4} = -0,016 \text{ mm} \\ f_{pi} &= \frac{4,39 \times 10^6 \times (1,8 \times 10^3)^2}{10 \times 32164,19 \times 163366,43 \times 10^4} = 0,027 \text{ mm} \end{aligned} \right.$$

$$\text{Donc : } \Delta f = 0,158 - (-0,016) + 0,027 = 0,202\text{mm} < \bar{f} = \frac{180}{500} = 3,6\text{mm} \quad \text{C.V}$$

\*ferrailage volée 2 :

$h=15\text{cm}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $d=13\text{cm}$  ;

- ferrailage et les verifications :

Tableau III.17: Ferrailage et les vérifications

	$A_s$	Choix de nombres des barres	Vérification a l'ELU		Vérification a l'ELS
			$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ MPa	$\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser}$ MPa	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ MPa
Travée	4,49	6HA12 $A_{ad}=6,79$	C.V $0,18 \leq 3,3$	C.V $1,22 \leq 3,15$	C.V $5,50 \leq 15$
appuis	3,93	5HA10 $A_{ad}=3,93$			C.V $2,37 \leq 15$

### III.4.7: SCHEMAS DE FERRAILAGE

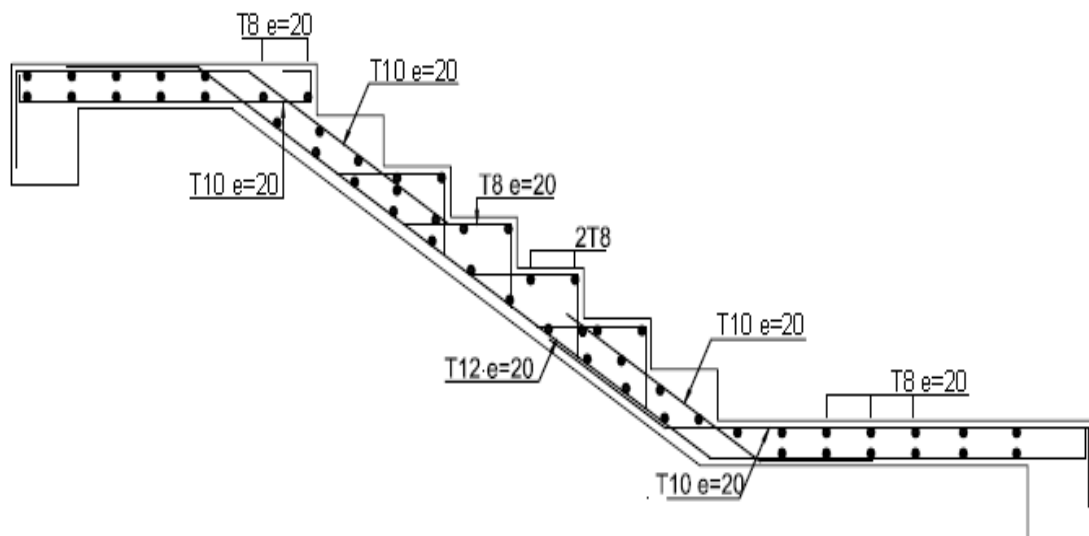


Figure III.18: Schéma de ferrailage de l'escalier

➤ Escalier à l'étage courant :

**Combinaison des charges :**

**L'ELU :**

Paillasse :  $q_2 = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 8,35) + (1,5 \times 2,5) = 15,02 \text{ KN/m}$

Palier de repos :  $q_1 = (1,35 \times 5,49) + (1,5 \times 2,5) = 11,16 \text{ KN/m}$

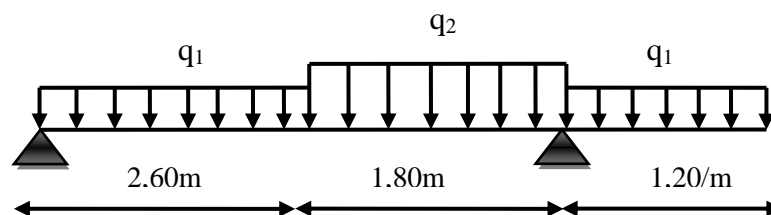
**L'ELS :**

Paillasse :  $q_2 = G + Q = 8,35 + 2,5 = 10,85 \text{ KN/m}$ .

Palier de repos :  $q_1 = 5,49 + 2,5 = 7,99 \text{ KN/m}$ .

\*ferraillage volée 1 et 3 :

