

## **Etude des planchers**

---

### IV-1. Introduction:

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

Supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations;

Transmettre les charges aux éléments porteurs (poteaux, murs, voiles);

Assurer l'isolation thermique(en particulier pour les locaux situés sous la terrasse ou ceux situés sur vide sanitaire) et acoustique (étanchéité au bruit) entre les différents étages;

Rigidifier la structure et participer à la résistance (répartition des efforts horizontaux) ;

On peut distinguer deux grandes classes de planchers:

Les planchers coulés sur place ou planchers << dits traditionnels>>;

Les planchers préfabriqués, la préfabrication pouvant être totale ou partielle.

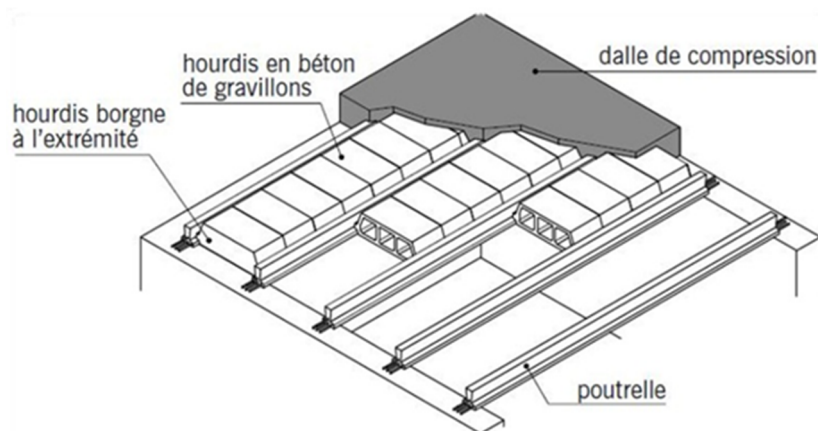
#### IV-1. 1. Planches à corps creux:

Le plancher à corps creux est utilisé dans tous dans les bâtiments et particulièrement ceux de d'habitation (surcharges modérées).

Le plancher est composé de corps creux, de poutrelles et d'une dalle de compression en béton armé de faible épaisseur (4 à 6 cm). Les corps creux ou hourdis sont généralement en béton (il existe des corps creux en produits rouges), ils sont disposés entre les poutrelles et servent de coffrage à la dalle coulée sur toute la surface du plancher;

Les poutrelles en béton armé (coulées sur place ou préfabriquées) ont la forme en << Té >> renversé, les armatures sont entièrement enrobées dans le béton;

La dalle de compression est armée d'un simple quadrillage d'armatures de compression (treillis soudé).



**Figure - IV- 1.** Le plancher à corps creux

**IV-1. 2. Dimensionnement du plancher:**

Nous avons un plancher à corps creux :

- 20 cm : Corps creux
- 04 cm : Dalle de compression

**IV-1. 2.1. Dimensionnement des poutrelles :**

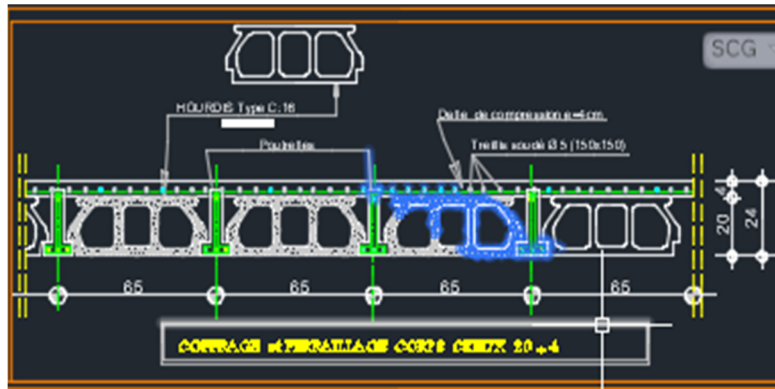


Figure - IV- 2. Coupe sur plancher

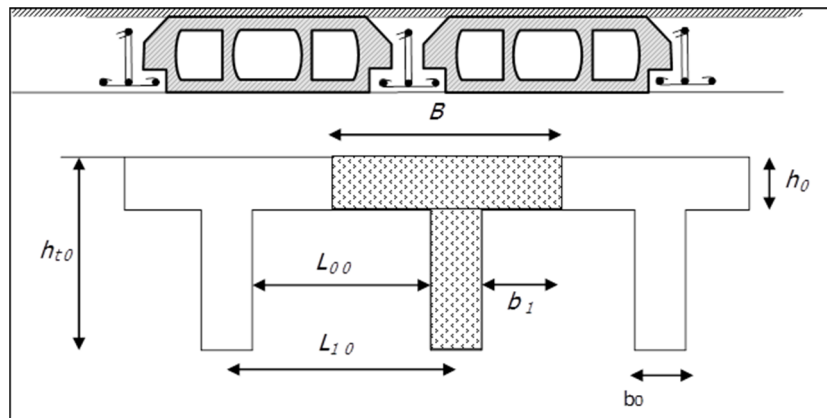


Figure - IV- 3. Plancher à corps creux

$h_f$	Hauteur de la nervure	$h_f = 20 + 4 = 24 \text{ cm}$
$h_0$	Hauteur de la dalle de compression	$h_0 = 4 \text{ cm}$
$b_0$	Largeur de la nervure	$b_0 = 12 \text{ cm}$
$L_0$	$L_0 = 2 \times b_1$	
$L$	La longueur max	$L = 4,85 \text{ m}$
$B$	Largeur de la poutrelle	$B = 2b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$
$H_f$	La hauteur du plancher	

Selon les règles B.A.E.L91

$$\left\{ \begin{array}{l} 20\text{cm} : \text{corps creux} \\ 4\text{cm} : \text{dalle de compression} \end{array} \right.$$

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Hauteur du plancher } h_t = 24 \text{ cm} \\ \text{Épaisseur de la dalle de compression } h_0 = 4 \text{ cm} \\ \text{Largeur de la nervure } b_0 = 12 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right.$$

$$\left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left( \frac{24}{485} = 0,049 > 0,0444 \right) \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{\text{ser}}}{15 \cdot M_{0\text{ser}}} \right) \Rightarrow \left( \frac{24}{485} = 0,049 > \frac{8,21}{15 \times 4,98} = 0,110 \right) \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\left( \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_c} \right) \Rightarrow \left( \frac{3,39}{12 \cdot 18} = 0,015 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 48,5 \text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$b = 65 \text{ cm}, b_0 = 12 \text{ cm}, h_0 = 4 \text{ cm}, h_t = 24 \text{ cm}$$

### IV- 3. Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le règlement BAEL 91 propose une méthode "Méthode Forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique dans le cas des constructions courantes.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode n'est pas applicable que si les conditions suivantes sont remplies :

- La charge d'exploitation  $Q \leq \max(2G; 5 \text{ kn}/\text{m}^2)$ .
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

- Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25 ( $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ ).
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

### IV- 3.1. Principe de calcul :

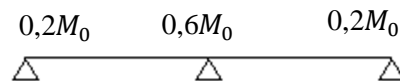
Les moments maximaux en travées et sur appuis sont fonction des moments fléchissant isostatiques "M0" de la travée indépendante.

Avec :

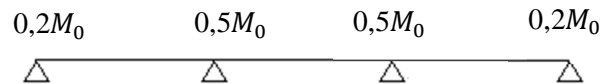
- M0 Le Moment maximal dans la travée indépendante.
- M<sub>t</sub> Le Moment maximale dans la travée étudiée.
- M<sub>w</sub> Le Moment sur l'appui gauche de la travée.
- M<sub>c</sub> Le Moment sur l'appui droit de la travée.
- α Le rapport suivant :  $\alpha = Q / (G+Q)$ .

