

### IV.1 Introduction :

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent principalement 2 fonctions :

La résistance : ils doivent supporter leurs poids propre et les surcharges d'exploitations appliquées sur eux ;

L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

La structure étudiée a 1 seul type de planchers :

Planchers à corps creux : qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton ; les poutrelles sont des poutres de section en T et disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

D'après le pré dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 20 cm de hauteur dont :

Hauteur du corps creux = 16 cm

Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm

### IV.2 Calcul du ferrailage de la dalle de compression :

Ce calcul est valable pour tous les planchers à corps creux de la construction, la dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres en treillis soudés, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

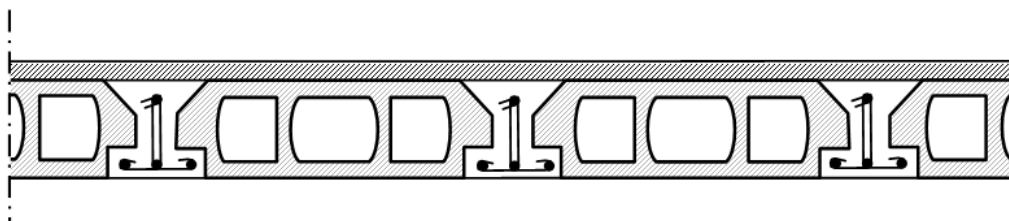
20 cm (5 par mètre) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles :

33 cm (3 par mètre) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

### IV.3 Pré dimensionnement des poutrelles :

$$h_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{Epaisseur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{Epaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

Pour la largeur de la nervure on va prendre  $b_o = 12 \text{ cm}$



**Figure IV.1 : Schéma d'un plancher à corps creux**

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_n - b_o}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_o \leq b_1 \leq 8h_o \end{array} \right.$$

Selon le B.A.E.L 83

Avec:  $L$  : La portée entre nus d'appui de la travée considérée.

$L_n$ : La distance entre axes des nervures.

Suivant les normes Algériennes (DTR.B.C.), la distance  $L_n$  est prise généralement égale à 65 cm.

Donc pour  $L_n = 65 \text{ cm}$  et  $L = 380 \text{ cm}$

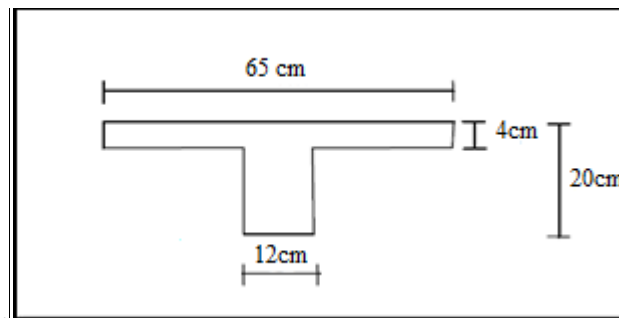
$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 26,5 \text{ cm.} \\ b_1 \leq \frac{380}{10} = 38 \text{ cm.} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{array} \right.$$

$b_1 = \min(24 ; 38 ; 32)$  On prendra donc  $b_1 = 26,5 \text{ cm}$ .

$$b = 2b_1 + b_o = 65 \text{ cm.}$$

Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes

(figure1)



**Figure IV.2 : dimensionnement de la poutrelle**

#### IV.4 Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le B.A.E.L 91/99 propose une méthode simplifiée dite « méthode forfaitaire » pour le calcul des moments fléchissant et efforts tranchants concernant tous les planchers de notre structure.

##### 1. Méthode forfaitaire :

Cette méthode s'applique quand les conditions suivantes sont vérifiées :

La surcharge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire  $Q \leq \max(2G ; 5kN/m^2)$  ;

Les moments d'inertie sont les même dans les différentes travées ;

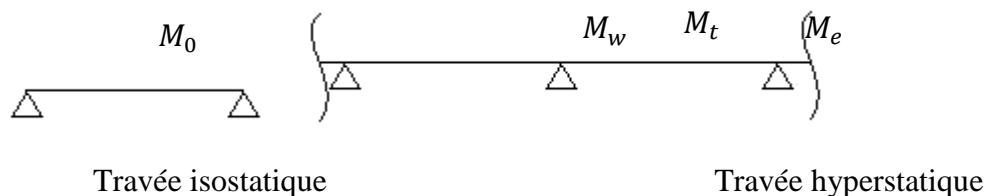
Les portés successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

Fissuration considérée comme non préjudiciable.

##### a) Principe de calcul des moments :

Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques  $M_0$  de la travée indépendante.



**Figure IV.3 : Schéma explicatif.**

Avec :

$M_0$  : Moment max de la travée indépendante ;

$M_t$  : Moment max de la travée étudiée ;

$M_w$  : Moment sur l'appui gauche de la travée ;

$M_e$  : Moment sur l'appui droit de la travée.

$\alpha$  : Le rapport des charges d'exploitation  $Q$  à la somme des charges permanentes  $G$  et les surcharge d'exploitation  $Q$  :  $\alpha = \frac{G}{G + Q}$

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

Travée de rive :

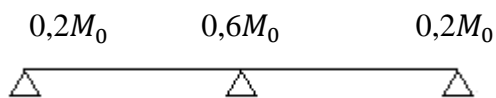
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

Travée intermédiaire :

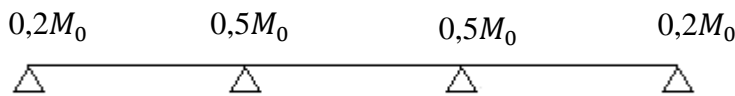
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

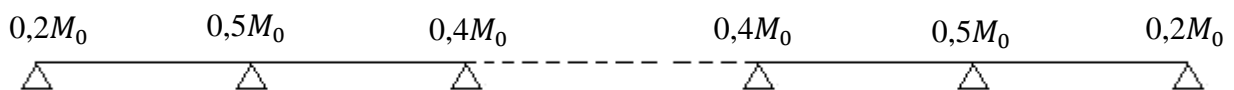
1. Cas de 2 travées :



2. Cas de 3 travées :



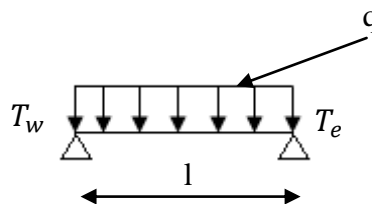
3. Cas de plus de 3 travées :



**Figure IV.4 : Schémas explicatifs.**

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

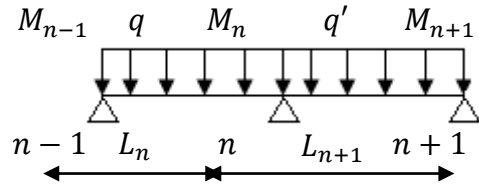
$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$



**Figure IV.5 : Schémas explicatifs**

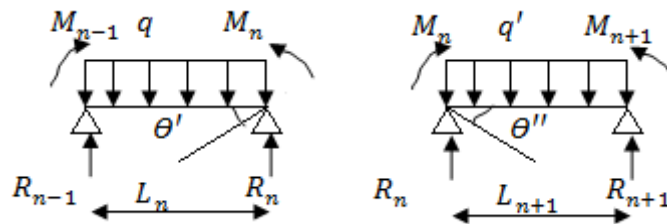
**2. Méthode des trois moments :**

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.



**Figure IV.6 : Schéma explicatif**

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



**Figure IV.7 : Schéma explicatif**

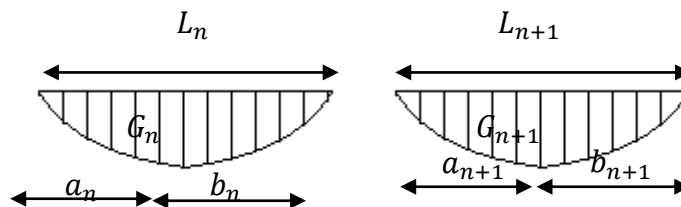
Avec :

$M_{n-1}, M_n$  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.8 : 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 :

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

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

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

## IV.5 Calcul des poutrelles :

### 1.Évaluation des charges :

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

- **Terrasse :**

$$\text{E.L.U: } Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6,64 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6,80 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{E.L.S: } Q_{ser} = (G + Q) \times 0,65 = (6,64 + 1) \times 0,65 = 4,97 \text{ KN/ml}$$

- **Étage courant :**

$$\text{E.L.U: } Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,41 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 =$$

6,21 KN/ml.

$$\text{E.L.S: } Q_{ser} = (G + Q) \times 0,65 = (5,41 + 1,5) \times 0,65 = 4,49 \text{ KN/ml}$$

- **R D C + 2 Sous-sol:**

$$\text{E.L.U: } Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 4,41 + 1,5 \times 2,5) \times 0,65 =$$

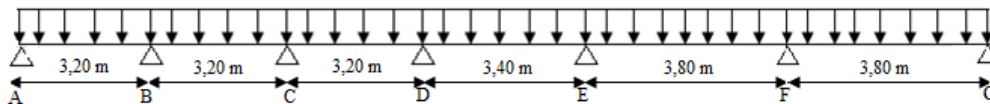
6,31 KN/ml.