**-Schéma statique :**



**Figure III.19:** Schéma statique

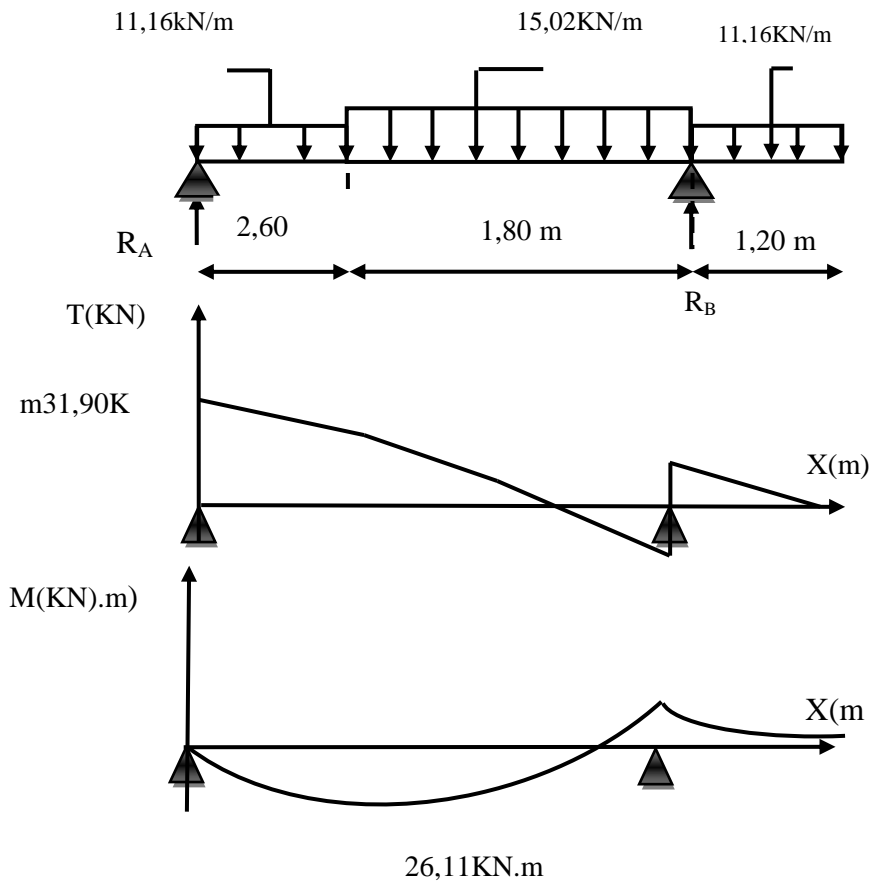
**-Calcul les sollicitations :**

les sollicitations déterminé a l'aide de logiciel RDM6

Tableau III.18: Les sollicitations de calcul

	ELU	ELS
<b>Sollicitation</b>	$Mt_{max} = 22,20 \text{ KN} \cdot \text{m}$	$Mt_{max} = 15,96 \text{ KN} \cdot \text{m}$
	$Ma_{max} = 7,83 \text{ KN} \cdot \text{m}$	$Ma_{max} = 5,63 \text{ KN} \cdot \text{m}$
	$T_{max} = 31,90 \text{ KN}$	$T_{max} = 22,98 \text{ KN}$

**-Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant :**



**Figure III.20:**Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

**-ferraillage et de vérification:**

Tableau III.19: Ferrailage et les vérifications

	As	Choix de nombres des barres	Vérification a l'ELU		Vérification a l'ELS
			$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ MPa	$\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser}$ MPa	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ MPa
Travée	4,78	6HA12 A <sub>ad</sub> =6,79	C.V 0,24 ≤ 3,33	C.V 1,74 ≤ 3,15	C.V 5,70 ≤ 15
appuis	3,13	5HA10 A <sub>ad</sub> =3,93			C.V 4,65 ≤ 15

\*ferrailage volée 2 :

-Schéma statique :

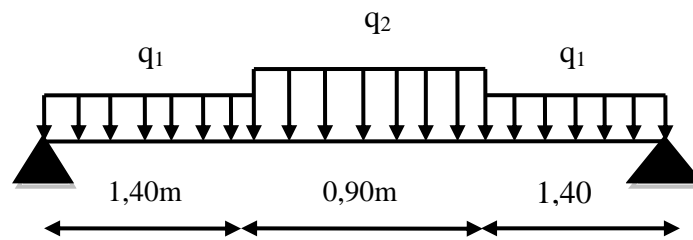


Figure III.21: Schéma statique

-Calcul les sollicitations :

les sollicitations déterminé a l'aide de logiciel RDM6

Tableau III.20:les sollicitations de calcul

	ELU	ELS
<b>Sollicitation</b>	$Mt_{max} = \text{KN} \cdot \text{m}$	$Mt_{max} = \text{KN} \cdot \text{m}$
	$Ma_{max} = \text{KN} \cdot \text{m}$	$Ma_{max} = \text{KN} \cdot \text{m}$
	$T_{max} = \text{KN}$	$T_{max} = \text{KN}$

-ferrailage et de vérification :

Tableau III.21:Ferrailage et les vérifications

	$A_s$	Choix de nombres des barres	Vérification a l'ELU		Vérification a l'ELS
			$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ MPa	$\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser}$ MPa	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ MPa
<b>Travée</b>	4,78	6HA12 $A_{ad}=6,79$	C.V $0,24 \leq 3,33$	C.V $1,74 \leq 3,15$	C.V $5,70 \leq 15$
<b>appuis</b>	3,13	5HA10 $A_{ad}=3,93$			C.V $4,65 \leq 15$



- Schémas de ferrailage :