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

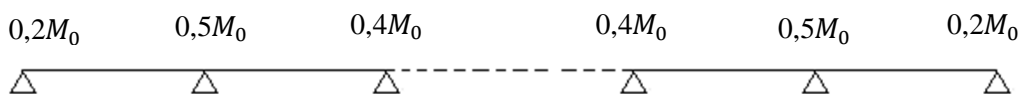
1. Cas de 2 travées :



2. Cas de 3 travées :



3. Cas de plus de 3 travées :



**Figure - IV- 4.**Schémas explicatifs.

- b) Principe de calcul de l'effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales. Le règlement B.A.E.L 91 prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié

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

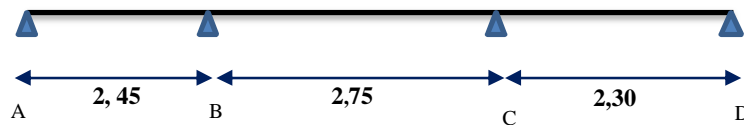
### IV- 3.2. Calcul des poutrelles :

#### 1. Type de poutrelles:

- Plancher RDC et étage courants

Dans notre cas, on a trois types de poutrelles :

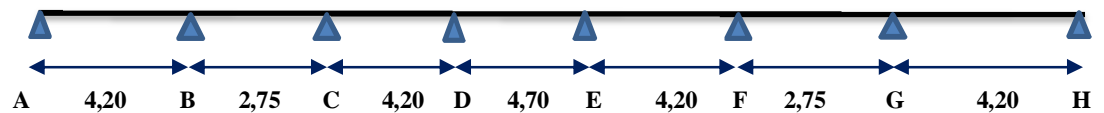
#### 1<sup>er</sup> Type :



#### 2<sup>ème</sup> Type :



#### 3<sup>ème</sup> Type :



#### 2. Les combinaisons de charges:

Plancher étage courant:

$$G = 5,44 \times 0,65 = 3,54 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{ult} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 6,24 \text{ KN/ml.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,51 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

#### – Plancher terrasse:

$$G = 6,04 \times 0,65 = 3,92 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,00 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{ult} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 6,27 \text{ KN/ml.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,58 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

**IV- 3.3. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire:**

1- La charge d'exploitations  $Q \leq \max(2 \times G; 5KN/m^2)$

**a- Plancher étage courant:**

$$Q = 0,97KN/m^2 < 2 \times G = 10,88 KN/m^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

**b - Plancher terrasse:**

$$Q = 0,65KN/m^2 < 2 \times G = 12,08 KN/m^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

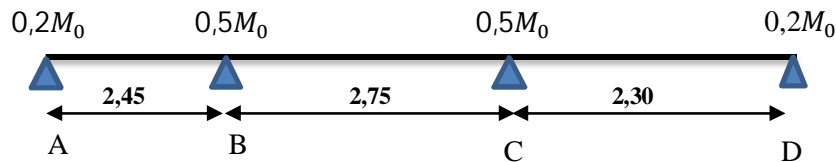
2 - Poutrelle à inertie constante condition vérifiée.

3 - Le rapport  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

$$0,8 \leq \frac{2,75}{2,45} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 \leq 1,12 \leq 1,25 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \frac{2,30}{2,75} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 \leq 0,83 \leq 1,25 \quad \text{condition vérifiée.}$$

4- Fissuration considérée comme étant non préjudiciable.

**IV- 4. Exemple de calcul :****IV- 4.1. Plancher RDC & étage courants :****IV- 4.2. Calcul des sollicitations que subit la poutrelle de type 1****Calcul des moments isostatiques:**

Avec :  $L_{AB} = 2,45 \text{ m}$ ,  $Q_{ult} = 6,24 \text{ KN/ml}$ .

$$M_{AB} = \frac{6,24 \times (2,45)^2}{8} = 4,68 \text{ KN.m}$$

$$L_{BC} = 2,75 \text{ m.}$$

$$M_{BC} = \frac{6,24 \times (2,75)^2}{8} = 5,89 \text{ KN.m}$$

$$L_{CD} = 2,30 \text{ m.}$$

$$M_{CD} = \frac{6,24 \times (2,30)^2}{8} = 4,12 \text{ KN.m}$$

**a/Calcul du coefficient  $\alpha$  :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,44} = 0,216$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3\alpha)M_0 = 1,06M_0 > 1,05M_0 \\ \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2}M_0 = 0,63M_0 \text{ pour les travées de rive.} \\ \frac{(1+0,3\alpha)}{2}M_0 = 0,53M_0 \text{ pour les travées intermédiaires.} \end{array} \right.$$

**b/Moments sur appuis: en valeur absolue:**

**Tableau: - IV- 1.** Les moments sur appuis Plancher étage courant

Appuis	1	2	3	4
$K_i \& M_{0i}$	$0,2M_{AB}$	$0,5M_{BC}$	$0,5M_{CD}$	$0,2M_{CD}$
$M_a$	0,93	2,94	2,94	0,82

**Moments sur appuis :**

$$M_A = 0,2M_{0AB} = 0,93 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,5\max(M_{0AB}; M_{0BC}) = 2,94 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,5(M_{0BC}; M_{0BC}) = 2,94 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0,2M_{0CD} = 0,82 \text{ kN.m}$$

**Moments en travée :**

Travée de rive : AB

- $M_{AB} = 4,68 \text{ KN.m}$
- $M_t = 1,06M_{AB} - \frac{M_A+M_B}{2} = 3,02 \text{ KN.m}$  on prend  $M_t = 3,02 \text{ KN.m}$
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{AB} = 2,94 \text{ KN.}$

Travée intermédiaire : BC

- $M_{BC} = 5,89 \text{ KN.m}$
- $M_t = 1,06M_{BC} - \frac{M_B+M_C}{2} = 3,30 \text{ KN.m}$  on prend  $M_t = 3,30 \text{ KN.m}$
- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{BC} = 3,12 \text{ KN.m}$

Travée de rive : CD

- $M_{CD} = 4,12 \text{ KN.m}$
- $M_t = 1,06M_{CD} - \frac{M_C+M_D}{2} = 2,48 \text{ KN.m}$  on prend  $M_t = 2,59 \text{ KN.m}$
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{CD} = 2,59 \text{ KN}$



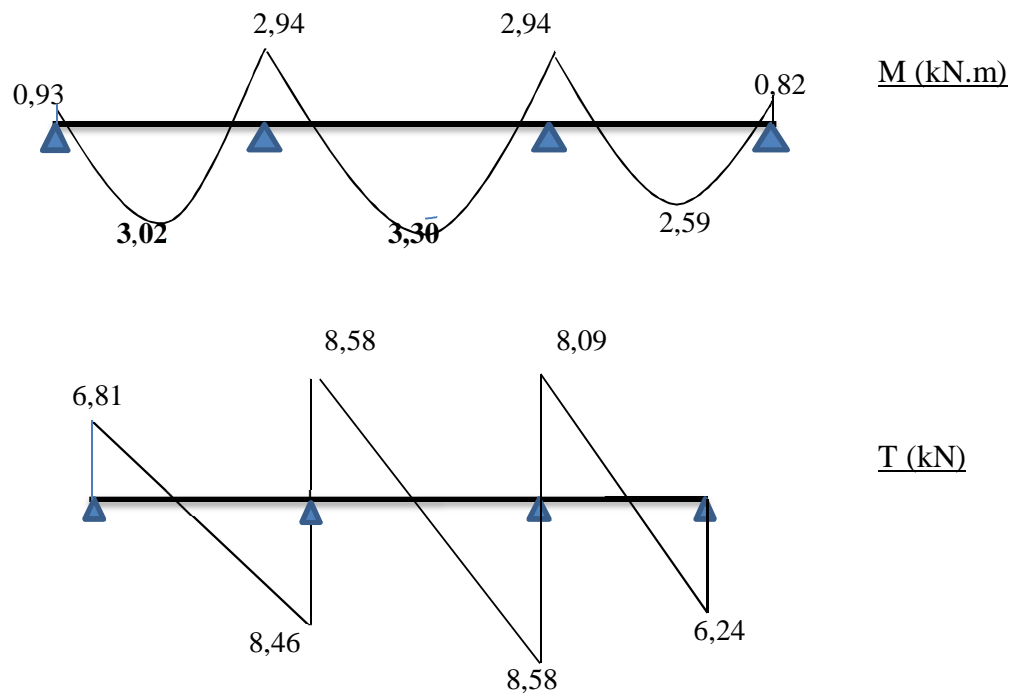
IV- 4.3. Les efforts tranchants:

$$T_w = \frac{(M_w - M_e)}{L} + \frac{Q_u l}{2} \quad T_e = \frac{(M_w - M_e)}{L} - \frac{Q_u l}{2}$$