$$\text{E.L.S: } Q_{ser} = (G + Q) \times 0,65 = (4,41 + 2,5) \times 0,65 = 4,49 \text{ KN/ml}$$

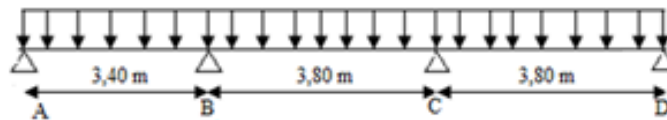
**2. Les types de poutrelles :**

- **Terrasse + Etage courant :** On a deux types de poutrelles

type 1:

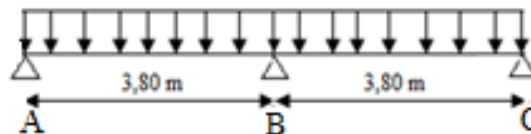


type 2:

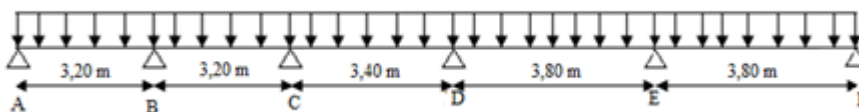


- **R D C + 2 Sous-sols:** On a deux types de poutrelles

type 1:



type 2:



**Figure IV.9 : Schéma des poutrelles**

**3. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

1- La surcharge d'exploitation :  $Q \leq \max(2G ; 5kN/m^2)$

a) Plancher étage courant :  $G = 5,41 kN/m^2 ; Q = 1,50 kN/m^2$

$$Q = \frac{1,50kN}{m^2} < 2G = \frac{10,82kN}{m^2}; \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Plancher RDC + Sous sol :  $G = 4,41 \text{ kN/m}^2$  ;  $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

$$Q = \frac{2,5 \text{ kN}}{\text{m}^2} < 2G = \frac{8,82 \text{ kN}}{\text{m}^2} ; \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Plancher terrasse :  $G = 6,64 \text{ kN/m}^2$  ;  $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

$$Q = 1,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < 2G = \frac{13,28 \text{ kN}}{\text{m}^2} . \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2- Poutrelle à inerties transversales constantes.....Condition vérifiée.

3-  $\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$  ;  $\frac{3,20}{3,20} = 1$  ;  $\frac{3,20}{3,40} = 0,94$  ;  $\frac{3,40}{3,80} = 0,89$  ;  $\frac{3,80}{3,80} = 1$ .....Condition vérifiée.

4- Fissuration peu préjudiciable :

a) Pour les planchers des étages courant, RDC et les sous-sols ; la fissuration est considérée comme peu préjudiciable ..... Condition vérifiée.

b) Pour le plancher terrasse la fissuration est préjudiciable ..... Condition non vérifiée.

Donc dans le cas du plancher terrasse, on applique la méthode des trois moments.

### IV.6 Exemple de calcul :

#### IV.6 .1 - Plancher RDC + 2Sous-sols : le calcul se fait à l'ELU

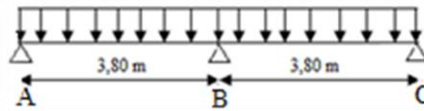
$$G = 4,41 \text{ kN/m}^2 ; Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

- Calcul des sollicitations

$$Q_u = 6,31 \text{ KN/ml} \quad ; \quad Q_{ser} = 4,49 \text{ KN/ml}$$

$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{2,5}{4,41 + 2,5} = 0,36$	$1 + 0,3\alpha = 1,11 > 1,05$
	$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,65$ travee de rive
	$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,55$ travee intermediaire



1) type 1 :**Moment isostatique :**

$$M_0^{AB} = M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{6,31 \times 3,8^2}{8} = 11,52 \text{ KN.m}$$

**Moment sur appuis :**

$$M_A = 0,2 M_0^{AB} = 0,2 \times 11,52 = 2,30 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 M_0^{BC} = 0,5 \times 11,52 = 5,76 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2 M_0^{BC} = 0,2 \times 11,52 = 2,30 \text{ KN.m}$$

**Moments en travée****Travée de rive**

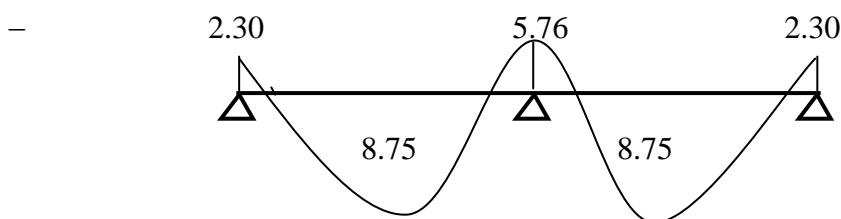
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} M_t \quad (1) \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 M_t \quad (2) \end{array} \right.$$

**Travée AB :**

$$\left. \begin{array}{l} M_T^{AB} \geq 1,11 \times M_0^{AB} - \frac{2,30 + 5,76}{2} \geq 7,49 \text{ KN.m} \\ M_T^{AB} \geq 0,65 \times M_0^{AB} = 7,49 \text{ KN.m} \end{array} \right\} M_T^{AB} = 8,75 \text{ KN.m}$$

**Travée BC**

$$\left. \begin{array}{l} M_T^{BC} \geq 1,11 M_0^{BC} - \frac{5,76 + 2,30}{2} \geq 8,75 \text{ KN.m} \\ M_T^{BC} \geq 0,65 M_0^{BC} \geq 7,49 \text{ KN.m} \end{array} \right\} M_T^{BC} \geq 8,75 \text{ KN.m}$$

**Figure IV.10 : Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]**

- Calcul de l'effort tranchant T :
- L'effort tranchant est donnée par :

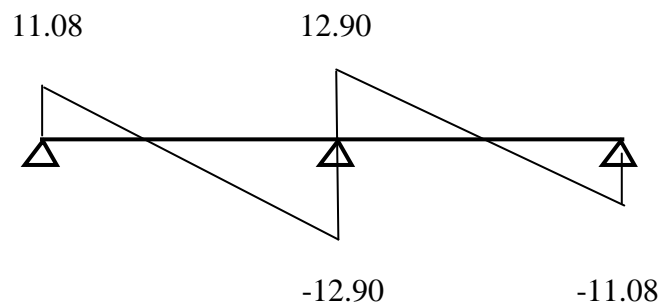
$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \\ T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \end{cases}$$

• **Travée AB :**

$$\begin{cases} T_A = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{6,31 \times 3,8}{2} + \frac{2,3 - 5,76}{3,8} = 11,08 \text{ KN} \\ T_B = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{6,31 \times 3,8}{2} + \frac{2,3 - 5,76}{3,8} = -12,90 \text{ KN} \end{cases}$$

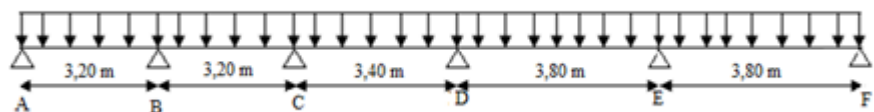
• **Travée BC :**

$$\begin{cases} T_B = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{6,31 \times 3,8}{2} + \frac{5,76 - 2,3}{3,8} = 12,90 \text{ KN} \\ T_C = -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{6,31 \times 3,8}{2} + \frac{5,76 - 2,3}{3,8} = -11,08 \text{ KN} \end{cases}$$



**Figure IV.2: diagramme des efforts tranchant [KN]**

2) **type 2 :**



**Moment isostatique :**

$$M_0^{AB} = M_0^{BC} = \frac{Qu \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{6,31 \times 3,2^2}{8} = 8,08 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{Qu \cdot l_{CD}^2}{8} = \frac{6,31 \times 3,4^2}{8} = 9,12 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = M_0^{EF} = \frac{Qu \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{6,88 \times 3,8^2}{8} = 11,39 \text{ KN.m}$$

**Moment sur appuis :**

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 8,08 = 1,62 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5M_0^{BC} = 0,5 \times 8,08 = 4,04 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = 0,4 \times 9,12 = 3,65 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = 0,4 \times 11,39 = 4,56 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 M_0^{EF} = 0,5 \times 11,39 = 5,70 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,2 M_0^{EF} = 0,2 \times 11,39 = 2,28 \text{ KN.m}$$

**Moments en travée :****Travée de rive :**

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} M_t \quad (1) \\ \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right) M_0 M_t \quad (2) \end{array} \right.$$

**Travée AB :**

$$\left. \begin{array}{l} M_T^{AB} \geq 1,11 \times M_0^{AB} - \frac{1,62 + 4,04}{2} \geq 6,14 \text{ KN.m} \\ M_T^{AB} \geq 0,65 \times M_0^{AB} = 5,25 \text{ KN.m} \end{array} \right\} M_T^{AB} = 6,14 \text{ KN.m}$$

**Travée EF**

$$\left. \begin{array}{l} M_T^{EF} \geq 1,11M_0^{EF} - \frac{5,70 + 2,28}{2} \geq 8,65 \text{ KN.m} \\ M_T^{EF} \geq 0,65M_0^{EF} = 7,40 \text{ KN.m} \end{array} \right\} M_T^{EF} \geq 8,65 \text{ KN.m}$$