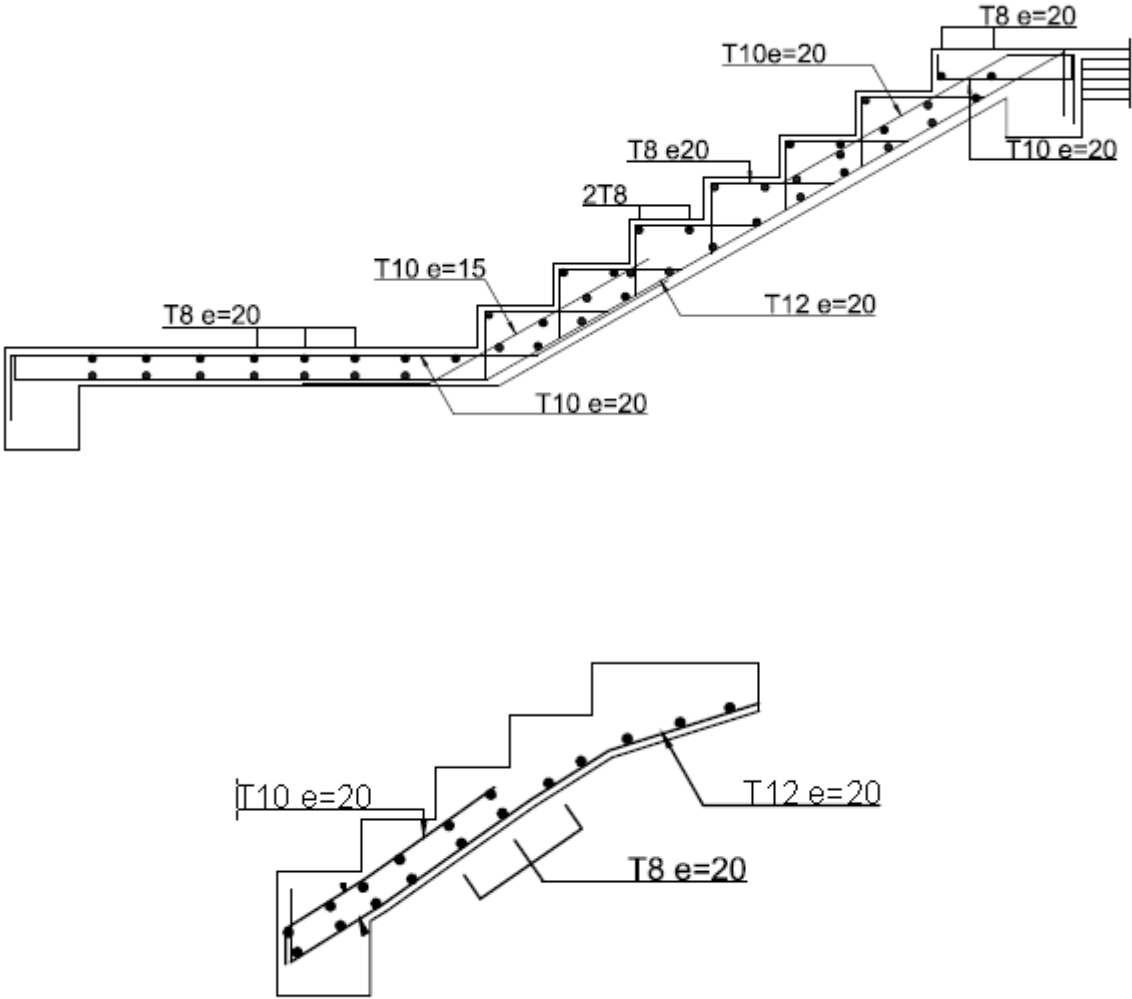


Figure III.22: Schéma de ferrailage de l'escalier

### III.5. ETUDE DE LA POUTRE PALIERE

#### III.5.1 INTRODUCTION

Etant donné que l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera **brisée** partiellement encastree dans les poteaux.

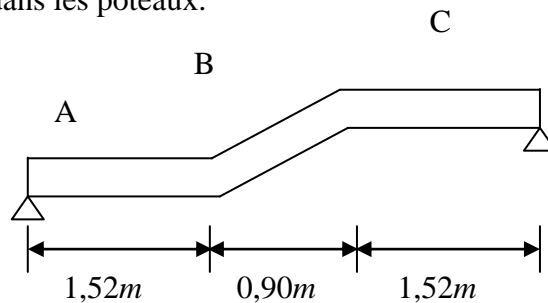


Figure III.23: Schéma statique

#### III.5.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE PALIERE

Selon le **BAEL91**, les dimensions de la poutre sont :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Rightarrow 24,33cm \leq h \leq 36,5cm$$

$$0,3h \leq b \leq 0,6h \quad \Rightarrow 10,50cm \leq b \leq 21cm$$

Le **RPA99** préconise :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 35 \text{ cm.} \\ b \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4. \end{array} \right.$$

Nous prenons :  $h = 35 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$ .

**Poutre palière : (30x35) cm<sup>2</sup>.**

La poutre palière est calculée à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

#### III.5.3. CHARGEMENT DE LA POUTRE PALIERE

1- La poutre palière est soumise à :

Charge d'exploitation  $Q = 2,5 \text{ KN/m}$

Parties A et C :  $25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$

Partie B :  $25 \times 0,30 \times 0,35 \times \frac{1}{\cos 36,86} = 3,28 \text{ KN/ml}$

2- Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier :

▪ ELU :  $R_b = 27,93 \text{ KN/ml}$

▪ ELS :  $R_b = 20,06 \text{ KN/ml}$

III.5.4. COMBINAISON DE CHARGE

L'ELU :

$$q_u = 1,35 (G_{A-c}) + Rb = 1,35(2,625) + 27,93 = 31,47 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1,35 (G_B) + Rb = 1,35(3,28) + 0 = 4,43 \text{ KN/m}$$

L'ELS :