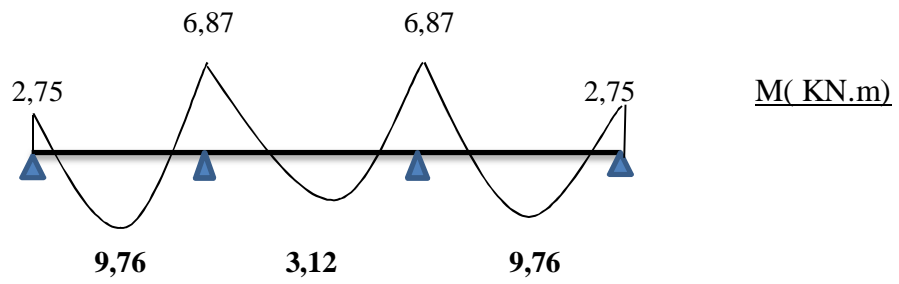
Tableau: - IV- 2. Les moments en travées / Les efforts tranchants

Travée	AB	BC	CD
$M_t$ (KN.m)	3,02	3,30	2,59
$T_w$ (KN)	6,81	8,58	8,09
$T_e$ (KN)	-8,46	-8,58	-6,24

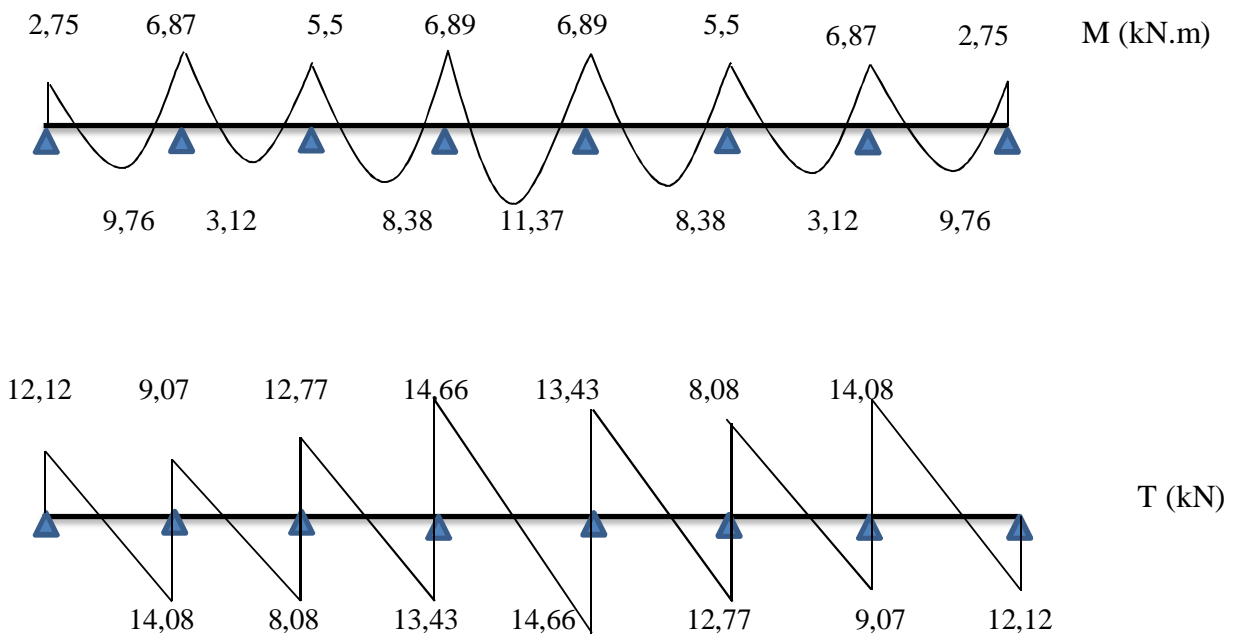
Type :1



Type :2



Type :3



**Figure : - IV- 5.** Diagramme des moments fléchissant [KN.m] et des efforts tranchants [KN]

– Plancher étage courant

Pour ce plancher les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles I'E.L.U et E.L.S

**Tableau: - IV- 3.** Les résultats obtenus (M en KN.m et T en KN) Plancher étage courant

Type de poutrelle	Travée	L(m)	ELU				ELS	
			$M_0$	$M_t$	$T_w$	$T_e$	$M_0$	$M_t$
01	AB	2,45	0,93	3,02	6,81	8,46	0,67	2,18
	BC	2,75	2,94	3,30	8,58	8,58	2,13	2,38
	CD	2,30	2,94	2,59	8,09	6,24	2,13	1,87
02	AB	4,20	2,75	9,76	12,12	14,08	1,98	7,06
	BC	2,75	6,87	3,12	8,58	8,58	4,97	2,25
	CD	4,20	6,87	9,76	14,08	12,12	4,97	7,06
03	AB	4,20	2,75	9,76	12,12	14,08	1,98	7,06
	BC	2,75	6,87	3,12	9,07	8,08	4,97	2,25
	CD	4,20	5,5	8,38	12,77	13,43	3,97	6,06
	DE	4,70	6,89	11,37	14,66	14,66	4,98	8,21
	EF	4,20	6,89	8,38	13,43	12,77	4,98	6,06
	FG	2,75	5,5	3,12	8,08	9,07	3,97	2,25
	GH	4,20	6,87	9,76	14,08	12,12	4,97	7,06

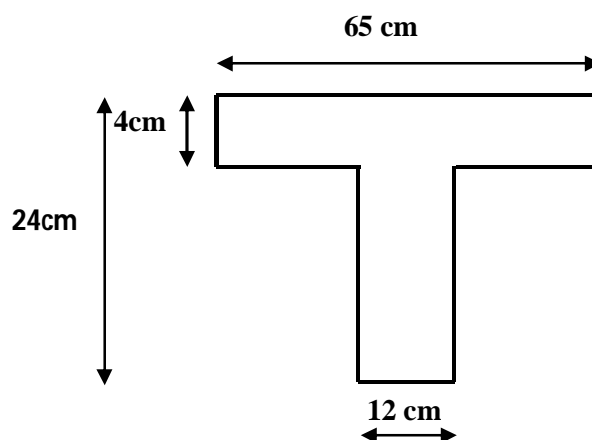
Les sollicitations maximales de calcul sont:

E.L.U:

- $M_{travée(max)} = 11,37 \text{ KN.m}$
- $M_{appui(max)} = 6,89 \text{ KN.m}$
- $T_{max} = 14,66 \text{ KN.m}$

E.L.S:

- $M_{travée(max)} = 8,21 \text{ KN.m}$
- $M_{appui(max)} = 4,98 \text{ KN.m}$



**Figure:IV.6.** Coupe transversale de poutrelle.

Données :

- Largeur de la poutrelle  $b=65$  cm.
- $b_0=12$ cm.
- Haute de la section  $h_t=24$  cm.
- Epaisseur de la table de compression  $h_0= 4$  cm.
- Hauteur utile  $d=0,9h_t= 21,6$  cm.
- Contrainte aciers longitudinaux utilisés  $f_e=400$  Mpa
- Contrainte aciers transversaux utilisés  $f_e= 235$  Mpa
- Contraint du béton à 28jours  $f_{c28}=25$  Mpa.
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28}=2,1$  Mpa.
- Fissuration non préjudiciable  $\sigma_{bc} = 14,17\text{Mpa}$  ;  $\sigma_c = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