**Travée intermédiaire :**

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 \end{array} \right.$$

**Travée BC**

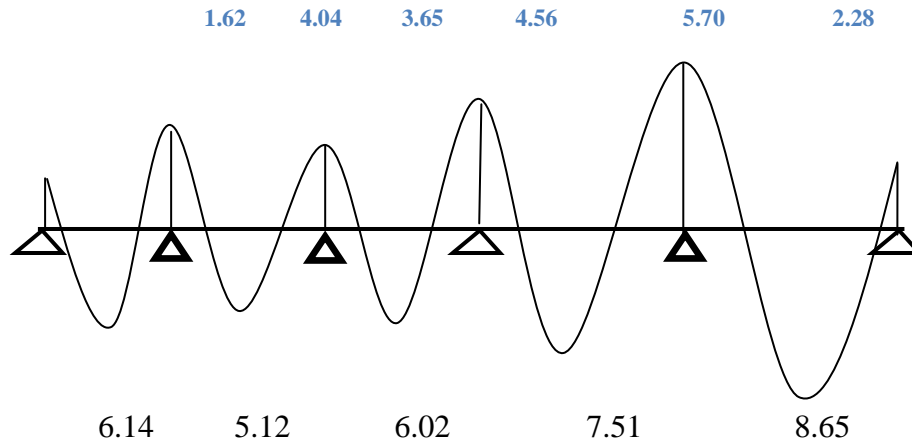
$$\left. \begin{array}{l} M_T^{BC} \geq 1,11M_0^{BC} - \frac{4,04 + 3,65}{2} \geq 5,12 \text{ KN.m} \\ M_T^{BC} \geq 0,55M_0^{BC} = 4,44 \text{ KN.m} \end{array} \right\} M_T^{BC} \geq 5,12 \text{ KN.m}$$

**Travée CD**

$$\left. \begin{array}{l} M_T^{CD} \geq 1,11M_0^{CD} - \frac{3,65 + 4,56}{2} \geq 6,02 \text{ KN.m} \\ M_T^{CD} \geq 0,55M_0^{CD} = 5,02 \text{ KN.m} \end{array} \right\} M_T^{CD} \geq 6,02 \text{ KN.m}$$

**Travée DE**

$$\left. \begin{aligned} M_T^{DE} &\geq 1,11M_0^{DE} - \frac{4,56 + 5,70}{2} \geq 7,51 \text{ KN.m} \\ M_T^{DE} &\geq 0,55M_0^{DE} = 6,26 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} M_T^{DE} \geq 7,51 \text{ KN.m}$$



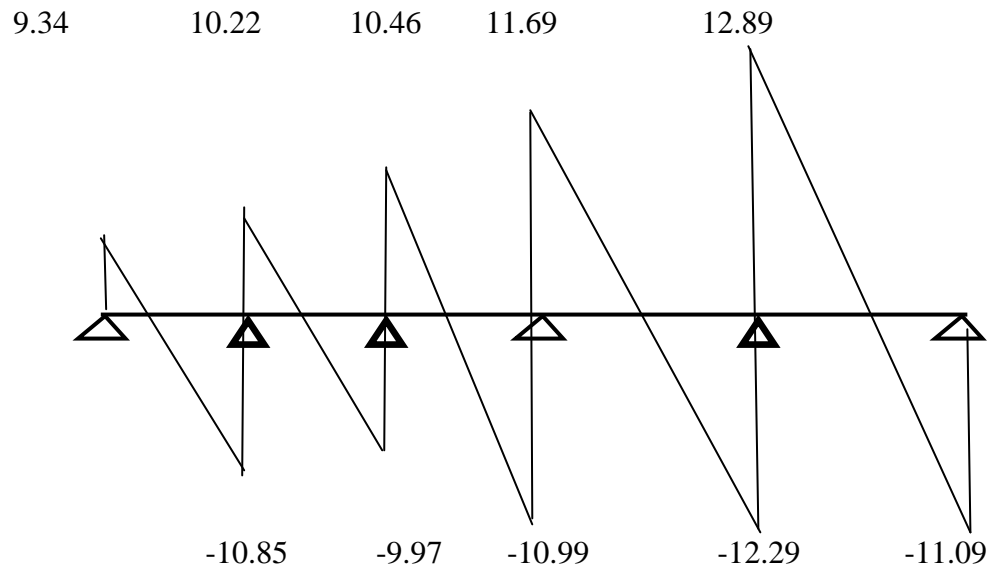
**Figure IV.12 : Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]**

**Calcul de l'effort tranchant T :**

L'effort tranchant est donnée par :

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

travée	$T_w$ (KN)	$T_e$ (KN)
<b>A-B</b>	9,34	-10,85
<b>B-C</b>	10,22	-9,97
<b>C-D</b>	10,46	-10,99
<b>D-E</b>	11,69	-12,29
<b>E-F</b>	12,89	-11,09



**Figure IV.13: diagramme des efforts tranchant [KN]**

Type de poutrelle	Travée	Longueur (m)	Sollicitation à L'ELU				
			$M_t$	$M_w$	$M_e$	$T_w$	$T_e$
1	AB	3.80	8.75	2.3	5.76	11.08	-12.90
	BC	3.80	8.75	5.76	2.3	12.90	-11.08
2	AB	3.20	6.14	1.62	4.04	9.34	-10.85
	BC	3.20	5.12	4.04	3.65	10.22	-9.97
	CD	3.40	6.02	3.65	4.56	10.46	-10.99
	DE	3.80	7.51	4.56	5.70	11.69	-12.29
	EF	3.80	8.65	5.70	2.28	12.89	-11.09

**Tableau IV.1 : Récapitulatif des résultats trouvés des poutrelles RDC+ 2 Sous-sol**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tmax} = 8,75 \text{ KN.m} \\ M_a = 5,76 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 12,90 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**3) Ferrailages :**

**Calcul des armatures longitudinales :**

- **En travée**

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left( \frac{d - h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,2 \times \left( \frac{18 - 4}{2} \right) \times 10^{-3} = 29,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{tmax} 11,52 \text{ kN.m} < M_t = 29,54 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h_0) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$  soumise à :

$$M_{tmax} = 11,52 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,75 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,029 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

→  $\beta = 0,9855$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

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

$$A_s = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,75 \times 10^3}{0,9855 \times 18 \times 348} = 1,42 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h - \frac{h_0}{2}\right)\right) + \left(b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h - h_0}{2}\right)\right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))}$$

$$= \frac{\left(65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2}\right)\right) + \left(12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20 - 4}{2}\right)\right)}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13,75 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,75 = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{(65 \times 6,25^3) - ((65 - 12) \times (6,25 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,25)^3}{3}$$

$$= 15486,91 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486,91 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,37 \text{ cm}^2$$

Donc  $A_{scal} = 1,42 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,37 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

On prend : 3T10 ;  $A_s = 2,35 \text{ cm}^2$

• **Sur appui (armatures supérieurs) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,76 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,104 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\beta = 0,945$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,76 \times 10^3}{0,945 \times 18 \times 348} = 0,97 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T<sub>é</sub>) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{scal} = 0,97 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) ;  $A_s = 1,56 \text{ cm}^2$

**4) Vérification à l'E.L.S :**

a) Position de l'axe neutre :  $M_{ser} = 5,75 \text{ KN.m}$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'(y - c) - 15.A(d - y) = 0 \rightarrow 32,5y^2 + 23,55y - 423,9 = 0$$

$$\rightarrow y = 3,90 \text{ cm}$$

b) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 = \frac{65 \times 3,90^3}{3} + 15 \times 2,35(18 - 3,90)^2 = 8293,30 \text{ cm}^4$$

c) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5,75 \times 10^3}{8293,30} \times 3,90 = 2,70 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_{bc} = 2,70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  Condition vérifiée

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$ .