$$q_{ser} = (G_p) + Rb = (2,625) + 20,06 = 22,68 \text{ KN/m}$$

$$q_u = (G_B) + Rb = (3,28) + 0 = 3,28 \text{ KN/m}$$

III.5.5. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

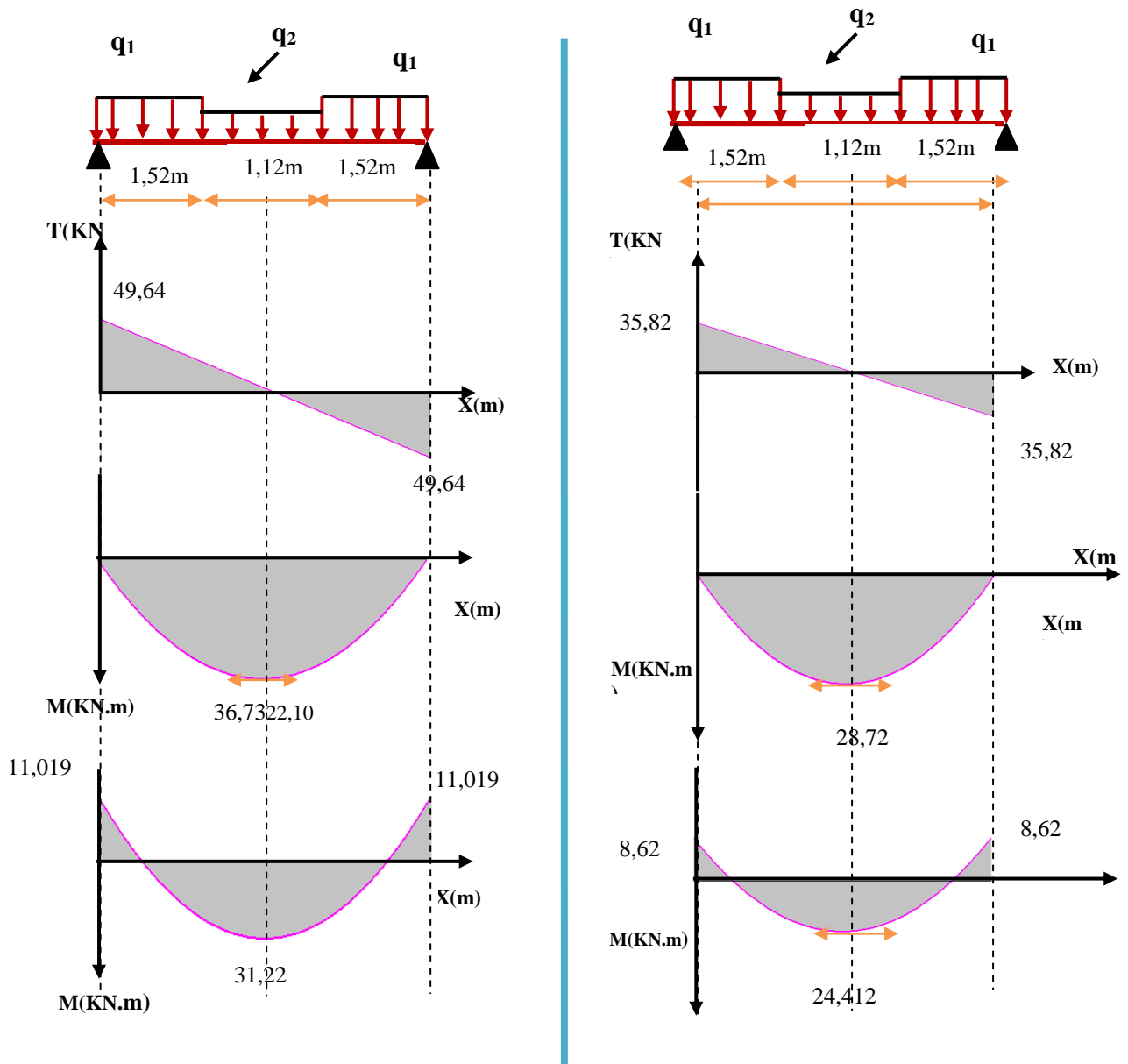


Figure III.24: Diagrammes des sollicitations escalier étage entr-sol (ELU ; ELS)

**III.5.6. CALCUL DES ARMATURES**

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

$$M_{\max}^a = 11,019 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}^t = 31,22 \text{ KN.m}$$

**Sur appui :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,019 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,32^2 \times 14,20} = 0,025 \leq 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right) = 0,032$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,28 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{11,019 \times 10^{-3}}{0,28 \times 348} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3HA12** de section **3,39 cm<sup>2</sup>/m**

**En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{31,22 \cdot 10^{-3}}{0,30 \times 0,32^2 \times 14,20} = 0,031 \leq 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right) = 0,039$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,31 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{31,22 \times 10^{-3}}{0,31 \times 348} = 2,89 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,89 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3HA12** de section **3,39 cm<sup>2</sup>/m**

**Section d'armatures transversals:**

$$\phi = \min \begin{cases} h/35 = 1 \text{ cm} \\ b/10 = 3 \text{ cm} \\ \phi_{\ell} = 1,2 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit  $\phi = 8 \text{ mm}$

Choix :  $4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

**III.5.7. VERIFICATIONS****a- Condition de non fragilité :(Art A.4.2 /BAEL91)**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23.1.(0,32).(2,1)}{400} = 1,16\text{cm}^2$$

Sur appui:  $A_s=3,39\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 1,16\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

En travée:  $A_s=3,39\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 1,16\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

**b- Vérification de l'effort tranchant : (Art.A.5.1,1/ BAEL91)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 2,5\text{MPa} \right) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{49,64 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,52 < 2,5 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

**c- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

**(Art A 6.BAEL/91)**

Il faut vérifier que :

$$\bar{\tau}_{ser} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$$V_u^{\max} = 49,64\text{KN}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 12 = 188\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{49,64 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 157} = 0,92 \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_{ser} = 0,92\text{MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15\text{MPa} \quad \text{C.V}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

**d- Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(Art 7.5.2.1/RPA2003):**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.

$$A_s \text{ Totale} = 3HA12 + 3HA12 = 6,78 \text{ cm}^2 > 0,005 \times b \times h = 5,25 \text{ cm}^2 \text{ C.V}$$

**e- Contrainte de compression dans le béton :**

**(La fissuration est peu nuisible)**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé :  $\sigma_{bc} = K.Y \quad K = \frac{M_{ser}}{I}$

Tableau III.22: Vérification des contraintes

Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obser
Travée	24,412	3,39	8,85	34183,20	6,32	15	C.V
Appuis	8,616	3,39	8,85	34183,20	2,23	15	C.V

**f- Vérification de la flèche :**

Etat limite de déformation (la flèche):(Art B.6.5.2 de BAEL 91 modifier99).

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

**Avec :** L : la portée entre nus d'appui.

M : moment maximum en travée.

M<sub>0</sub> : moment isostatique.

A<sub>s</sub> : section d'armature tendue correspondante.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{380} = 0,092 > \frac{1}{16} = 0,062 \quad \text{CV}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{30 \times 32} = 0,0035 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{\ell} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_s} \Rightarrow \frac{35}{380} = 0,092 > \frac{1 \times 24,41}{10 \times 28,72} = 0,085 \quad \text{CV}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

III.5.8. SCHEMAS DE FERRAILLAGE

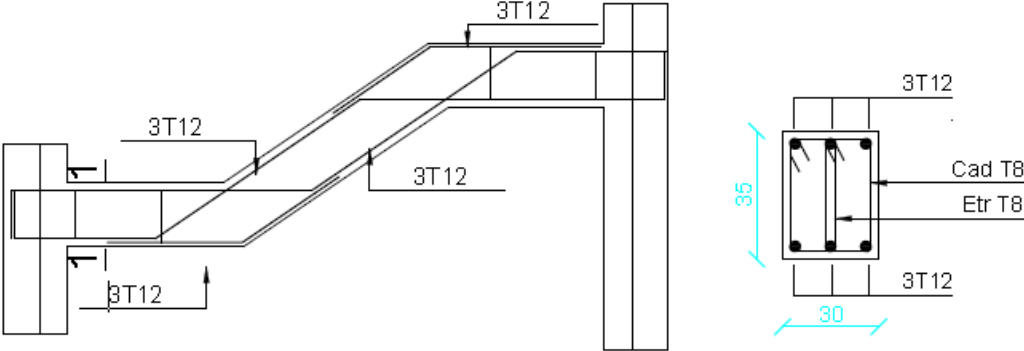


Figure III.25: Ferrailage de la poutre palière

**III.6. BALCONS****III.6.1. INTRODUCTION**

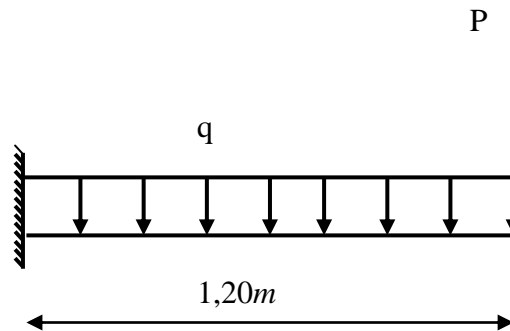
Le bâtiment contient deux balcons pour chaque appartement. Le balcon est assimilé à une console en béton armée, encadrée à son extrémité de longueur de **1,20m** et d'épaisseur de **15 cm**. Le calcul se fait à la flexion simple en considérant une bande de **1m**.