#### IV- 4.4. Calcul des armatures longitudinales à L'E.L.U:

##### 1-En travée :

On calcule le moment de résistance de la table:

$$M_{tb} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 65 \times 04 \times 14,17 \times \left( 21,6 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 72,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(max)} = 11,37 \text{ KN.m} < 72,21 \text{ KN.m}$$

– Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire  $(b \times h_h) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$  soumise à soumise à  $M_{t(max)} = 11,37 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{11,37 \times 10^3}{14,17 \times (21,6)^2 \times 65} = 0,026 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,37 \times 10^3}{0,987 \times 21,6 \times 348} = 1,53 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité (section en Té):

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } I = b_0 \times \frac{ht^2}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \times ht + (b - b_0) \times h_0] \times V^2$$

$$V' = ht - V$$

$$V = \frac{b_0 \times h^2 + (b - b_0) \times h_0^2}{2[b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0]}$$

$$V = \frac{12 \times (24)^2 + (65 - 12) \times (4)^2}{2[12 \times 24 + (65 - 12) \times 4]} = 7,76 \text{ cm}$$

$$I = 12 \times \frac{(24)^2}{3} + (65 - 12) \times \frac{4^3}{3} - [12 \times 24 + (65 - 12) \times 4] \times (7,76)^2 = 26674,13 \text{ cm}^4$$

$$V' = 24 - 7,76 = 16,24 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{26674,13}{0,81 \times 24 \times 16,24} \times \frac{2,1}{400} = 0,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 1,53 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,44 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

– On prend : 3T12 ;  $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

Sur appuis:

– La section de calcul est une section rectangulaire de dimension  $(b_0 \times h) = (12 \times 24) \text{ cm}^2$

– Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6,89 \times 10^3}{12 \times 21,6^2 \times 14,17} = 0,086 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,086 \rightarrow \beta = 0,955 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,89 \times 10^3}{0,955 \times 21,6 \times 348} = 0,95 \text{ cm}^2$$

Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{26674,13}{0,81 \times 24 \times 7,76} \times \frac{2,1}{400} = 0,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 0,95 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,92 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

Le choix : 1T10 filante + 1T10 chapeau ;  $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

**Sur appui de rive :**

La section calculée est une section rectangulaire de dimension  $(12 \times 24) \text{ cm}^2$ .

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,75 \times 10^3}{12 \times 21,6^2 \times 14,17} = 0,034 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,75 \times 10^3}{0,983 \times 21,6 \times 348} = 0,37 \text{ cm}^2$$

– Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V' \times f_e} = \frac{26674,13 \times 2,1}{0,81 \times 24 \times 16,24 \times 400} = 0,44 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 0,37 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,44 \text{ cm}^2$  ..... Condition non vérifiée ;  $A_s \geq 0,44 \text{ cm}^2$

On prend : 1T10 ;  $A_s = 0,79 \text{ cm}^2$

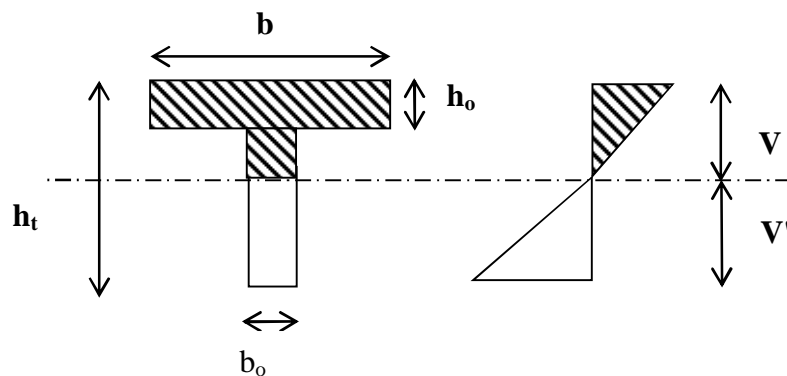


Figure - IV.7 - Diagramme des contraintes à E.L.S

#### IV- 4.5. Vérification des contraintes à I.E.L.S:

$$M_{t (ser)} = 8,21 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre:

Soit "y" la distance entre le centre de gravité de section homogène "s" et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{b \times y^2}{2} + \eta \times A'(y - c') - \eta \times A \times (d - y) = 0$$

$$b = 65\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0.$$

$$32,50 \times y^2 - 15 \times 1,57 \times (d - y) = 0$$

$y = 4,55\text{cm}$  L'axe neutre tombe dans la table de compression.



**Calcul des espacements:**

$$s_t \leq \min(0,9d; 40cm) \left. \vphantom{s_t} \right\} s_t \leq 19,44cm$$

$$s_t \leq (19,44; 40cm)$$

**La section des armatures transversales:**

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u \times (h/2) - 0,3K \times f_{ij}^*}{0,9 \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

K=1 (fissuration non préjudiciable).

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left( \tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) \right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

$k = 1 ; f_{tj} = 2,1 MPa ; \alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235 MPa ; \gamma_s = 1,15$

$$\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left( \frac{h}{2} \right)}{b_0 d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant  $T_u \left( \frac{h}{2} \right)$  par la méthode des triangles semblables.

$f_{ij}^* \min(2,1; 3,3) = 2,1 MPa$

$\alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$f_e = 235 MPa ; \gamma_s = 1,15.$

$$\tau_u \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left( \frac{h}{2} \right)}{b_0 \times d}$$

Calcule la valeur de l'effort tranchant  $T_u(h/2)$  par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \times (h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u \times \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{T_{max} [X - (h/2)]}{X}$$

– Calcule la distance X

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L}$$

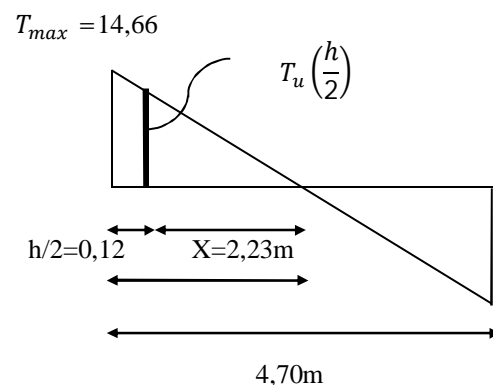
$$X = \frac{4,70}{2} + \frac{6,89 - 6,89}{6,24 \times 4,70} = 2,35 m$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,24}{2} = 0,12 m$$

$$T_u \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{14,66 \times (2,35 - 0,12)}{2,35} = 13,91 kN$$

$$\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{13,91 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,216} = 0,53 MPa$$

$$\tau_u \left( \frac{h}{2} \right) = 0,53 MPa.$$





$$\frac{At}{b_0 \times s_t \times \gamma_{ls}} \geq \frac{\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) - 0,3K \times f_{ij}^*}{0,9 \times (\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{At}{St}\right)_{cal} \geq \frac{(0,53 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = -6,52 \times 10^{-3} \text{ cm} \quad (2)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales:

$$\frac{At \times fe}{b_0 \times s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\frac{At \times fe}{b_0 \times s_t} \geq \max\left(\frac{0,53}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{St}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{fe} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm}$$

On prend le max entre  $\left(\frac{At}{St}\right)_{cal}$  et  $\left(\frac{At}{St}\right)_{min}$

$$\left(\frac{At}{St}\right)_{min} \geq 0,02 \text{ cm on prend } St = 15 \text{ cm}$$

$$At \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2$$

On prend aussi  $\max\left(\frac{At}{St}\right)_{cal}$  et  $\left(\frac{At}{St}\right)_{min}$

$$\text{Le choix: } \{2\emptyset 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone nodale: } s_t \leq \min(10\emptyset_L; 15 \text{ cm}) \quad s_t \leq \min 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante: } s_t \leq 15 \text{ cm}$$

$$\text{Le choix: } \begin{cases} s_t = 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ s_t = 15 \text{ cm} & \text{zone courante} \end{cases}$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis:

$$T_{max} = 14,66 \text{ kN}$$

$$M_{appui} = 6,89 \text{ kN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{6,89}{0,9 \times 21,6 \times 10^{-2}} = 35,44 \text{ kN}$$

$F_u = 35,44 \text{ kN} > T_u = 14,66 \text{ kN}$  ; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

Compression de la bielle d'about:

– Compression de la bielle d'about :

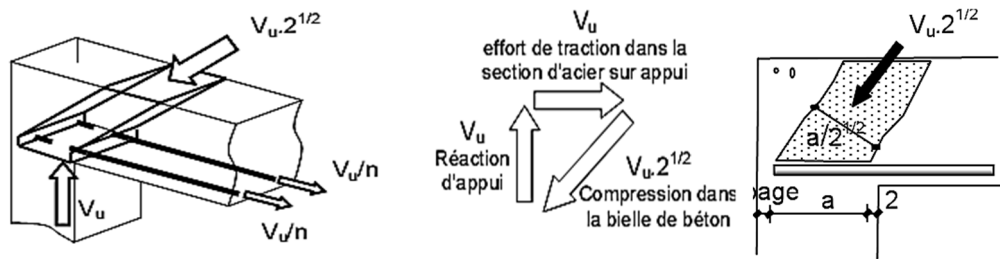


Figure : - IV- 8. Schéma de la bielle d'about.