**5) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

L'effort tranchant maximale  $T_{MAX} = 12,90 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{12,90 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,60 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

### 6) Les armatures transversales :

a) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 200/35 ; 120/10 ; 10 \text{ mm} \}$$

$$= \min \{ 5,41 \text{ mm} ; 12 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 6 \text{ mm}$$

b) L'espacement :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \{ 15 \text{ cm} ; 10\Phi_l \} = \min \{ 15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

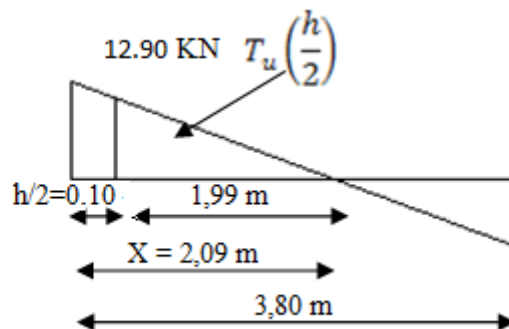
c) La section des armatures transversales :

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

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

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

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



**Figure IV.14: Effort tranchant par la méthode des triangles semblables**

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

On calcul la distance « X » :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{3,8}{2} + \frac{5,76 - 2,3}{6,31 \times 3,80} = 2,04 \text{ m}$$



$$\frac{h}{2} = \frac{0,20}{2} = 0,10 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{12,90 \times 1,94}{2,04} = 12,27 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{12,27 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 0,68 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,68 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} = 3,26 \times 10^{-3} \text{ cm} \quad (2)$$

d) Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,38 \text{ MPa}; 0,4 \text{ MPa}) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \quad (3)$$

On prend le max entre (2) et (3)  $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq 0,02$ , on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

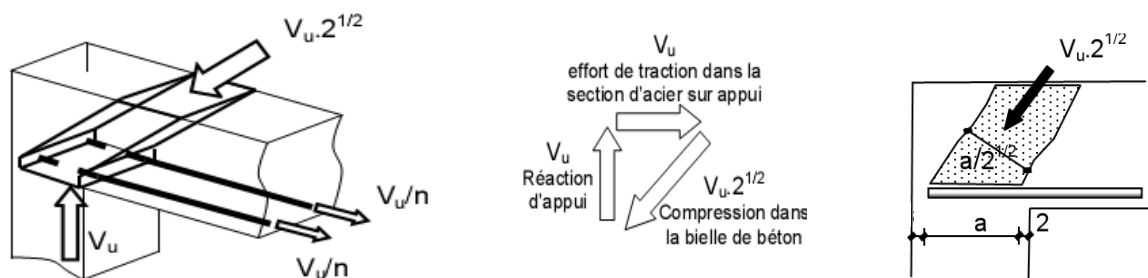
On trouve :  $A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

e) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{5,76}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 35,55 \text{ kN}$$

$F_u = 35,55 \text{ kN} > T_u = 12,90 \text{ kN}$  ; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

7) Compression de la bielle d'about :



**Figure IV.15 : Schéma de la bielle d'about.**

La contrainte de compression dans la biellette est de :

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

Où :

$a$  : La longueur d'appui de la biellette.

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

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de  $45^\circ$ , donc on doit vérifier que :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} &\Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 14,38 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} \\ &= 0,018 \text{ m} = 1,80 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ; \quad a' = c - c' - 2 ; \quad c' = 2 \text{ cm} ; \quad c = 40 \text{ cm}$$

$c'$  : L'enrobage.

$a'$  : La largeur d'appui ;

$c$  : La largeur de l'appui du poteau ;

$$a' = 40 - 2 - 2 = 36 \text{ cm}$$

$$a = \min(36 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$16,2 \text{ cm} > 2,10 \text{ cm}$  ; Condition vérifiée.

**8) Vérification de la flèche :**

On doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_c} \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{380} = 0,0526 < 0,0625 \dots \text{condition non vérifiée} \\ 0,0526 < 0,075 \dots \text{condition non vérifiée} \\ 0,0108 \geq 0,0105 \dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées donc il faut calculer la flèche

*G* : Charge permanente après mise en place des cloisons.

*P* : Charge Totale (*P* = *G* + charge d'exploitation).

*J* : Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

On a:

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,41 \text{ KN/m}^2 \\ P = G + Q = 5,41 + 2,5 = 7,91 \text{ KN/m}^2 \\ J = G - 1 = 4,41 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Pour *b*=0.65

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,41 \times 0,65 = 3,52 \text{ KN/ml} \\ P = 7,91 \times 0,65 = 5,14 \text{ KN/ml} \\ J = 4,41 \times 0,65 = 2,87 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

**1-Calcul des moments fléchissant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 0,85 \frac{GL^2}{8} = 0,85 \times \frac{3,52 \times 3,8^2}{8} = 5,40 \text{ KN.m} \\ M_P = 0,85 \frac{PL^2}{8} = 0,85 \times \frac{5,14 \times 3,8^2}{8} = 7,89 \text{ KN.m} \\ M_J = 0,85 \frac{JL^2}{8} = 0,85 \times \frac{2,87 \times 3,8^2}{8} = 4,40 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

**2-Détermination du centre de gravité :**

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \left( \frac{h_0}{2} + h - h_0 \right) + 5 \left[ \frac{b_0(h - h_0)(h - h_0)}{2} \right] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$= \frac{(65 \times 4) \left( \frac{4}{2} + 20 - 4 \right) + \left[ \frac{12(20-4)(20-4)}{2} \right] + 15 \times 2,35 \times 2}{(65 \times 4) + (20-4)12 + 15 \times 2,35} = 12,90 \text{ cm}$$

### 3-Détermination du moment d'inertie :

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t-y_G)^3}{3} + 15A_s(d-y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65 \cdot (12,90)^3}{3} - \frac{(65-12) \cdot (12,90-4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20-12,90)^3}{3} + 15 \cdot 2,35 \cdot (18-12,90)^2$$

$$I_g = 36405,64 \text{ cm}^4$$

### Pourcentages des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011$$

### 4-Calcul des contraintes suivant les sollicitations :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A \cdot Z} = \frac{5,40 \times 10^3 \text{ N.m}}{2,35 \times 0,9 \times 18} = 141,84 \text{ Mpa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A \cdot Z} = \frac{7,89 \times 10^3 \text{ N.m}}{2,35 \times 0,9 \times 18} = 207,25 \text{ Mpa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A \cdot Z} = \frac{4,40 \times 10^3 \text{ N.m}}{2,35 \times 0,9 \times 18} = 115,58 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

### 5-Calcul de $\mu_g, \mu_p, \mu_j$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_g = 1 - \left[ \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 141,84 + 2,1} \right] = 0,44 \\ \mu_p = 1 - \left[ \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SP} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 207,25 + 2,1} \right] = 0,33 \\ \mu_j = 1 - \left[ \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SJ} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 115,58 + 2,1} \right] = 0,51 \end{array} \right.$$

### 6-Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$* \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \cdot \rho} = 3,73$$

$$* \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,49$$

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

$$I_{fi}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 3,73 \times 0,44)} = 15162,12 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 1,49 \times 0,44)} = 24188,33 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^P = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_P)} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 3,73 \times 0,33)} = 17950,69 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^J = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_J)} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 3,73 \times 0,51)} = 13798,09 \text{ cm}^4$$

**7- Calcul de flèche (total et admissible) :**

$$f_{Gi} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^G} = \frac{5,40 \times 10^3 \times 380^2}{10 \times 32164,19 \times 15162,12} = 0,16 \text{ cm}$$

$$f_{Gv} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_v^G} = \frac{5,40 \times 10^3 \times 380^2}{10 \times 10818,86 \times 24188,33} = 0,30 \text{ cm}$$

$$f_{Pi} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^P} = \frac{7,89 \times 10^3 \times 380^2}{10 \times 32164,19 \times 17950,69} = 0,20 \text{ cm}$$

$$f_{Ji} = \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^J} = \frac{4,40 \times 10^3 \times 380^2}{10 \times 32164,19 \times 13798,09} = 0,14 \text{ cm}$$

**La flèche totale**

$$\Delta f_t = (f_{g_v} - f_{J_i}) + (f_{P_i} - f_{g_i}) = (0,30 - 0,12) + (0,29 - 0,17)$$

$$\Delta f_t = 0,2 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{max} = \frac{l}{500} = \frac{380}{500} = 0,76 \text{ cm}$$

Donc  $\Delta f_t = 0,2 \text{ cm} < \Delta f_{max} = 0,76 \text{ cm} \longrightarrow$  condition vérifiée

**IV.6.2 - Plancher Etage courant :**

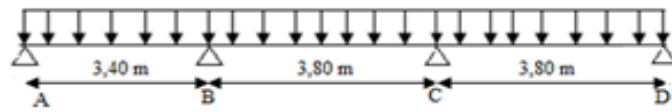
$$G = 5,41 \text{ KN/ml} \quad ; \quad Q = 1,5 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 6,21 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} ; Q_{ser} = 4,49 \text{ KN/ml}$$

1) En utilisant la méthode forfaitaire les moments fléchissant et les efforts tranchants dans l'Etage courant seront calculer de la même manière que le RDC :

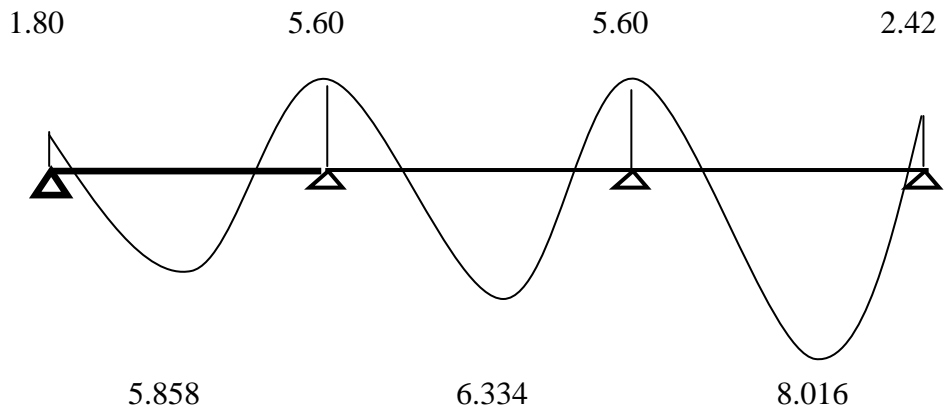
$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{5,41 + 1,5} = 0,217$	$1 + 0,3\alpha = 1,07 > 1,05$
	$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,63 \text{ travee de rive}$
	$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53 \text{ travee intermediaire}$