**III.6.2. EVALUATION DES CHARGES**

Charges permanentes :  $G_1 = 5,49 \text{ KN/ m}^2$ .

Surcharges sur le balcon :  $Q_1 = 3,5 \text{ KN/ m}^2$ .

Charges de garde-corps (en maçonnerie) :  $G_2 = 1,30 \text{ KN/ m}^2$

**III.6.3. SCHÉMA STATIQUE****III.6.4. COMBINAISON DES CHARGES**

**Figure III.26:** Schéma statique

**a- Combinaisons de charges:**

**L'ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,49 + 1,5 \times 3,5 = 12,66 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1,35 \times G_2 = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/m}$$

**L'ELS:**

$$q_s = G + Q = 5,49 + 3,5 = 8,99 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 1 \times G_2 = 1 \text{ KN/m}$$

**b- Calcul des efforts internes :****b-1 Le calcul des réactions et des moments :**

**ELU :**

$$\sum F_V = 0 \quad R_A = P_u + q_u \times l$$



$$R_A = 1,35 + 12,66 \times 1,2 = 16,54 \text{ KN}$$

$$R_A = 16,54 \text{ KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \quad M_A = -P_u \times l - q_u \times \frac{l^2}{2}$$

$$M_A = -1,35 \times 1,2 - 12,66 \frac{(1,2)^2}{2} = -10,73 \text{ KN.m}$$

$$M_A = -10,73 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$\sum F_V = 0 \quad R_A = P_s + q_s \times l$$

$$R_A = 1 + 8,99 \times 1,2 = 11,78 \text{ KN}$$

$$R_A = 11,78 \text{ KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \quad M_A = -P_s \times l - q_s \times \frac{l^2}{2}$$

$$M_A = -1 \times 1,2 - 8,99 \times \frac{(1,2)^2}{2} = -7,67 \text{ KN.m}$$

$$M_A = -7,67 \text{ KN.m}$$

**b-2 les moments et les efforts tranchants :**

**ELU :**  $0 \leq x \leq 1,2$

$$\sum F_V = 0 \quad T = R_A - q_u \times \frac{x^2}{2}$$

$$T = 16,54 - 6,33 \times x^2$$

$$\begin{cases} T(0) = 16,54 - 6,33 \times (0)^2 = 16,54 \text{ KN} \\ T(1,2) = 16,54 - 6,33 \times (1,2)^2 = 7,42 \text{ KN} \end{cases} \quad \begin{cases} T(0) = 16,54 \text{ KN} \\ T(1,2) = 7,42 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M /_0 = 0 \quad M = M_A + R_A x - q_u \frac{x^2}{2} = 0$$

$$\begin{cases} M(0) = -10,73 + 16,54(0) - 6,33(0)^2 = -10,73 \text{ KN.m} \\ M(1,2) = -10,73 + 16,54(1,2) - 6,33(1,2)^2 = -0,002 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-La présentation des efforts et des moments :

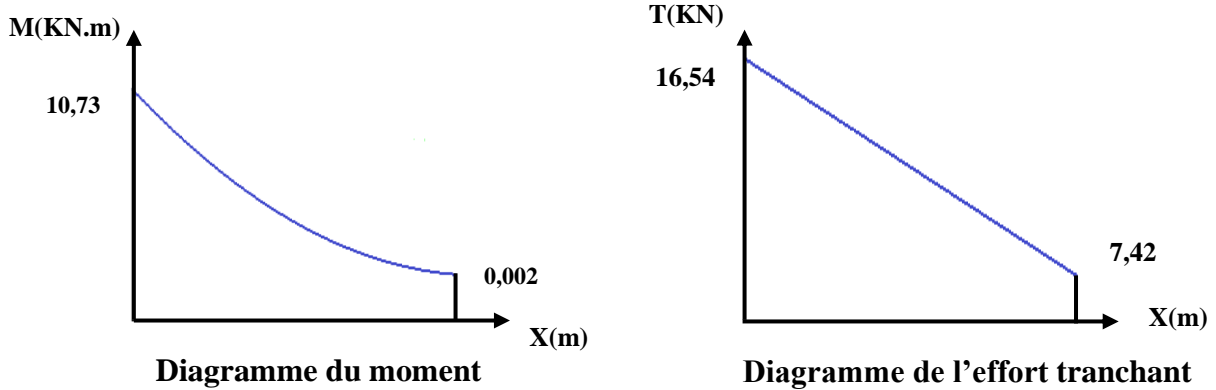


Figure III.27: Diagramme du moment et de l'effort à L'ELU

**ELS :**  $0 \leq x \leq 1,2$

$$\sum F_v = 0 \quad T = R_A - q_s \times \frac{x^2}{2}$$

$$T = 11,78 - 4,49 \times x^2$$

$$\begin{cases} T(0) = 11,78 - 4,49 \times (0)^2 = 11,78 \text{KN} \\ T(1,2) = 11,78 - 4,49 \times (1,2)^2 = 5,31 \text{KN} \end{cases} \quad \begin{cases} T(0) = 11,78 \text{KN} \\ T(1,2) = 5,31 \text{KN} \end{cases}$$

$$\sum M /_0 = 0 \quad M = M_A + R_A x + q_u \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = -7,67 + 11,78(0) - 4,49(0)^2 = -7,67 \text{KN.m} \\ M(1,2) = -7,67 + 11,78(1,2) - 4,49(1,2)^2 = -0,01 \text{KN.m} \end{cases}$$

-La présentation des efforts et des moments :