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; Avec : \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la bielle.

On doit avoir :  $\bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 14,66 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,018 m$$

$a = \min(a'; 0,9d) ; a' = c - c' - 2 ; c' = 2 cm ; c = 50 cm$

a' : La largeur d'appui ;

c : La largeur de l'appui du poteau ;

c' : L'enrobage.

$a' = 50 - 2 - 2 = 46 cm$

$\alpha = \min(46cm; 19,44) = 19,44cm > 1,4cm$  condition vérifiée.

– Entraînement des armatures :

- Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s$  : Coefficient de cisailment ;  $\psi_s = 1,5$  pour H. A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 14,66 kN ;

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 3 ;

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1 = 3,14$  cm

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{14,66 \times 10^3}{19,44 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,80 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} = 0,80 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée.

#### Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit «  $L_s$  » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre  $\Phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ .

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire (b = 30 cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

$$r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$$

#### **IV-4.7.Vérification de la flèche :**

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left( \frac{24}{485} = 0,049 > 0,0444 \right) \quad \text{condition.vérifiée.} \\ \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left( \frac{24}{485} = 0,049 > \frac{8,21}{15 \times 4,98} = 0,110 \right) \quad \text{condition nonvérifiée.} \\ \left( \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_c} \right) \Rightarrow \left( \frac{3,39}{12.18} = 0,015 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \quad \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

La 2<sup>ème</sup> et la 3<sup>ème</sup> condition ne sont pas vérifiées; on procédera donc au calcul de la flèche.

On va calculer:

D'après BAEL 91 modifiée 99, il faut que les conditions qui suivantes soient vérifiées :

Avec :

$$f_{adm} = \frac{Lmax}{500} \text{ ou } Lmax : \text{ la portée maximal}$$

Dans notre cas, on a :  $Lmax = 4,85\text{m}$

$$f_{adm} = \frac{485}{500} = 0,97m$$

$$I = \frac{bh^3}{3} + 15Aut + \left(\frac{h}{2} - d'\right)^3 d' = 0,1h$$

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 21,6} = 0,013 m$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{(2 + 3b_0/b)f} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times 12/65)0,013} = 3,16$$

$$U^* = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$U^* = 0,818$$

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)} = 0,144m^4$$

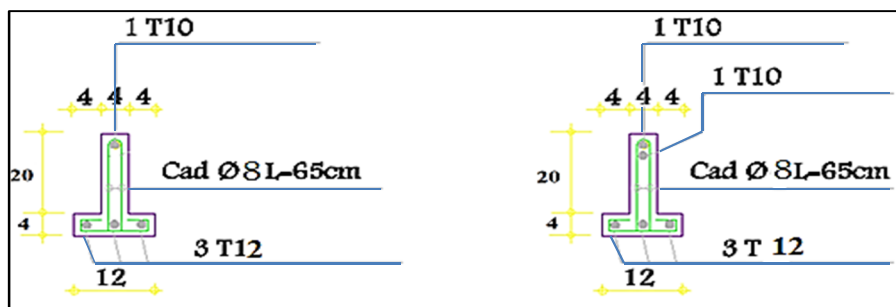
$$F_i = \frac{M_i L^2}{10E_i \cdot I_{Fi}}$$

$$F = \frac{11,37 \times (4,85)^2 \times 10^{-3}}{(10 \times 32164,2 \times 0,144)} = 5,77 \cdot 10^{-6} m$$

Avec :  $E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 MPa$

Donc :  $F = 5,77 \cdot 10^{-6} m \leq f_{adm} = 0,97cm$  .....condition vérifiée

Dessin de ferrailage des poutrelles :



Appuis de rive

Appuis intermédiaire

Figure : - IV- 9. Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants.

**IV- 5. Calcul de ferrailage de la dalle de compression:**

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \left( \frac{cm^2}{ml} \right) \text{ si } L \leq 50cm$$

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \left( \frac{cm^2}{ml} \right) \text{ si } 50cm \leq L \leq 80 \text{ avec écartement entre axe des nervures}$$

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

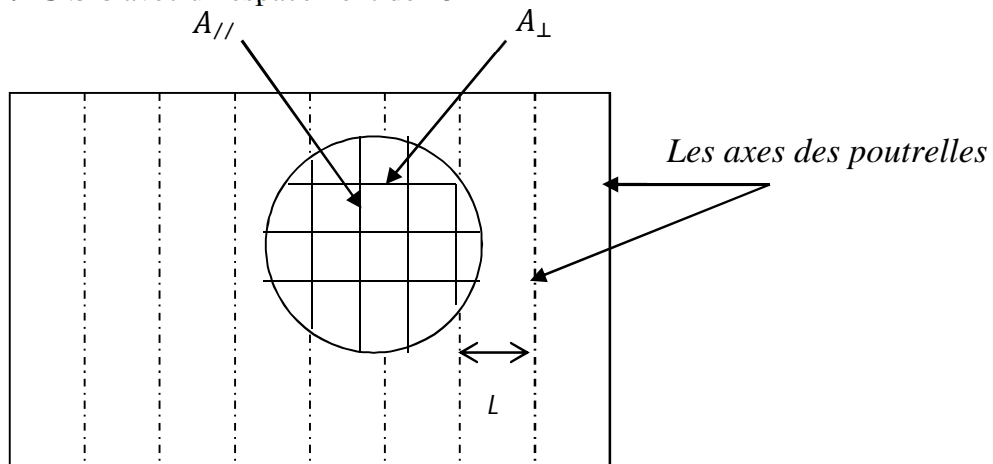
$L=0,65m$  ;  $f_c=235Mpa$

$50cm \leq l = 65cm \leq 80cm$

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{235} = \frac{1,11cm^2}{ml} \quad \text{On prend } A_{\perp} = 5 \text{ } \phi 6 = 1,41 \text{ } cm^2$$

$$A_{//} \geq \frac{1,41}{2} = 0,71cm^2 \quad \text{On prend } A_{//} = 3 \phi 6 = 0,85 \text{ } cm^2/m$$

On prend un TS  $\phi 6$  avec un espacement de 15 cm

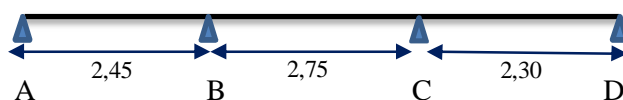


**Figure : - IV- 10.** Ferrailage de la dalle de compression

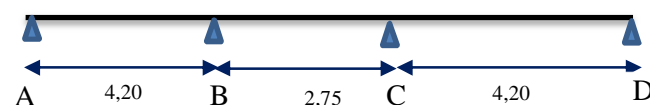
**IV- 6. Plancher terrasse:**

Dans notre cas, on a trois types de poutrelles:

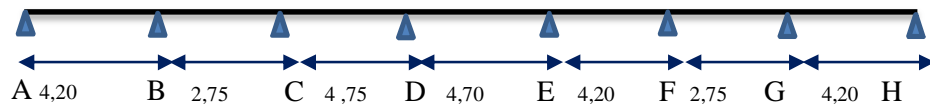
Type 1 :



Type 2 :



Type 3:



Méthode de calcul:

Vu que la 4eme condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c'est-à-dire la fissuration est préjudiciable cas du plancher terrasse pour calcul des moments sur appuis.