**Type 1:**

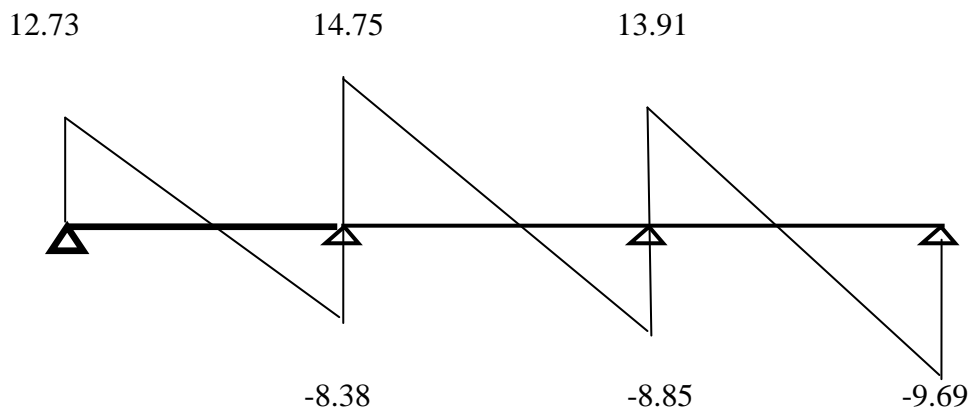


Travée	AB		BC		CD
L (m)	3,40		3,80		3,80
$M_0 = \frac{ql^2}{8} (kN.m)$	8,97		11,21		11,21
Appui	A	B	C	D	
Coefficient forfaitaire	0,2	0,5	0,5	0,2	
$M_a$ (Appui)	1,80	5,60	5,60	2,42	
$M_t(1)$ $[1,07M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$	5,858		6,334		8,016
$M_t(2)$ $\left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0$	5,68		/		7,09
$M_t(3)$ $\left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0$	/		5,97		/
$M_t$ (Adopté)	5,858		6,334		8,016
$T$ $= \frac{M_w - M_e}{l} \pm \frac{ql}{2} (kN)$	$T_w$	12,73	14,75		13,91
	$T_e$	-8,38	-8,85		-9,69

**Tableau IV.2 : résultats des moments et efforts tranchants des poutrelles type 1d'étage courant.**

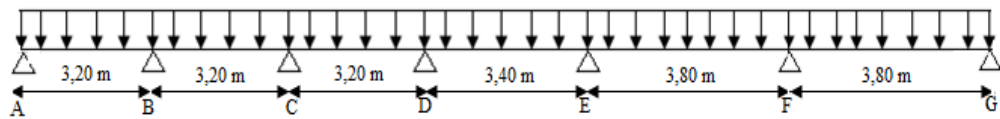


**Figure IV.16 : Diagramme des moments fléchissant,  $M$  [KN.m]**



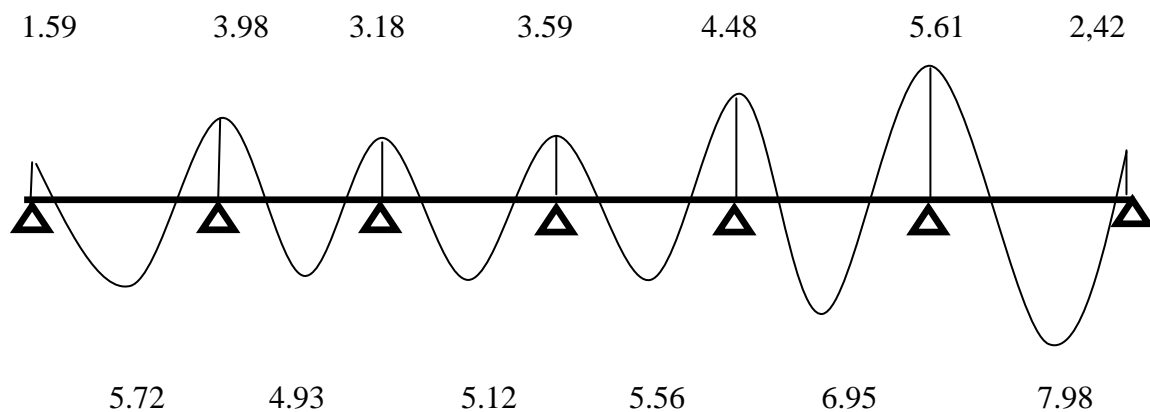
**Figure IV.17 : diagramme des efforts tranchant [KN]**

**Type 2:**



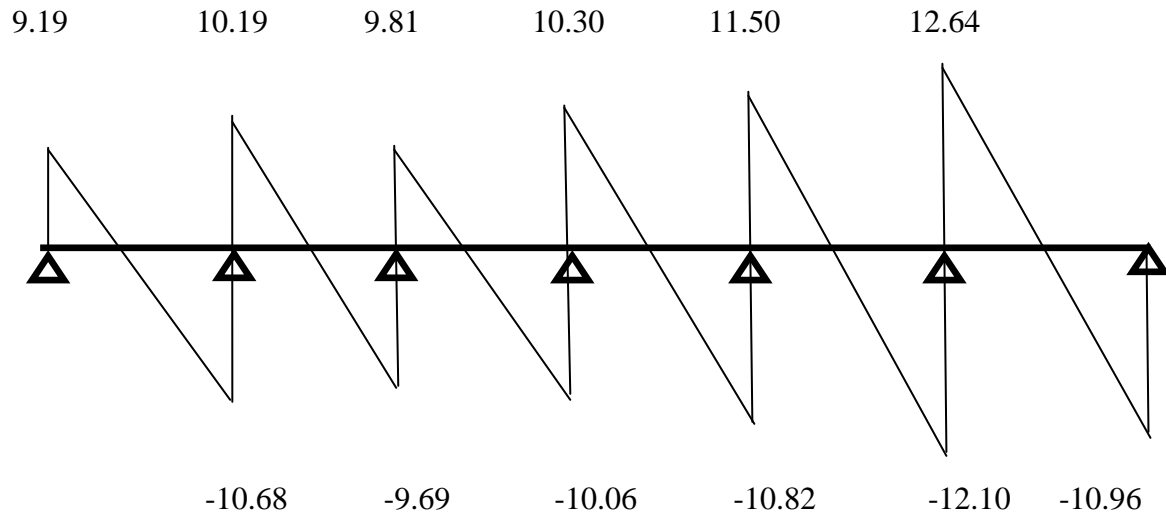
Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	
L (m)	3,20	3,20	3,20	3,40	3,80	3,80	
$M_0(kN.m)$	7,95	7,95	7,95	8,97	11,21	11,21	
Appui	A	B	C	D	E	F	G
Coefficient forfaitaire	0,2	0,5	0,4	0,4	0,4	0,5	0,2
$M_a$ (Appui)	1,59	3,98	3,18	3,59	4,48	5,61	2,42
$M_t(1)$ $[1,07M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$	5,72	4,93	5,12	5,56	6,95	7,98	
$M_t(2)$ $\left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0$	5,03	/	/	/	/	7,09	
$M_t(3)$ $\left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0$	/	4,24	4,24	4,79	5,98	/	
$M_t$ (Adopté)	5,72	4,93	5,12	5,56	6,95	7,98	
$T(KN)$ $\frac{M_w - M_e}{l} \pm \frac{ql}{2}$ (kN)	$T_w$ 9,19	10,19	9,81	10,30	11,50	12,64	
	$T_e$ -10,68	-9,69	-10,06	-10,82	-12,10	-10,96	

**Tableau IV.3 : résultats des moments et efforts tranchants des poutrelles type 2 d'étage courant**



**Figure IV.18 : Diagramme des moments fléchissant,  $M$  [KN.m]**





**Figure IV.19 : diagramme des efforts tranchant [KN]**

Type de poutrelle	Travée	Longueur (m)	Sollicitation à L'ELU				
			$M_t$	$M_w$	$M_e$	$T_w$	$T_e$
1	AB	3.40	5.858	1.8	5.6	12.73	-8.38
	BC	3.80	6.334	5.6	5.6	14.75	-8.85
	CD	3.80	8.016	5.6	2.42	13.91	-9.69
2	AB	3.20	5.72	1.59	3.98	9.19	-10.68
	BC	3.20	4.93	3.98	3.18	10.19	-9.69
	CD	3.20	5.12	3.18	3.59	9.81	-10.06
	DE	3.40	5.56	3.59	4.48	10.30	-10.82
	EF	3.80	6.95	4.48	5.61	11.50	-12.10
	FG	3.80	7.98	5.61	2.42	12.64	-10.96

**Tableau IV.4 : Récapitulatif des résultats trouvés des poutrelles étage courant**

**L'ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tmax} = 8,016 \text{ KN.m} \\ M_a = 5,61 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 14,75 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**L'ELS :**

$$M_{tmax} = 5,84 \text{ KN.m}$$

2) Ferraillage :Calcul des armatures longitudinales :• En travée :