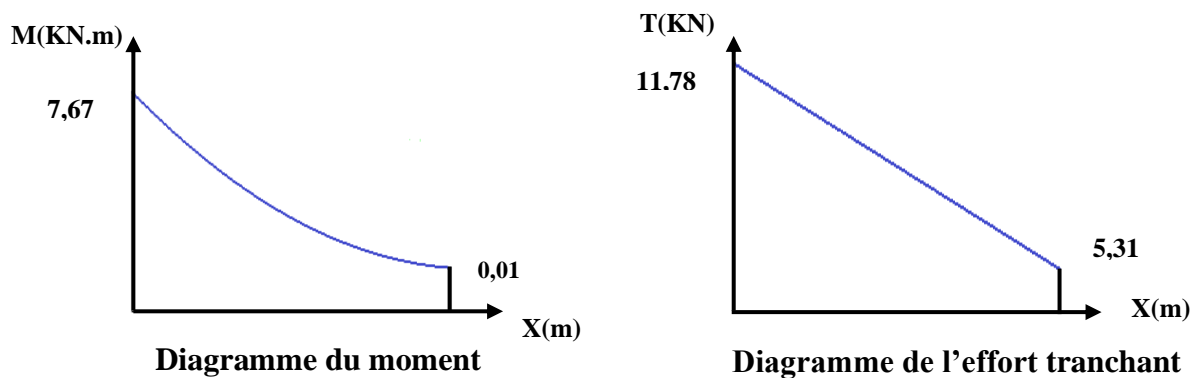


Figure III.28: Diagramme du moment et de l'effort à L'ELS

**III.6.5. Calcul du ferrailage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...). Le calcul effectuera donc à l'ELS et l'ELU.

**a- Armature longitudinale**

$$b = 1m \ ; h = 15cm \ ; d = 0,9h = 13cm \ ; M_u = 10,73KN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{10,73 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,16} = 0,044 \leq 0,392 \Rightarrow \text{Pas d'armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right) = 0,056$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,127m$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{10,73 \times 10^{-3}}{0,127 \times 348} = 2,42cm^2$$

$$A_s = 2,42cm^2$$

On adopte : **5HA10** de section **3,93 cm<sup>2</sup>/ml**.

Avec :  $S_t = 20cm$ .

**b- Armature de répartition :**

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98cm^2$$

On adopte : **4HA8** de section **2,01 cm<sup>2</sup>/ml**.

**III.6.6. Vérifications:****a. Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,56cm^2$$

$$A_{\max}(A_{cal} ; A_{\min}) = 2,42cm^2$$

Choix : 5T10 = 3,93 cm<sup>2</sup> avec :  $Esp = 20cm$ .

**b. disposition d'armature :**

-Armature longitudinale :

$$S_t \leq \min(3h; 33cm) = \min(45cm; 33cm) = 33cm$$

Avec :

$h$  : l'épaisseur du balcon = 15cm

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \quad \Rightarrow CV$$

**-Armature de répartition :**

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

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \quad \Rightarrow CV$$

**c. Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{16,54 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,12\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**d. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91Art6.1.3)**

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{ij} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Avec : } \psi = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$V_{u\max} = 16,54\text{KN}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 1 = 15,70 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{16,54 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 157} = 0,90 < 3,15\text{MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**e. Vérification de l'E.L.S:**

On considère que la fissuration est préjudiciable.

**e.1 Vérification des contraintes:**

**\*Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

Dans le béton on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{SER}}{I} \times Y$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2 \quad n = 15$$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bd}{7,5A_s}} - 1 \right]$$

**\*Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

Dans l'acier en doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right] = 201,6 [MPa].$$

$$\bar{\sigma}_s = 15 \frac{M_{SER}}{I} \times (d - Y)$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

Tableau III.23: Vérification des contraintes du balcon

$M_{ser}(KN.m)$	$A_s$ ( $cm^2$ )	$Y$ ( $cm$ )	$I$ ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc}$ ( $MPa$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$ ( $MP$ )	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
7,67	3,93	3,36	6742,63	3,82	vérifiée	164,48	vérifiée

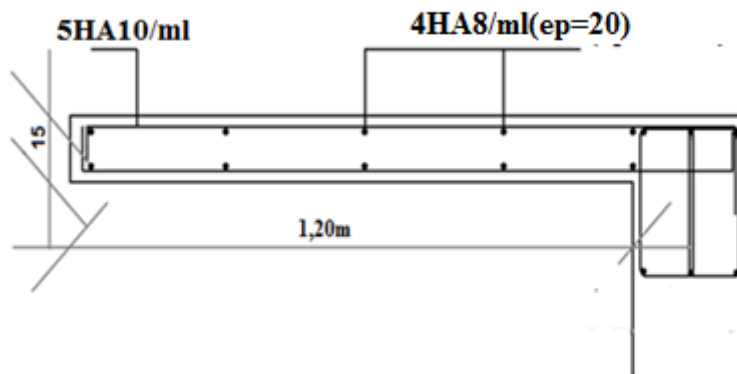
**e.2 Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{0,15}{1,2} = 0,125 \geq \frac{1}{16} \quad CV$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad CV$$

$$\frac{h}{\ell} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0} \quad \Rightarrow \quad \frac{0,15}{1,2} = 0,125 > \frac{1 \times 7,67}{10 \times 7,67} = 0,1 \quad CV$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



**Figure III.29:** Schéma de ferrailage de balcon

III.7. ETUDE DE LA DALLE MACHINE

III.7.1. INTRODUCTION

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement (des personnes ou des chargements) aux différents étages d'un bâtiment.

Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

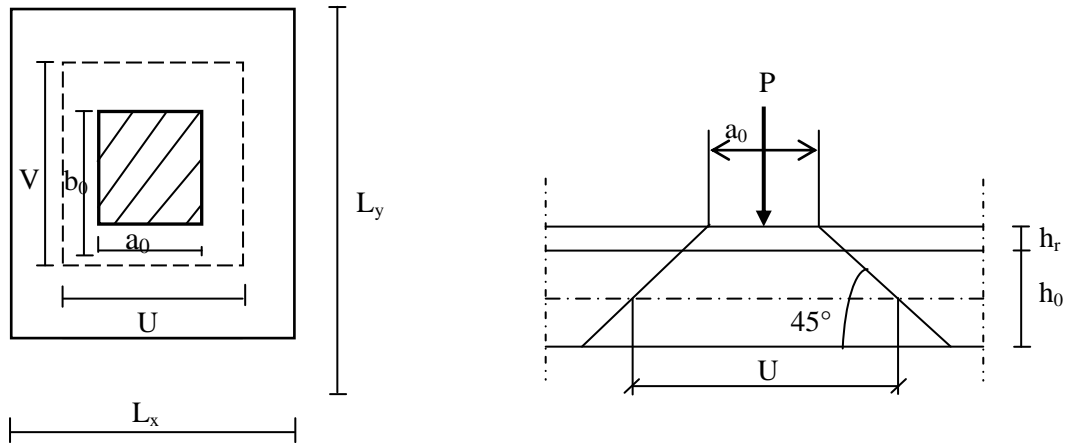


Figure III.30: Répartition de la charge localisée sur la dalle de la salle machine

III.7.2. PRÉDIMENSIONNEMENT

La dalle est une dalle pleine

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{130}{30} = 4,33cm.$$

Le R.P.A impose que  $h_{min} = 12cm$ . Donc on prend  $h_t = 15cm$ .