**IV- 6.1. La méthode des trois moments:**

Méthode des trois moments :

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.

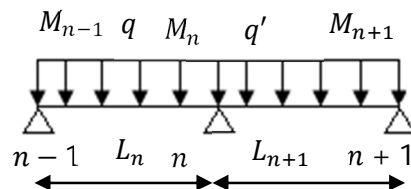


Figure : - IV- 11. Schéma explicatif.

En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque ; On a un système statistiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système.

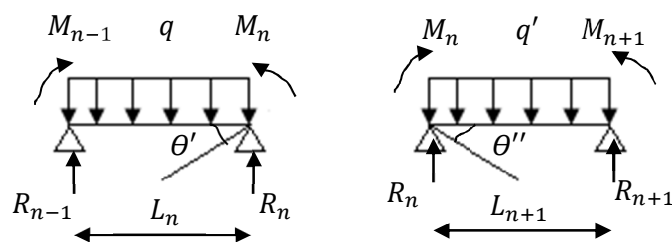


Figure : - IV- 12. Schéma explicatif.

Avec :

$M_{n-1}, M_n$  et  $M_{n+1}$  : Les moments de flexion aux appuis (n-1), (n) et (n+1), Ils supposés positifs.

Suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a :  $\theta' = \theta''$ .

Les moments de flexion pour chacune des travées  $L_n$  et  $L_{n+1}$  sous les charges connues q et q' peuvent être tracé selon la méthode classique,  $M_{n-1}, M_n$  et  $M_{n+1}$  sont provisoirement omis.

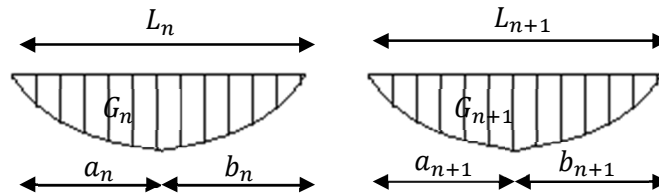


Figure : - IV- 13. Schéma explicatif.

$G_n$  et  $G_{n+1}$  : Les centres de gravité des aires des diagrammes des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}$  et  $b_{n+1}$  : Les longueurs de part et d'autre du centre de gravité.

$S_n$  et  $S_{n+1}$  : Les aires des diagrammes des moments pour les travées  $L_n$  et  $L_{n+1}$ .

$$\theta' = \theta'_{(M_{n-1})} + \theta'_{(M_n)} + \theta'(q)$$

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \times a_n}{L_n \times EI} + \frac{M_{n-1} \times L_n}{6EI} + \frac{M_n \times L_n}{3EI} \text{ et } \theta'' = \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1} \times EI} + \frac{M_n \times L_{n+1}}{3EI} + \frac{M_{n+1} \times L_{n+1}}{6EI}$$

$$\theta' = \theta'' \Leftrightarrow (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) = -6 \left[ \frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

Cette équation est appelée « équation de Clapeyron », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

### Calcul des poutrelles du plancher terrasse :

Ce plancher, situé au dernier étage de la construction est exposé à l'extérieur, donc il ne satisfait pas la condition de fissuration peu préjudiciable pour pouvoir appliquer la méthode forfaitaire. C'est pour cela que la méthode des trois moments est la plus adaptée pour le calcul des poutrelles de ce plancher. Sa surcharge d'exploitation n'est pas très importante, parce que ce plancher n'a pas vocation à être accessible.

$$(M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) = -6 \left[ \frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \quad (1)$$

### IV- 6.2. Les types de poutrelles :

Avant de définir les types de poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher terrasse :

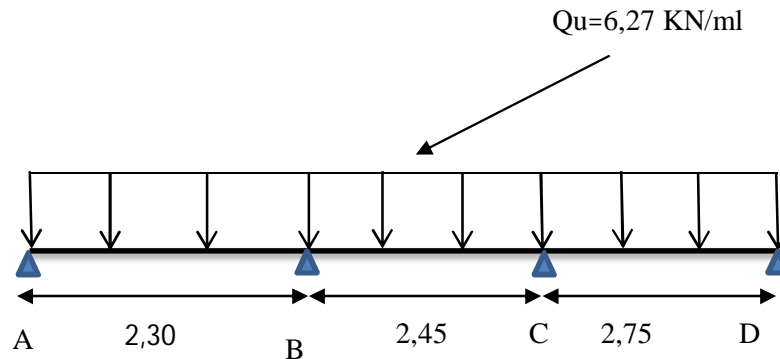
$$G = 6,04 \times 0,65 = 3,926 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,00 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$$

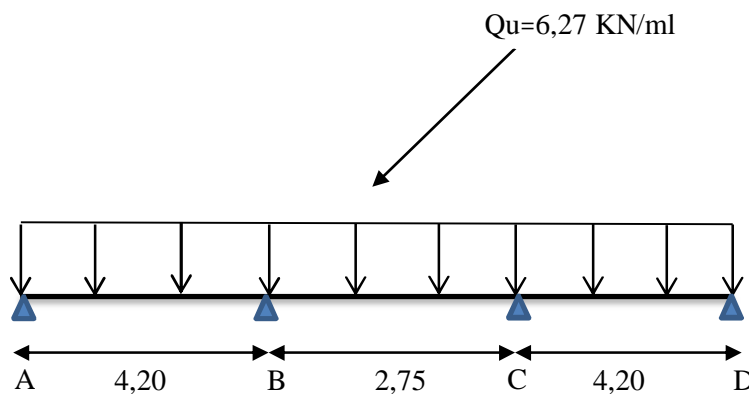
$$\begin{cases} Q_{ult} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 6,27 \text{ KN/ml.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,58 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Notre plancher terrasse comporte 3 types de poutrelles :

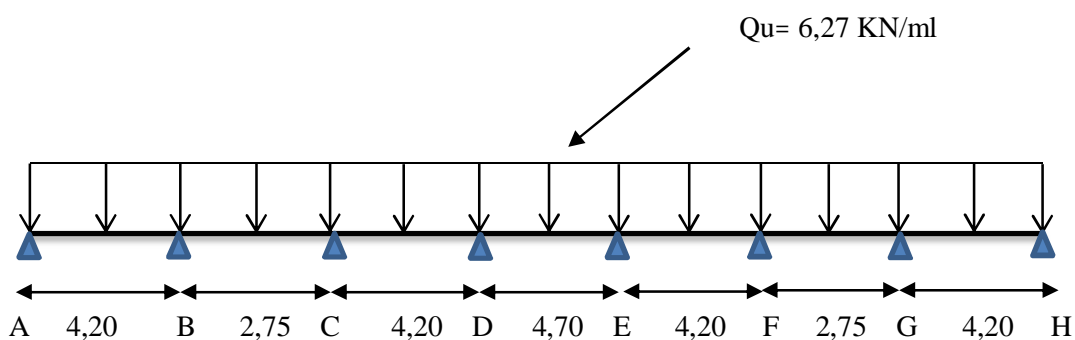
Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :

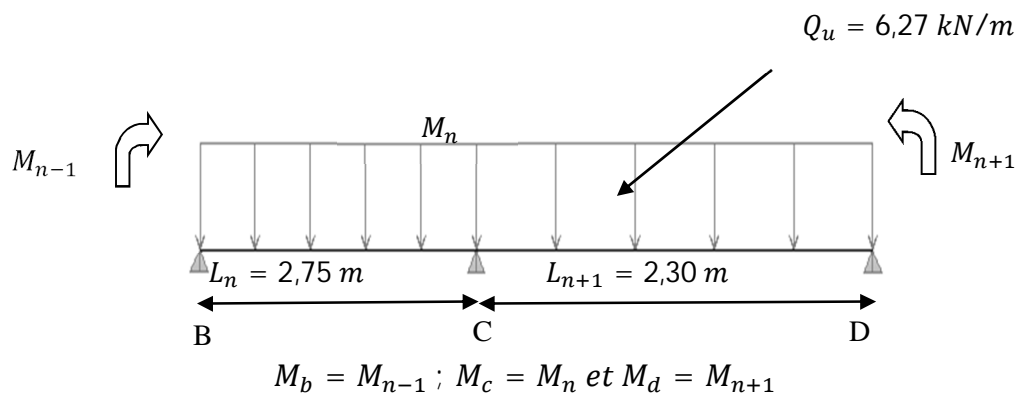


Calcul des moments fléchissant :

La poutrelle de type 1 sera prise comme exemple de calcul détaillé, les autres poutrelles suivent les même étapes de calcul.