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,016 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,027 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\rightarrow \beta = 0,9865$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,016 \times 10^3}{0,9865 \times 18 \times 348} = 1,30 \text{ cm}^2$$

1) Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e} = 0,37 \text{ cm}^2$$

Donc  $A_{scal} = 1,30 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,37 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

On prend : 3T10 ;  $A_s = 2,35 \text{ cm}^2$

• Sur appui :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,61 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,102 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\beta = 0,946$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,61 \times 10^3}{0,946 \times 18 \times 348} = 0,95 \text{ cm}^2$$

1) Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) ;  $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

3) Vérification à l'E.L.S :

a) Position de l'axe neutre :  $M_{ser} = 5,84 \text{ KN.m}$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A'(y - c) - 15.A(d - y) = 0 \rightarrow 32,5y^2 + 35,25y - 634,5 = 0$$

$$\rightarrow y = 3,90 \text{ cm}$$

b) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 = \frac{65 \times 3,90^3}{3} + 15 \times 2,35(18 - 3,90)^2 = 8293,30 \text{ cm}^4$$

c) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5,84 \times 10^3}{8293,30} \times 3,90 = 2,76 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,76 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

#### 4) Vérification de la contrainte de cisaillement :

L'effort tranchant maximal  $T_{MAX} = 14,75 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \times 10 = \frac{14,75 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,68 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,68 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

#### 5) Les armatures transversales :

a) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l\right\} = \min\{200/35 ; 120/10 ; 10 \text{ mm}\}$$

$$= \min\{5,41 \text{ mm} ; 12 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 6 \text{ mm}$$

b) L'espacement :

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{15 \text{ cm} ; 10\Phi_l\} = \min\{15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} ; \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

**6) Vérification de la flèche :**

On doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{380} = 0,0526 < 0,0625 \dots \text{condition non vérifiée} \\ 0,0526 < 0,071 \dots \text{condition non vérifiée} \\ 0,0108 \geq 0,0105 \dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

On a:

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,41 \text{ KN/m}^2 \\ P = G + Q = 5,41 + 1,5 = 6,91 \text{ KN/m}^2 \\ J = G - 1 = 4,41 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Pour  $b=0.65$

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,41 \times 0,65 = 3,52 \text{ KN/ml} \\ P = 6,91 \times 0,65 = 4,49 \text{ KN/ml} \\ J = 4,41 \times 0,65 = 2,87 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

**1- Calcul des moments fléchissant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 0,85 \frac{GL^2}{8} = 0,85 \times \frac{3,52 \times 3,8^2}{8} = 5,40 \text{ KN.m} \\ M_P = 0,85 \frac{PL^2}{8} = 0,85 \times \frac{4,49 \times 3,8^2}{8} = 6,89 \text{ KN.m} \\ M_J = 0,85 \frac{JL^2}{8} = 0,85 \times \frac{2,87 \times 3,8^2}{8} = 4,40 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

**2- Détermination du centre de gravité :**

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \left( \frac{h_0}{2} + h - h_0 \right) + 5 \left[ \frac{b_0 (h - h_0) (h - h_0)}{2} \right] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$= \frac{(65 \times 4) \left( \frac{4}{2} + 20 - 4 \right) + \left[ \frac{12(20 - 4)(20 - 4)}{2} \right] + 15 \times 2,35 \times 2}{(65 \times 4) + (20 - 4)12 + 15 \times 2,35} = 12,90 \text{ cm}$$

**3-Détermination du moment d'inertie :**

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t-y_G)^3}{3} + 15A_s(d-y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65.(12,90)^3}{3} - \frac{(65-12).(12,90-4)^3}{3} + \frac{12.(20-12,90)^3}{3} + 15.2,35.(18-12,90)^2$$

$$I_g = 36405,64 \text{ cm}^4$$

**Pourcentages des armatures :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011$$

**4-Calcul des contraintes suivant les sollicitations :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A \cdot Z} = \frac{5,40 \times 10^3 \text{ N.m}}{2,35 \times 0,9 \times 18} = 141,84 \text{ Mpa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A \cdot Z} = \frac{6,89 \times 10^3 \text{ N.m}}{2,35 \times 0,9 \times 18} = 180,98 \text{ Mpa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A \cdot Z} = \frac{4,40 \times 10^3 \text{ N.m}}{2,35 \times 0,9 \times 18} = 115,58 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

**5-Calcul de  $\mu_g, \mu_p, \mu_j$** 

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_G = 1 - \left[ \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 141,84 + 2,1} \right] = 0,44 \\ \mu_p = 1 - \left[ \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SP} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 180,98 + 2,1} \right] = 0,37 \\ \mu_j = 1 - \left[ \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SJ} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 115,58 + 2,1} \right] = 0,51 \end{array} \right.$$

**6-Calcul des moments d'inertie fictifs :**

$$* \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = 3,73$$

$$* \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,49$$

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

$$I_{fi}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 3,73 \times 0,44)} = 15162,12 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 1,49 \times 0,44)} = 24188,33 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^P = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 3,73 \times 0,37)} = 16825,43 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^J = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_j)} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 3,73 \times 0,51)} = 13792,09 \text{ cm}^4$$

### **7-Calcul de flèche (total et admissible) :**

$$f_{Gi} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^G} = \frac{5,40 \times 10^3 \times 380^2}{10 \times 32164,19 \times 15162,12} = 0,16 \text{ cm}$$

$$f_{Gv} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_v^G} = \frac{5,40 \times 10^3 \times 380^2}{10 \times 10818,86 \times 24188,33} = 0,30 \text{ cm}$$

$$f_{Pi} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^P} = \frac{6,89 \times 10^3 \times 380^2}{10 \times 32164,19 \times 16825,43} = 0,18 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^J} = \frac{4,40 \times 10^3 \times 380^2}{10 \times 32164,19 \times 13792,09} = 0,14 \text{ cm}$$

### **La flèche totale**

$$\Delta f_t = (f_{Gv} - f_{ji}) + (f_{Pi} - f_{Gi}) = (0,30 - 0,14) + (0,18 - 0,16)$$

$$\Delta f_t = 0,18 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{max} = \frac{l}{500} = \frac{380}{500} = 0,76$$

$$\text{Donc } \Delta f_t = 0,26 \text{ cm} < \Delta f_{max} = 0,76 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

### **IV.6.3 - Calcul des poutrelles du plancher terrasse :**

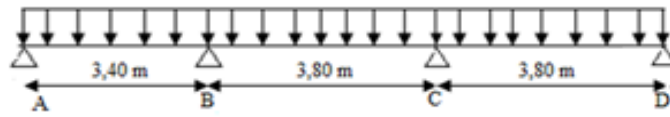
Ce plancher, situé au dernier étage de la construction est exposé à l'extérieur, donc il ne satisfait pas la condition de fissuration peu préjudiciable pour pouvoir appliquer la méthode forfaitaire. C'est pour cela que la méthode des trois moments est la plus adoptée pour le calcul des poutrelles de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

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

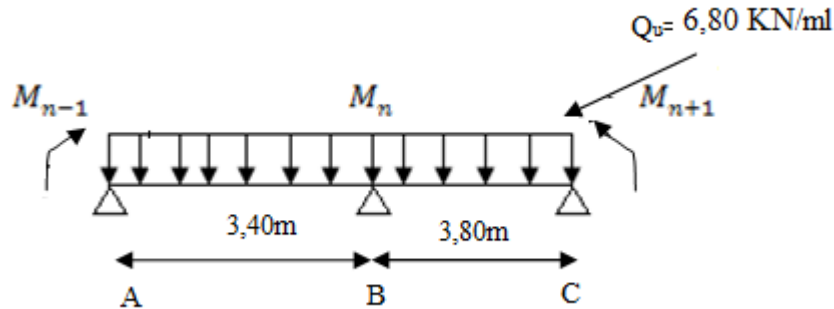
Les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 6,64 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1,00 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q_u = (1,35 \times 6,64 + 1,5 \times 1,00) \times 0,65 = 6,80 \text{ kN/m}^2 \\ Q_{ser} = 7,64 \times 0,65 = 4,97 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

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

**1) Calcul des moments fléchissant :**

- On isole les deux premières travées adjacentes AB et BC :



$$M_a = M_{n-1}; M_b = M_n \text{ et } M_c = M_{n+1}$$

**1. Partie AB :**

$$M_{0 AB} = \frac{6,80 \times 3,4^2}{8} = 9,83 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{3,40}{2} = 1,70 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} (L_n \times M_{0 AB}) = \frac{2}{3} (3,40 \times 9,83) = 22,28 \text{ m}^2$$

**2. Partie BC :**

$$M_{0 BC} = \frac{6,80 \times 3,8^2}{8} = 12,27 \text{ kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{3,80}{2} = 1,90 \text{ m}$$

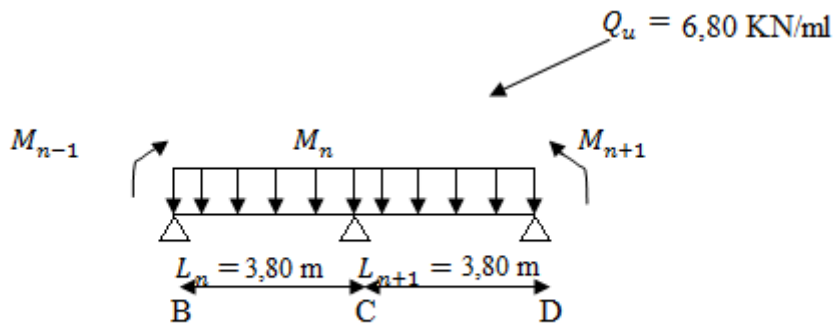
$$S_{n+1} = \frac{2}{3} (L_{n+1} \times M_{0 BC}) = \frac{2}{3} (3,80 \times 12,27) = 31,08 \text{ m}^2$$

**Détermination de l'équation :**

$$M_a = -0,2M_{0 AB} = -2,68 \text{ kN.m}$$

$$(1) \Rightarrow 14,76M_b + 4,15M_c = -139,13 \text{ KN.m}^2 \quad (I)$$

- On isole les deux travées adjacentes BC et CD :



$$M_b = M_{n-1}; M_c = M_n \text{ et } M_d = M_{n+1}$$

On a:

$$L_n = L_{n+1} \text{ donc : } M_{0BC} = M_{0CD}; \quad a_n = b_{n+1} \text{ et } S_n = S_{n+1}$$

$$M_{0BC} = M_{0CD} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,80 \times 3,8^2}{8} = 12,28 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_{n+1} = \frac{L_n}{2} = \frac{3,80}{2} = 1,90 \text{ m}$$

$$S_n = S_{n+1} = \frac{2}{3}(L_n \times M_{0BC}) = \frac{2}{3}(3,80 \times 12,28) = 31,11 \text{ m}^2$$

On peut maintenant déterminer l'équation :

$$M_D = -0,2M_{0CD} = -3,15 \text{ kN.m}$$

$$(1) \Leftrightarrow 4,15M_b + 15,75M_c = -165,94 \text{ KN.m}^2 \quad (II)$$

- Détermination des moments aux appuis et en travées :

1. Sur appuis :

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

$$\begin{cases} 14,2M_b + 4,15M_c = -139,13 \\ 4,15M_b + 15,75M_c = -165,94 \end{cases}$$

Et donc on a :

$$M_a = -1,76 \text{ kN.m}$$

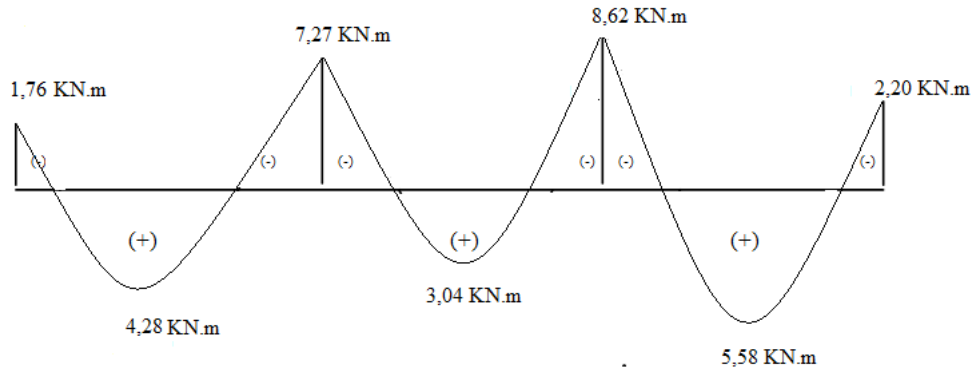
$$M_b = -7,27 \text{ kN.m}$$

$$M_c = -8,62 \text{ kN.m}$$

$$M_d = -2,20 \text{ kN.m}$$



2. En travée :



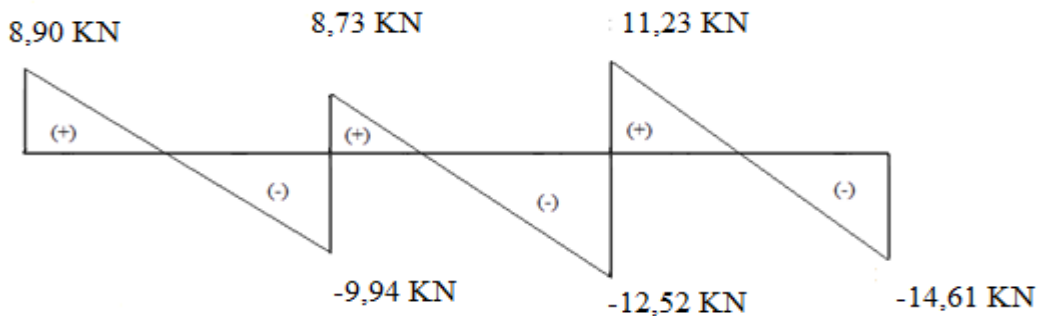
**Figure IV.20 : Diagramme des moments fléchissant,  $M$  [KN.m].**

**2) Calcul des efforts tranchants :**

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} T_w = \frac{M_a + M_b}{l} + Q_u \frac{l}{2} = \frac{-1,76 - 7,27}{3,4} + (6,80 \times 1,7) = 8,90 \text{ kN} \\ T_e = \frac{M_a - M_b}{l} - Q_u \frac{l}{2} = \frac{-1,76 + 7,27}{3,4} - (6,80 \times 1,7) = -9,94 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} T_w = \frac{-7,27 - 8,62}{3,80} + (6,80 \times 1,9) = 8,73 \text{ kN} \\ T_e = \frac{-7,27 + 8,62}{3,80} - (6,80 \times 1,9) = -12,56 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} T_w = \frac{-8,62 - 2,20}{3,80} + (6,80 \times 1,9) = 11,23 \text{ kN} \\ T_e = \frac{-8,62 + 2,20}{3,80} - (6,80 \times 1,9) = -14,61 \text{ kN} \end{cases}$$



**Figure IV.21 : Diagramme des efforts tranchant,  $T$  [KN]**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	ELU				
			$M_t$	$M_w$	$M_e$	$T_w$	$T_e$
Type 1	AB	3,40	4,28	-1,76	-7,27	8,90	-9,94
	BC	3,80	3,04	-7,27	-8,62	8,73	-12,56
	CD	3,80	5,58	-8,62	-2,20	11,23	-14,61
Type 2	AB	3,20	3,91	-1,56	-6,21	7,86	-8,49
	BC	3,20	2,26	-6,21	-4,86	6,31	-10,18
	CD	3,20	2,59	-4,86	-5,56	6,67	-9,62
	DE	3,40	2,9	-5,56	-6,31	6,97	-10,40
	EF	3,80	3,44	-6,31	-8,86	7,54	-10,77
	FG	3,80	5,46	-8,86	-2,2	8,76	-13,61

**Tableau IV.5 : Récapitulatif des résultats trouvés des poutrelles de la terrasse**

**L'ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tmax} = 5,58 \text{ KN.m} \\ M_a = 8,86 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 14,61 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**L'ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0,max} = 7,51 \text{ KN.m} \\ M_{tmax} = 4,41 \text{ KN.m} \\ M_a = 6,02 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**3) Ferraillage :**

**Calcul des armatures longitudinales :**

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,58 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,019 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

→  $\beta = 0,990$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

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

$$A_s = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,58 \times 10^3}{0,990 \times 18 \times 348} = 0,90 \text{ cm}^2$$

1) Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e} = 0,37 \text{ cm}^2$$

Donc  $A_{scal} = 0,90 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,37 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

On prend : 3T10 ;  $A_s = 2,35 \text{ cm}^2$

• **Sur appui :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,86 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,160 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\beta = 0,912$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,86 \times 10^3}{0,912 \times 18 \times 348} = 1,55 \text{ cm}^2$$

1) Condition de non fragilité (section en T $\acute{e}$ ) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{scal} = 0,89 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

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

**3) Vérification à l'E.L.S :**

a) Position de l'axe neutre :  $M_{ser} = 4,41 \text{ KN.m}$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A'(y - c) - 15.A(d - y) = 0 \rightarrow 32,5y^2 + 35,25y - 634,5 = 0$$

$$\rightarrow y = 3,90 \text{ cm}$$

b) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 = \frac{65 \times 3,90^3}{3} + 15 \times 2,35(18 - 3,90)^2 = 8293,30 \text{ cm}^4$$

c) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4,41 \times 10^3}{8293,30} \times 3,90 = 2,07 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_{bc} = 1,90 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  Condition vérifiée

d) Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :

$$\sigma_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration pour HA  $\Phi \geq 6 \text{ mm}$  ;  $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{4,41 \times 10^3}{8293,30} \times (18 - 3,90) = 112,47 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 112,47 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

**4) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

L'effort tranchant maximal  $T_{MAX}=14,62$  KN

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \times 10 = \frac{14,62 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,68 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

**5) Les armatures transversales :**

a) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\begin{aligned} \Phi_t &\leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 200/35 ; 120/10 ; 10 \text{ mm} \} \\ &= \min \{ 5,41 \text{ mm} ; 12 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 6 \text{ mm} \end{aligned}$$

b) L'espacement :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \{ 15 \text{ cm} ; 10\Phi_l \} = \min \{ 15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

**6) Vérification de la flèche :**

On doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{380} = 0,0526 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \\ 0,0526 \geq 0,0506 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 0,0108 \geq 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

On a:

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6,64 \text{ KN/m}^2 \\ P = G + Q = 6,64 + 1,00 = 7,64 \text{ KN/m}^2 \\ J = G - 1 = 5,64 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Pour  $b=0,65$

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6,64 \times 0,65 = 4,14 \text{ KN/ml} \\ P = 7,64 \times 0,65 = 4,97 \text{ KN/ml} \\ J = 5,64 \times 0,65 = 3,67 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

**1-Calcul des moments fléchissant :**

$$\begin{cases} M_G = 0,85 \frac{GL^2}{8} = 0,85 \times \frac{4,14 \times 3,8^2}{8} = 6,35 \text{KN.m} \\ M_P = 0,85 \frac{PL^2}{8} = 0,85 \times \frac{4,97 \times 3,8^2}{8} = 7,62 \text{KN.m} \\ M_J = 0,85 \frac{JL^2}{8} = 0,85 \times \frac{3,67 \times 3,8^2}{8} = 5,63 \text{KN.m} \end{cases}$$

**Module du modèle de déformation longitudinale :**

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{MPa}$$

**2-Détermination du centre de gravité :**

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \left( \frac{h_0}{2} + h - h_0 \right) + 5 \left[ \frac{b_0(h - h_0)(h - h_0)}{2} \right] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$= \frac{(65 \times 4) \left( \frac{4}{2} + 20 - 4 \right) + \left[ \frac{12(20 - 4)(20 - 4)}{2} \right] + 15 \times 2,35 \times 2}{(65 \times 4) + (20 - 4)12 + 15 \times 2,35} = 12,90 \text{ cm}$$

**3-Détermination du moment d'inertie :**

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h-h_0)^3}{3} + 15A_s(d-y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65 \cdot (12,90)^3}{3} - \frac{(65-12) \cdot (12,90-4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20-12,90)^3}{3} + 15 \cdot 2,35 \cdot (18-12,90)^2$$

$$I_g = 36405,64 \text{cm}^4$$

**Pourcentages des armatures :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011$$

**4-Calcul des contraintes suivant les sollicitations :**

$$\begin{cases} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A \cdot Z} = \frac{6,35 \times 10^3 \text{N.m}}{2,35 \times 0,9 \times 18} = 166,80 \text{Mpa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A \cdot Z} = \frac{7,62 \times 10^3 \text{N.m}}{2,35 \times 0,9 \times 18} = 200,16 \text{Mpa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A \cdot Z} = \frac{5,63 \times 10^3 \text{N.m}}{2,35 \times 0,9 \times 18} = 147,89 \text{Mpa} \end{cases}$$

**5-Calcul de  $\mu_g, \mu_p, \mu_j$** 

$$\begin{cases} \mu_G = 1 - \left[ \frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 166,80 + 2,1} \right] = 0,61 \\ \mu_p = 1 - \left[ \frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 200,16 + 2,1} \right] = 0,66 \\ \mu_j = 1 - \left[ \frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 147,89 + 2,1} \right] = 0,57 \end{cases}$$

**6-Calcul des moments d'inertie fictifs :**

$$*\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b}) \cdot \rho} = 3,73$$

$$*\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,49$$

$$I_f = \frac{1,1I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

$$I_{fi}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 3,73 \times 0,61)} = 12226,73 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 1,49 \times 0,61)} = 20978,70 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^P = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 3,73 \times 0,66)} = 11568,03 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^J = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_j)} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 3,73 \times 0,57)} = 12810,28 \text{ cm}^4$$

**7-Calcul de flèche (total et admissible):**

$$f_{Gi} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^G} = \frac{6,35 \times 10^3 \times 380^2}{10 \times 32164,19 \times 12226,73} = 0,23 \text{ cm}$$

$$f_{Gv} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_v^G} = \frac{6,35 \times 10^3 \times 380^2}{10 \times 10818,86 \times 20978,70} = 0,40 \text{ cm}$$

$$f_{Pi} = \frac{M_p \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^P} = \frac{7,62 \times 10^3 \times 380^2}{10 \times 32164,19 \times 11568,03} = 0,29 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^J} = \frac{5,63 \times 10^3 \times 380^2}{10 \times 32164,19 \times 12810,28} = 0,19 \text{ cm}$$

**La flèche totale**

$$\Delta f_t = (f_{\varepsilon_s} - f_{J_i}) + (f_{P_i} - f_{\varepsilon_s}) = (0,40 - 0,19) + (0,29 - 0,23)$$

$$\Delta f_t = 0,27 \text{ cm}$$

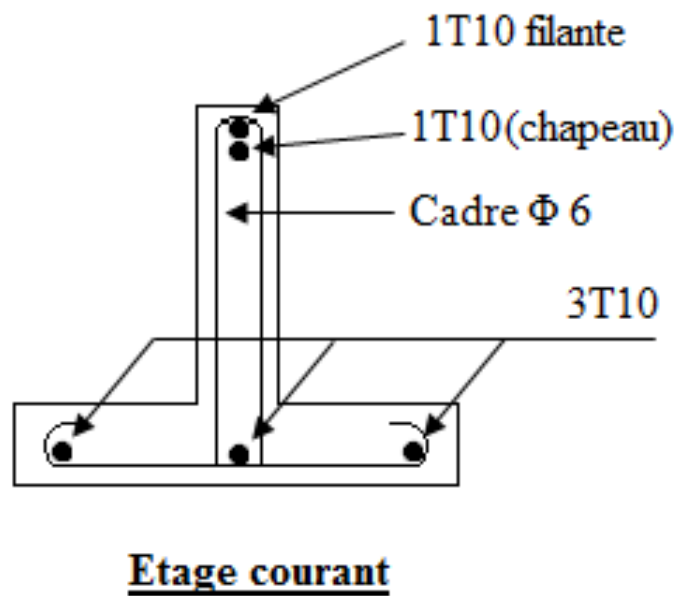
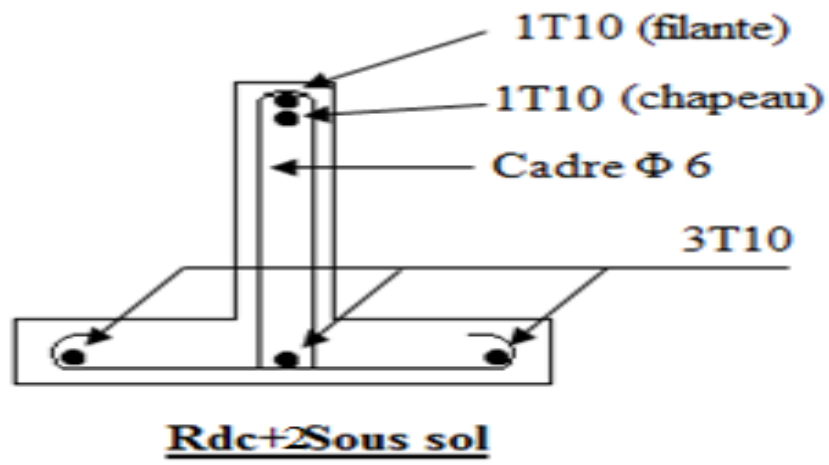
$$\Delta f_{max} = \frac{l}{500} = \frac{380}{500} = 0,76$$

Donc :

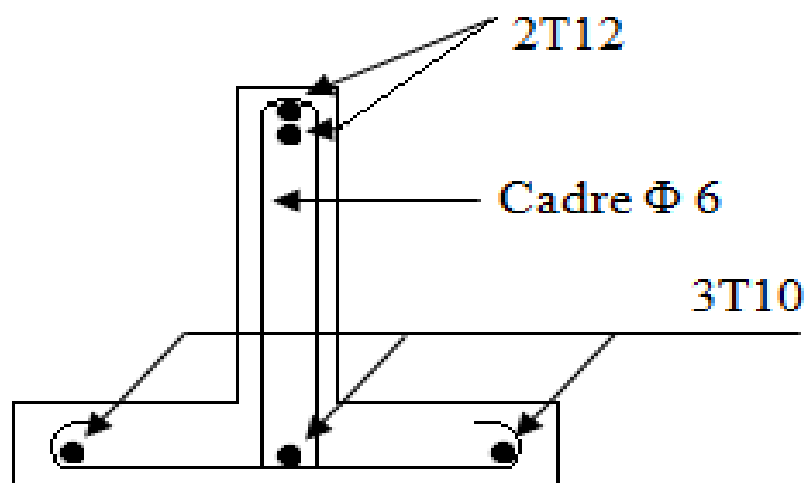
$$\Delta f_t = 0,27 \text{ cm} < \Delta f_{max} = 0,76 \text{ cm}$$

✓ Condition vérifiée

## IV.7 Dessin de ferrailage des poutrelles :







## Terrasse

Figure IV.22 : ferrailage des poutrelles