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{130}{145} = 0,89 \quad \text{et } 0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle porte sur les deux sens.}$$

Avec :

$h_0$  : Epaisseur de la dalle ( $h_0 = 15\text{ cm}$ )

$e$  : Epaisseur du revêtement ( $e=5cm$ )

$p$  : la charge concentrée

$k = 1$ , car les revêtements est aussi solide que le béton.

$$a_0 = b_0 = 80cm$$

$\nu$  : coefficient de Poisson.

On doit calculer la surface d'impact  $U \cdot V$  :

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2ke \\ V = b_0 + h_0 + 2keb_0, \end{cases} \quad \begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions // à } L_x. \\ V \rightarrow \text{Dimensions // à } L_y. \end{cases}$$

$$a_0 = b_0 = 80 \text{ cm}$$

$e = 5 \text{ cm}$  épaisseur de revêtement.

$$\begin{cases} U = 105 \text{ cm} \\ V = 105 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} l_x = 130 \text{ cm.} \\ l_y = 145 \text{ cm.} \end{cases}$$

### III.7.3. DÉTERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES

#### Détermination les charges réparties

- Dalle en béton armé :

$$\begin{cases} G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) = 4,85 \text{ KN/m}^2. \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

- Poids de la dalle machine supportée.....60,00 KN/m<sup>2</sup>

#### Combinaison des charges :

**L'ELU** : ( $v = 0$ )

$$q_u = (1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1) = 8,05 \text{ KN/m}^2$$

Système de levage :

$$q_u = 1,35 \times 60 = 81 \text{ KN.}$$

**L'ELS** :  $v = 0,2$

$$q_s = (4,85 + 1) = 5,85 \text{ KN/m}$$

Système de levage :

$$q_s = 60 \text{ KN.}$$

### III.7.4. CALCUL DES EFFORTS

#### A. Evaluation des moments a l'ELU:

a.  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  dus au système de levage :

$$M_{x1} = q_u \cdot M_1$$

$$M_{y1} = q_u \cdot M_2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,30}{1,45} = 0,9$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{130} = 0,807 \quad \frac{V}{L_y} = \frac{105}{145} = 0,724$$

A partir des abaques de PIGEAUD on a :  $M_1 = 0,062$ ;  $M_2 = 0,052$

$$M_{x1} = Q_u \cdot M_1 = 81 \times 0,062 = 5,022 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = Q_u \cdot M_2 = 81 \times 0,052 = 4,21 \text{ KN.m.}$$

b.  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle:

$$\rho = 0,8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot Q_u \cdot l_x^2 = 0,0528 \times 8,05 \times 1,3^2 = 0,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0,8502 \times 0,72 = 0,61 \text{ KN.m}$$

c. **superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,022 + 0,72 = 5,74 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,21 + 0,61 = 4,82 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leur affectant les coefficients 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

$$M_{X \text{ app}} = - 0,30M_x$$

$$M_{Y \text{ app}} = - 0,30M_y$$

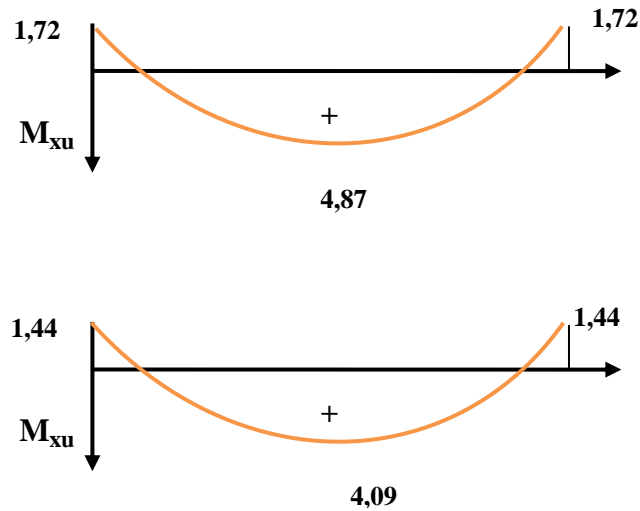
$$M_{X \text{ tra}} = 0,85M_x$$

$$M_{y \text{ tra}} = 0,85M_y$$

Tableau III.24: Les moments dans les travées et les appuis

	Sens	Zone	Moments(KN.m)
ELU	X-X	surappuis	1,72
		En travée	4,87
	Y-Y	surappuis	1,44
		En travée	4,09



**d. Diagrammes des moments L'ELU :****Figure III.31:** Diagrammes des moments à L'ELU**B. Evaluation des moments a l'ELS:****a.**  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  dans le système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = q_s(M_1 + v M_2) \\ M_{y1} = q_s(M_2 + v M_1) \end{cases}$$

Avec :

 $M_1$  et  $M_2$  sont déterminés à partir des rapports :

$$M_1 = 0,062, M_2 = 0,052$$

$$v = 0,2, q_s = 60 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 60 (0,062 + 0,2 (0,052)) = 4,34 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = 60 (0,052 + 0,2 (0,062)) = 3,86 \text{ KN.m.}$$

**b.**  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :

$$\rho = 0,8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0528 \times 5,85 \times 1,3^2 = 0,52 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0,8502 \times 0,52 = 0,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

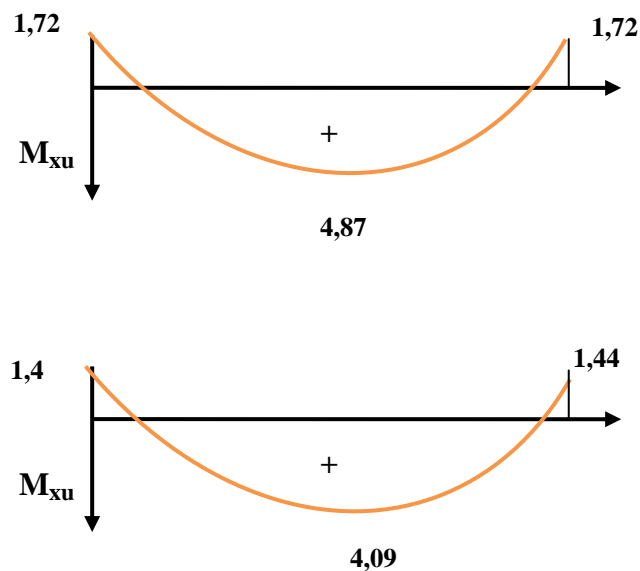
**c. Superposition des moments :**

$$M_x = 4,34 + 0,52 = 4,86 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 3,86 + 0,44 = 4,30 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Tableau III.25: Les moments dans les travées et les appuis

	Sens	Zone	Moments(KN.m)
<b>ELS</b>	X-X	surappuis	1,45
		En travée	4,13
	Y-Y	surappuis	1,29
		En travée	3,65

**d. Diagrammes des moments L'ELS :****Figure III.32:** Diagrammes des moments à L'ELS**III.7.5. FEERRAILLAGE DE LA DALLE**

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section  $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$  qui travaille en flexion simple.

Tableau III.26: Ferrailage longitudinal et transversal à l'ELU

Panneau	Sens X-X		Sens Y-Y	
	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
$M_u$ (KN.m)	4,87	1,72	4,09	1,44
$A_s'$ (cm <sup>2</sup> /ml)	0	0	0	0
$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	1,09	0,38	0,91	0,32
Espacement	20	20	20	20

**a- Vérification de la condition de non fragilité :**

- Sens x-x :

$$\rho_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow \frac{A_{x\min}}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2}$$

Avec :  $\delta_0 = 0,0008$  pour HAFeE400

$$A_{x\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{3 - \frac{130}{145}}{2} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

 $A_s = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{\min} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$  Condition non vérifiée.

- Sens y-y :

$$\rho_y \geq \rho_0 \Rightarrow \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0$$

$$A_{y\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

 $A_s = 0,38 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{\min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$  Condition non vérifiée**Conclusion :**(ferrailage adoptes)

- En travée :

$$A_{\text{adp}} = \max (A_{\text{cal}} ; A_{X\min} ; A_{Y\min}) = 1,26 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA 10= 3,93 cm<sup>2</sup>**

- En appuis :

$$A_{\text{adp}} = \max (A_{\text{cal}} ; A_{X\min} ; A_{Y\min}) = 1,26 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA 10= 3,93 cm<sup>2</sup>****b-Espacement :**

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

Avec :

$h$  : l'épaisseur de la dalle  $h=15\text{cm}$

$$S_i = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend : **St=20cm**

### c-Vérification au poinçonnement : (BAEL91/Art : A.5.2.42)

$$q_u \leq 0,045 \cdot \mu_i \cdot h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$q_u$  : La charge de calcul à l'ELU

$h$  : Epaisseur totale de la dalle

$\mu_i$  : Périmètre du rectangle d'impact au niveau de la feuille moyenne de la dalle.

$$\mu_i = 2(U + V) = 2(1,05 + 1,05) = 4,20\text{m}$$

$$q_u = 1,35 \times 60 = 81 \text{ KN}$$

$$q_u < \frac{0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 472,50 \text{ KN} \rightarrow \text{C.V.}$$

### d-Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge, on doit vérifier que :

$$U = V \rightarrow V = \frac{q_u}{2a + b} = \frac{81}{2 \times 1,30 + 1,45} = 20 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,153 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} > \tau = 0,153 \text{ MPa} \text{ C.V.}$$

### e-Vérification de compression dans le béton ELS :(La fissuration est peu nuisible)

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = k \cdot y$ )  $K = \frac{M_{SER}}{I}$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Tableau III.27: Vérification des contraintes sens( x-x )et( y-y).

	Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	- σ <sub>bc</sub> (MPa)	Obser
X	Appui	1,45	2,01	3844,82	2,51	0,94	15	C.V
	travée	4,13	2,01	3844,82	2,51	2,69	15	C.V
Y	Appui	1,29	2,01	3844,82	2,51	0,84	15	C.V
	travée	3,65	2,01	3844,82	2,51	2,38	15	C.V

### III.8. SCHEMAS DE FERRAILLAGE

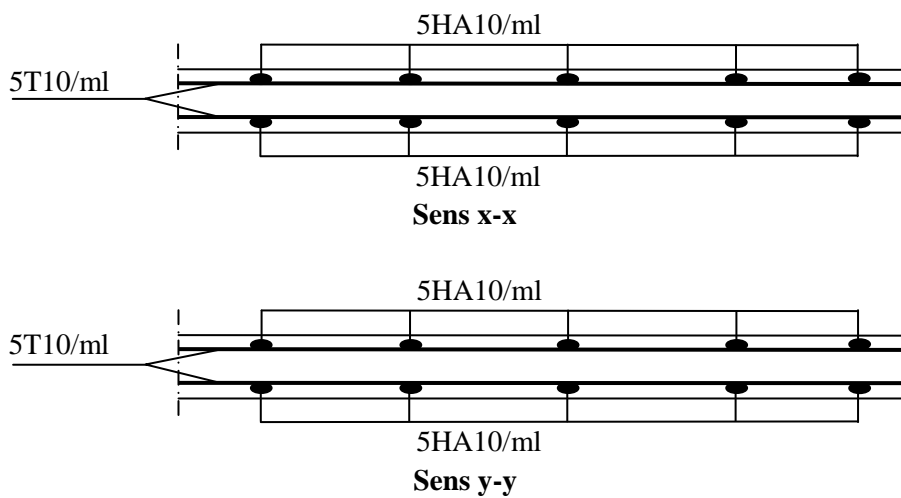


Figure III.33: Schéma de ferrailage de la dalle