– On isole les deux premières travées adjacentes BC et CD





1. Partie BC :

$$M_{0BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,27 \times 2,75^2}{8} = 5,92 \text{ N.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{2,75}{2} = 1,37 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} (L_{n+1} \times M_{0BC}) = \frac{2}{3} (2,75 \times 5,92) = 10,86 \text{ m}^2$$

2. Partie CD :

$$M_{0BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,27 \times 2,30^2}{8} = 4,14 \text{ N.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{2,30}{2} = 1,15 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} (L_{n+1} \times M_{0BC}) = \frac{2}{3} (2,30 \times 4,14) = 6,35 \text{ m}^2$$

1. Détermination de l'équation :

$$M_d = -0,2M_{0AB} = 0 \text{ kN.m}$$

$$(1) \Rightarrow 2,75M_b + 12,8M_c + 112,63 = 0 \quad (I)$$

$$(2) \Rightarrow 2,30M_b + 13,4M_c + 3,5M_d + 126,27 = 0 \quad (II)$$

– Détermination des moments aux appuis et en travées :

1. Sur appuis :

Il suffit de faire la résolution des trois équations trouvées précédemment :

$$\begin{cases} 2,30M_b + 13,4M_c + 3,5M_d + 126,27 = 0 \\ 2,75M_c + 12,8M_d + 112,63 = 0 \end{cases}$$

Et donc on a :

$$M_d = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_b = 4,23 \text{ kN.m}$$

$$M_c = 3,88 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0 \text{ kN.m}$$

1. En travée :

$$M_{tAB} = \frac{M_a + M_b}{2} + M_{0AB} = 2,82 \text{ kN.m}$$

$$M_{tBC} = \frac{M_b + M_c}{2} + M_{0BC} = 1,87 \text{ kN.m}$$

$$M_{tCD} = \frac{M_c + M_d}{2} + M_{0CD} = 2,43 \text{ kN.m}$$

Calcul des efforts tranchant :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} T_w = \frac{M_a - M_b}{l} + Q_u \frac{l}{2} = -5,52 \text{ kN} \\ T_e = \frac{M_a - M_b}{l} - Q_u \frac{l}{2} = 9,41 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} T_w = \frac{4,23 + 3,88}{2,75} + \left(6,27 \times \frac{2,75}{2}\right) = -8,75 \text{ kN} \\ T_e = \frac{4,23 + 3,88}{2,75} - \left(6,27 \times \frac{2,75}{2}\right) = 8,49 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} T_w = \frac{3,88 + 0}{2,30} + \left(6,27 \times \frac{2,30}{2}\right) = -8,90 \text{ kN} \\ T_e = \frac{3,88 + 0}{2,30} - \left(6,27 \times \frac{2,30}{2}\right) = 5,52 \text{ kN} \end{cases}$$

Pour ce plancher les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles I'E.L.U et I'E.L.S

**Tableau: - IV- 4.** Les résultats obtenus ( M en KN. m et T en KN) Plancher terrasse :

Type de poutrelle	Travée	L(m)	ELU				ELS	
			$M_0$	$M_t$	$T_w$	$T_e$	$M_0$	$M_t$
01	AB	2,45	-	2,82	5,52	9,41	-	2,06
	BC	2,75	4,23	1,87	8,75	8,49	3,09	1,37
	CD	2,30	3,88	2,43	8,90	5,52	2,84	1,77
02	AB	4,20	-	9,71	1,06	15,28	-	7,10
	BC	2,75	8,87	3,00	8,62	8,62	6,48	2,15
	CD	4,20	8,87	9,71	15,28	1,06	6,48	7,10
03	AB	4,20	-	9,47	10,91	15,42	-	6,90
	BC	2,75	9,47	1,56	10,06	7,18	6,92	1,37
	CD	4,20	5,51	5,56	11,78	14,55	4,02	4,06
	DE	4,70	11,33	5,98	14,73	14,73	8,28	4,37
	EF	4,20	11,33	5,56	14,55	11,78	8,28	4,06
	FG	2,75	5,51	1,56	7,18	10,06	4,02	1,37
	GH	4,20	9,47	9,47	15,52	10,91	6,92	6,90

Plancher terrasse

Les sollicitations maximales de calcul sont:

**E.L.U:**

- $M_{tréevée(max)} = 9,71 \text{ KN. m}$
- $M_{appui(max)} = 11,33 \text{ KN. m}$
- $T_{max} = 15,42 \text{ KN}$

**E.L.S:**

- $M_{tréevée(max)} = 7,10 \text{ KN. m}$
- $M_{appui(max)} = 8,28 \text{ KN. m}$

## IV- 6.3. Calcul du ferrailage des poutrelles : L'ELU

## IV- 6.3.1. Calcul des armatures longitudinales:

- En travée :

On calcule le moment de résistance de la table:

$$M_{tb} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left( 21,6 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 72,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(max)} = 9,71 \text{ KN.m} < 72,21 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire  $(b \times h_t) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$  soumise à

$$M_{t(max)} = 9,71 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{9,71 \times 10^3}{14,17 \times (21,6)^2 \times 65} = 0,022 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,71 \times 10^3}{0,989 \times 21,6 \times 348} = 1,30 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{26674,13}{0,81 \times 24 \times 16,24} \times \frac{2,1}{400} = 0,44 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,30 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,44 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Choix : 3T10=2,36cm<sup>2</sup>

**Sur appuis:**

Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11,33 \times 10^3}{12 \times (21,6)^2 \times 14,17} = 0,142 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,142 \rightarrow \beta = 0,923 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,33 \times 10^3}{0,923 \times 21,6 \times 348} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : section en "T"

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{26674,13}{0,81 \times 24 \times 16,24} \times \frac{2,1}{400} = 0,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 1,63 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,44 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

Le choix : 1T10(filante) + 1T10 (chapeau) = 1,57 cm<sup>2</sup>

**IV- 6.3.2. Vérification à L'E.L.S:**

y=4,55cm < 4 cm L'axe neutre tombe dans la table de compression

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (4,55)^3 + 15 \times 1,57 \times (21,6 - 4,55)^2 = 8886,82 \text{ cm}^4.$$

**IV- 6.3.3. Calcul des contraintes:**

**Contrainte maximale dans béton comprimé  $\sigma_b$ :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y = \frac{7,10 \times 10^3}{8886,82} \times 4,55 = 0,79 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_b = 0,79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y$$

**Contrainte maximale dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$ :**

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}(d-y)}{I} = 15 \times 10^3 \times \frac{7,10(21,6-4,55)}{8886,82} = 204,32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{nf_{tj} \text{ Mpa}}\right) \quad \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\sigma_{st} = 204,32 > \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

**Contrainte de cisaillement (efforts tranchants):**

$$T_{max} = 15,42 \text{ KN}$$

$$\tau_{\mu} = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{15,42 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,216} = 0,59 \text{ MPa}.$$

Fissuration est préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$$

$$\tau_\mu = 0,59 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \text{ ————— Condition vérifiée.}$$

#### IV- 6.4. Calcul des armatures transversales $A_t$ :

**Le diamètre:**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} [mm]; \frac{b_0}{10} [mm]; \varphi_L\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{240}{35} [mm]; \frac{120}{10} [mm]; 100\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(6,85; 12; 100) = 6,85 \approx 8mm \text{ ————— } \varphi_t = 8mm$$

**Calcul des espacements:**

$$\left. \begin{array}{l} s_t \leq \min(0,9d; 40cm) \\ s_t \leq (19,44; 40cm) \end{array} \right\} s_t \leq 19,44cm$$

**La section des armatures transversales:**

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u \times (h/2) - 0,3K \times f_{ij}^*}{0,9 \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K=1$  (fissuration est préjudiciable).

$$f_{ij}^* \min(1,2; 3,3MPa) = 1,2MPa$$

$$\alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235MPa; \gamma_s = 1,15.$$

$$\tau_u(h/2) = \frac{Tu(h/2)}{b_0 \times d}$$

**Calcule la valeur de l'effort tranchant  $Tu(h/2)$  par la méthode des triangles semblables.**

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{Tu \times (h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow Tu \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_{max}[X - (h/2)]}{X}$$

Calcule la distance  $X$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L}$$

$$X = \frac{4,7}{2} + \frac{11,33 - 11,33}{6,27 \times 4,7} = 2,35 m$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,24}{2} = 0,12m$$

$$x - \frac{h}{2} = 2,35 - 0,12 = 2,23 m$$

$$\text{Donc } Tu\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{15,42 \times (2,35 - 0,12)}{2,35} = 14,63 \text{ KN.}$$

$$Tu\left(\frac{h}{2}\right) = 14,63 \text{ KN}$$

$$\tau_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{14,63 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,216} = 0,56 \text{ KN}$$

$$\frac{At}{b_0 \times s_t \times \gamma_{ls}} \geq \frac{\tau_u\left(\frac{h}{2}\right) - 0,3K \times f_{ij}^*}{0,9 \times (\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{At}{St}\right)_{cal} \geq \frac{(0,56 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = -4,56 \times 10^{-3} \text{ cm}$$

**Pourcentage minimal des armatures transversales:**

$$\frac{At \times fe}{b_0 \times s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\frac{At \times fe}{b_0 \times s_t} \geq \max\left(\frac{0,56}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{St}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{fe} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm}$$

On prend  $\max\left(\frac{At}{St}\right)_{cal}$  et  $\left(\frac{At}{St}\right)_{min}$

$$\left(\frac{At}{St}\right)_{min} \geq 0,02 \text{ cm on prend } St = 15 \text{ cm}$$

$$At \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix: } \begin{cases} 2\emptyset 6 = 0,57 \text{ cm}^2 \\ s_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Zone nodale:  $s_t \leq \min(10\emptyset_L; 15 \text{ cm})$

$$s_t \leq \min 10 \text{ cm}$$

Zone courante:  $s_t \leq 15 \text{ cm}$

$$\text{Le choix: } \begin{cases} s_t = 10 \text{ cm zone nodale} \\ s_t = 15 \text{ cm zone courante} \end{cases}$$

**Ancrage des armatures aux niveaux des appuis:**

$$T_{max} = 15,42 \text{ KN}$$

$$M_{appui} = 8,28 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{Z} = \frac{8,28}{0,9 \times 21,6 \times 10^{-2}} = 42,59 \text{ KN} > T_u = 15,42 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

- Compression de la bille d'about:

**La contrainte de compression dans la billette est :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{F_b}{S} \text{ avec } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{\alpha \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{2T}{\alpha \times b_0}$$

Avec :  $\alpha \rightarrow$  Longueur d'appui de la billette.

On doit vérifier que:

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{2T}{\alpha \times b_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \alpha \geq \frac{2T \times \gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\alpha \geq \frac{2 \times 15,42 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,018 \text{ m} = 1,8 \text{ cm}$$

$$\alpha = \min(\alpha'; 0,9d)$$

$$\alpha = \min(36 \text{ cm}; 19,44 \text{ cm}) = 19,44 \text{ cm} > 1,5 \text{ cm} \text{ ————— condition vérifiée.}$$

- Entraînement des armatures :
- Vérification de la contrainte d'adhérence:

$$\tau_{u \text{ ser}} = \frac{T}{0,9 \times d \times u \times n} \leq \bar{\tau}_u = \psi_s \times f_{t28}$$

$$\tau_{u \text{ ser}} = \frac{15,42}{0,9 \times 21,6 \times \psi_s}$$

$\psi_s$ : coefficient de scellement  $\psi_s = 1,5$  pour H. A

T: effort tranchant maximale.

$\mu$ : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1 = 3,14 \text{ cm}$

$\eta = 3$  nombre d'armature longitudinales tendues

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{15,42 \times 10^3}{19,44 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,84 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{ser} = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

- Encrage des armatures tendues:

$\tau_s$ : Contrainte d'adhérence supposée supposée constante est égale à la valeur limit ultime:



$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement doit : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_s}$$

$\phi$ : Diamètre d'une barre égale 1.0 cm

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$
 Cette longueur de telle sorte que:

- Courber les armatures de telle sorte qui:

$$r = 5,5 = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$$

#### IV- 6.5. Vérification de la flèche:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left( \frac{24}{485} = 0,049 > 0,0444 \right) \quad \text{condition vérifiée.} \\ \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{\text{ser}}}{15 \cdot M_{0\text{ser}}} \right) \Rightarrow \left( \frac{24}{485} = 0,049 > \frac{8,21}{15 \times 4,98} = 0,110 \right) \quad \text{condition non vérifiée.} \\ \left( \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left( \frac{3,39}{12 \cdot 18} = 0,015 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \quad \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

La 2<sup>ème</sup> et la 3<sup>ème</sup> condition ne sont pas vérifiées; on procédera donc au calcul de la flèche.

On va calculer:

D'après BAEL 91 modifiée 99, il faut que les conditions qui suivantes soient vérifiées :

$$\text{Avec } f_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \text{ ou } L_{max} : \text{ la portée maximal}$$

Dans notre cas, on a :  $L_{max} = 4,85 \text{ m}$

$$f_{adm} = \frac{485}{500} = 0,97 \text{ m}$$

$$I = \frac{bh^3}{3} + 15Aut + \left( \frac{h}{2} - d' \right)^3 d' = 0,1h$$

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 21,6} = 0,013 \text{ m}$$

$$\lambda_1 = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3b_0/b)f} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times 12/65)0,013} = 3,16$$

$$U^* = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$U^* = 0,818$$

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)} = 0,144 \text{m}^4$$

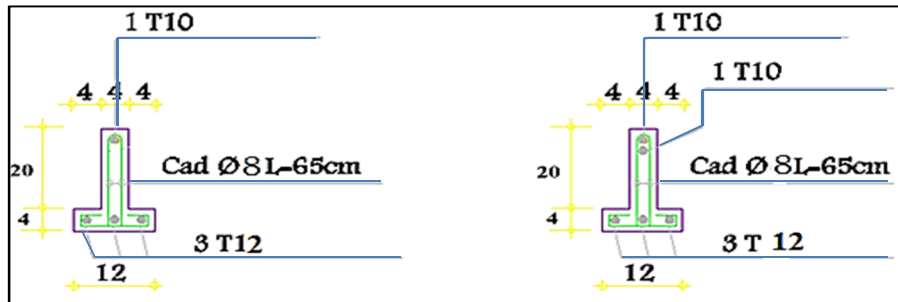
$$f_i = \frac{M_i L^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}}$$

$$f = \frac{11,37 \times (4,85)^2 \times 10^{-3}}{(10 \times 32164,2 \times 0,144)} = 5,77 \cdot 10^{-6} \text{m}$$

Avec :  $E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{MPa}$

Donc :  $f = 5,77 \cdot 10^{-6} \text{m} \leq f_{adm} = 0,97 \text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

- Dessin de ferrailage des poutrelles



Appuis de rive

Appuis intermédiaire

Figure : - IV- 14..Dessin de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse