

IV-1- Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitants les étages et supportant les revêtements du sol; ils assurent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance** : les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitation,
- **Fonction d'isolation**:ils isolent thermiquement et accoustiquement les différentes étages,

Comme notre projet est à usage de bureaux et d'habitation, on adopte un plancher à corps creux.

-le plancher est constitué par des poutrelles en béton armé sur les quelles reposent les hourdis en béton.

-les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

IV-2-Dimensionnement des poutrelles :

Notre construction étant une construction courante à surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{KN/m}^2$).

On a un seul type de planchers à corps creux $h_t = 20 \text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{cm} : \text{corps creux} \\ 4 \text{cm} : \text{dalle de compression} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Hauteur du plancher } h_t = 16 \text{cm} \\ \text{Épaisseur de la nervure } h_0 = 4 \text{cm} \\ \text{Largeur de la nervure } b_0 = 12 \text{cm} \end{array} \right.$$

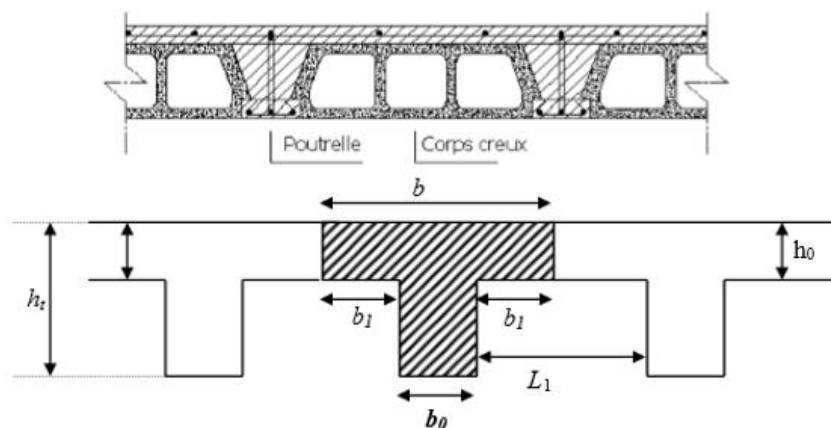


Figure IV-1 : schéma d'un plancher à corps creux.

Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

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

$$b = 2b_1 + b_0 \dots\dots\dots (1)$$

$$L = 4,80 \text{ m} \quad l_1 = 65 \text{ cm}$$

$$b_1 = (b - b_0)/2 = \min \begin{cases} b_1 \leq (l_1 - b_0)/2 \\ b_1 \leq L/10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} b_1 \leq (65 - 12)/2 = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 480/10 = 48 \text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend: $b_1 = 26,5 \text{ cm}$.

$$(1) \Rightarrow b = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}.$$

Donc : **b = 65 cm**

IV -3- Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite " méthode forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique pour les conditions courantes

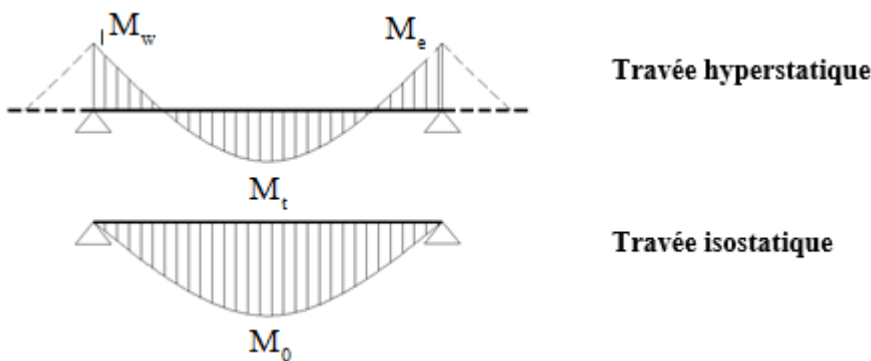
- Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les 4 conditions suivantes sont remplies :

1. La charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
3. Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25 $\Rightarrow 0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$
4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

- Principe de calcul :

Il exprime les moments maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques "M₀" de la travée indépendante.



Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w+M_e)/2$
- $M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0/2$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0/2$ dans une travée de rive

M_0 : moment maximal dans la travée indépendante

M_t : moment maximal dans la travée étudiée

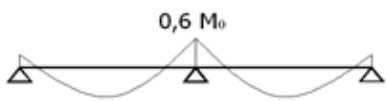

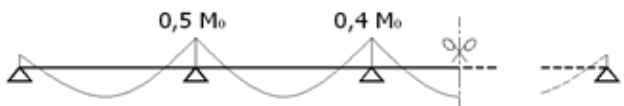
M_w : moment sur l'appui gauche de la travée

M_e : moment sur l'appui droit de la travée

α : $Q / (G+Q)$ rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations.

- Valeurs des moments aux appuis:

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :

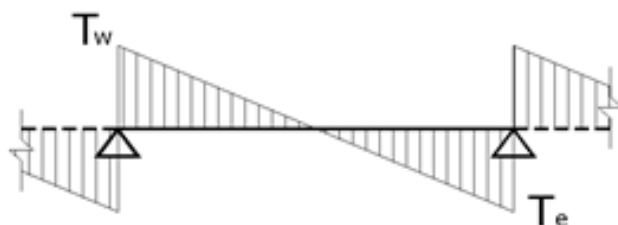
- Poutre contenue a deux travées : 
- Poutre contenue a trois travées : 
- Poutre contenue a plus de trois travées : 

- 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 BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

- $T_w = (M_w - M_e) / l + Ql/2$
- $T_e = (M_w - M_e) / l - Ql/2$



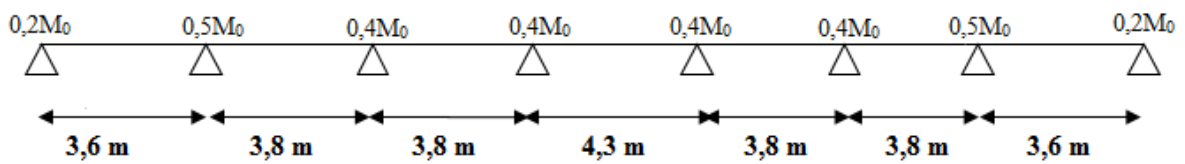
IV - 4 - Calcul des poutrelles:

IV – 4-1- Type de poutrelles:

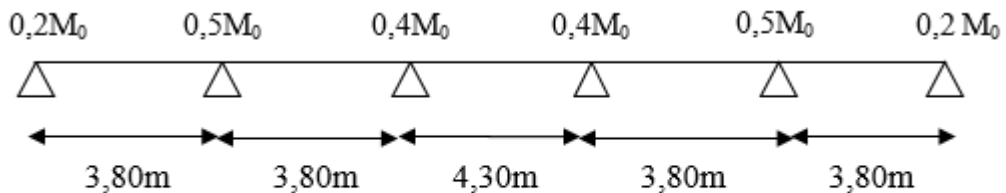
On a cinq (05) types des poutrelles dans les étages courants et trois (03) types dans la terrasse selon le nombre des travées et (02) familles selon la charge appliquée : « RDC, les étages courants » et « terrasse » :

a- Planchers RDC et étages courants :

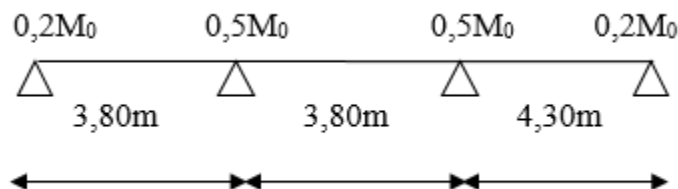
Type 01 :



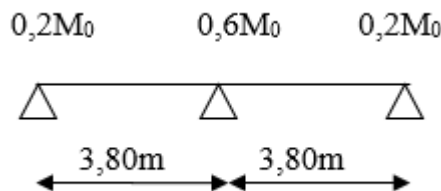
Type 02 :



Type 03 :



Type 04 :



Type 05 :

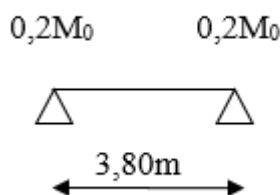
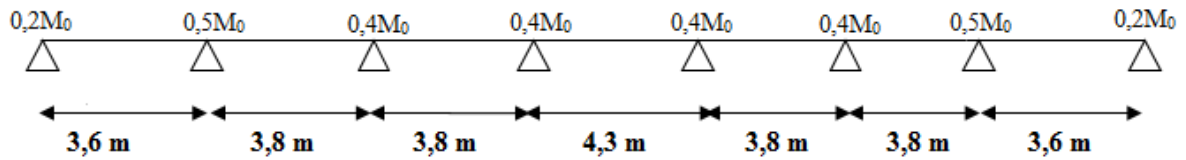


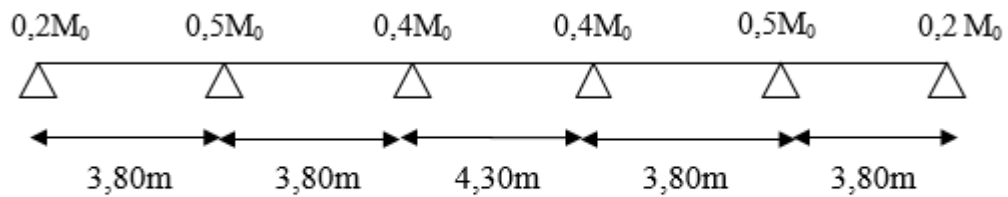
Figure IV.2 : les types des poutrelles dans les étages courants et RCD

b- Plancher terrasse :

Type1 :



Type2 :



Type3:

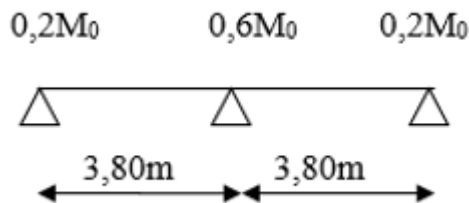


Figure IV.3 :les types des poutrelles dans Plancher terrasse

IV -4-2-Les combinaisons de charges:

Les charges par mètre linéaire /mL

❖ **Plancher étages courants et RDC:**

$$\left. \begin{array}{l} G = 5,04 \times 0,65 = 3,276 \text{ KN/mL} \\ Q = 1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{ KN/mL} \end{array} \right\} \begin{array}{l} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5.89 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,256 \text{ KN/mL.} \end{array}$$

❖ **Plancher terrasse:**

$$\left. \begin{array}{l} G = 6,64 \times 0,65 = 4,316 \text{ KN/mL} \\ Q = 1,00 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/mL} \end{array} \right\} \begin{array}{l} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6.80 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,95 \text{ KN/mL.} \end{array}$$

IV -4-3- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- 1- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5\text{KN/m}^2)$
 - a- Plancher étage courant : $G = 5,04 \text{ KN/m}^2, Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,08 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$
 - b- Plancher terrasse : $G = 6,64 \text{ KN/m}^2, Q = 1\text{KN/m}^2$
 $Q = 1\text{KN/m}^2 < 2G = 13,28 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition.vérifié}$
- 2- Poutrelle à inertie constante ($I = \text{cte}$).....condition vérifié
- 3- Fissuration non préjudiciable.

Pour les planchers des étages courants et RDC, la fissuration est considérée comme non préjudiciable..... condition vérifié

Pour le plancher terrasse la fissuration est préjudiciablecondition non vérifié.

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

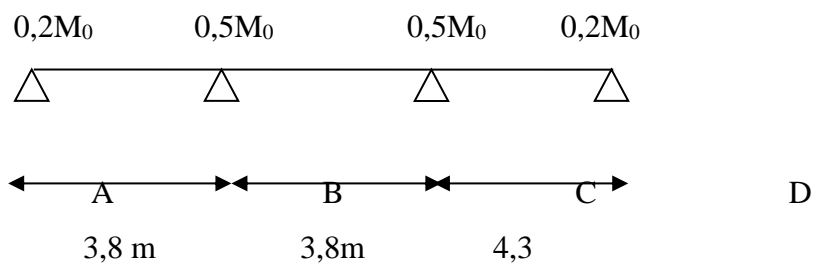
- 4- $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$ condition verifier

IV -4-4-Planchers RDC et étages courants :

Le calcul se fait à l'E.L.U

Exemple de calcul:

Type 03:



- Moments isostatiques:

$$M_{0AB} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 5,89(3,80)^2 / 8 = 10,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 5,89 (3,80)^2 / 8 = 10,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 5,89(4,30)^2 / 8 = 13,61 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur appuis:**

$$M_A = 0,2M_{0AB} = 2,12 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 5,31 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 6,8 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,2M_{0CD} = 2,72 \text{ KN.m}$$

- **Moment maximal des travées:**

Travée (AB) : (travée de rive)

$$a- M_{tAB} \geq 7,64 \text{ KN.m}$$

$$b- M_{tAB} \geq 6,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} = 7,64$$

Travée (BC) : (travée de rive)

$$a- M_{tBC} \geq 5,31 \text{ KN.m}$$

$$b- M_{tBC} \geq 5,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = 5,68 \text{ KN.m}$$

Travée (CD) : (travée de rive)

$$a- M_{tCD} \geq 9,78 \text{ KN.m}$$

$$b- M_{tCD} \geq 8,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} = 9,78 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant:**

$$\begin{cases} T_w = (M_w - M_e) / L + Q_u \cdot L / 2 \\ T_e = (M_w - M_e) / L - Q_u \cdot L / 2 \end{cases}$$

$$\bullet \text{ Travée (AB)} \begin{cases} T_w = \frac{2,12 - 5,31}{3,80} + 5,89 \frac{3,80}{2} = 10,35 \text{ KN} \\ T_e = \frac{2,12 - 5,31}{3,80} - 5,89 \frac{3,80}{2} = -12,03 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\bullet \text{ Travée (BC)} \begin{cases} T_w = \frac{5,31 - 6,80}{3,80} + 5,89 \frac{3,80}{2} = 11,63 \text{ KN} \\ T_e = \frac{5,31 - 6,80}{3,80} - 5,89 \frac{3,80}{2} = -10,75 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\bullet \text{ Travée (CD)} \begin{cases} T_w = \frac{6,80 - 2,72}{4,30} + 5,89 \frac{4,30}{2} = 13,61 \text{ KN} \\ T_e = \frac{6,80 - 2,72}{4,30} - 5,89 \frac{4,30}{2} = -11,72 \text{ KN} \end{cases}$$

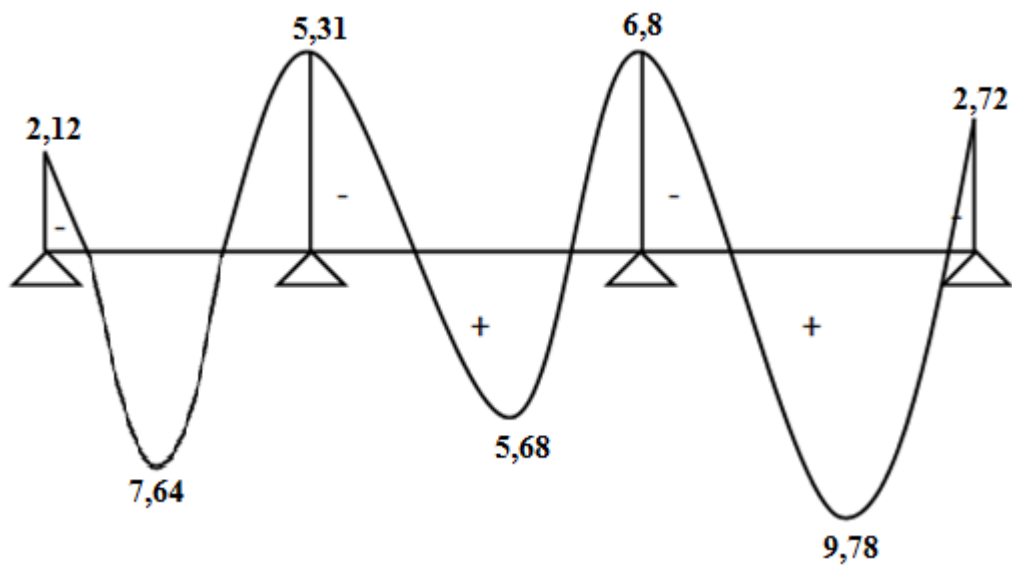


Figure IV- 4 - Diagramme des moments fléchissant M [KN.m]

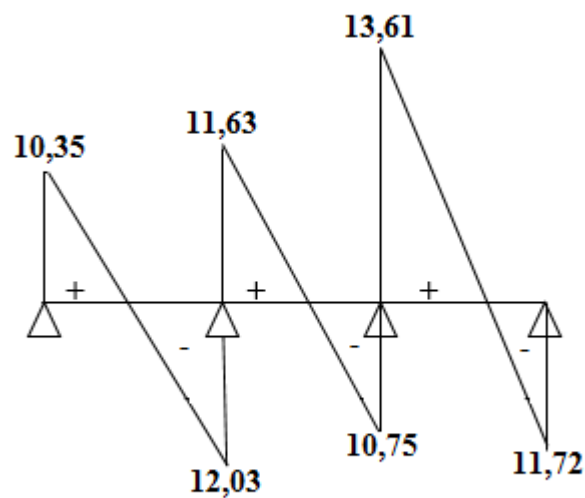


Figure IV- 5 - Diagramme des efforts tranchants T [KN].

IV -4-5-Tableau récapitulatif des résultats obtenus :

Pour le plancher étage courant les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S):

| Type de poutrelle | travée | L(m) | E.L.U | | | | | | E.L.S | | | |
|-------------------|--------|------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | | | M ₀ | M _t | M _w | M _e | T _w | T _e | M ₀ | M _t | M _w | M _e |
| 01 | A-B | 3,6 | 9,54 | 6,59 | 1,9 | 5,31 | 9,65 | 11,54 | 6,89 | 4,75 | 1,38 | 3,84 |
| | B-C | 3,8 | 10,63 | 6,57 | 5,31 | 4,25 | 11,47 | 10,91 | 7,68 | 4,75 | 3,84 | 3,07 |
| | C-D | 3,8 | 10,63 | 6,51 | 4,25 | 5,44 | 10,87 | 11,50 | 7,68 | 4,70 | 3,07 | 3,93 |
| | D-E | 4,3 | 13,61 | 9,1 | 5,44 | 5,44 | 12,66 | 12,66 | 9,83 | 6,57 | 3,93 | 3,93 |
| | E-F | 3,8 | 10,63 | 6,51 | 5,44 | 4,25 | 11,50 | 10,87 | 7,68 | 4,70 | 3,93 | 3,07 |
| | F-G | 3,8 | 10,63 | 6,57 | 4,25 | 5,31 | 10,91 | 11,47 | 7,68 | 4,75 | 3,07 | 3,84 |
| | G-H | 3,6 | 9,54 | 6,59 | 5,31 | 1,9 | 11,54 | 9,65 | 6,89 | 4,75 | 3,84 | 1,38 |
| 02 | A-B | 3,8 | 10,63 | 7,64 | 2,12 | 5,31 | 10,35 | 12,03 | 7,68 | 5,52 | 1,53 | 3,84 |
| | B-C | 3,8 | 10,63 | 5,98 | 5,31 | 5,44 | 11,15 | 11,22 | 7,68 | 4,30 | 3,84 | 3,93 |
| | C-D | 4,3 | 13,61 | 9,1 | 5,44 | 5,44 | 12,66 | 12,66 | 9,83 | 6,57 | 3,93 | 3,93 |
| | D-E | 3,8 | 10,63 | 5,98 | 5,44 | 5,31 | 11,22 | 11,15 | 7,68 | 4,30 | 3,93 | 3,84 |
| | E-F | 3,8 | 10,63 | 7,64 | 5,31 | 2,12 | 12,03 | 10,35 | 7,68 | 5,52 | 3,84 | 1,53 |
| 03 | A-B | 3,8 | 10,63 | 7,64 | 2,12 | 5,31 | 10,35 | 12,03 | 7,68 | 5,52 | 1,53 | 3,84 |
| | B-C | 3,8 | 10,63 | 5,68 | 5,31 | 6,8 | 11,63 | 10,75 | 7,68 | 4,10 | 3,84 | 4,91 |
| | C-D | 4,3 | 13,61 | 9,78 | 6,8 | 2,72 | 13,61 | 11,72 | 9,83 | 7,06 | 4,91 | 1,97 |
| 04 | A-B | 3,8 | 10,63 | 7,17 | 2,12 | 6,38 | 10,67 | 12,28 | 7,68 | 5,14 | 1,53 | 4,60 |
| | B-C | 3,8 | 10,63 | 7,17 | 6,38 | 2,12 | 12,28 | 10,67 | 7,68 | 5,14 | 4,60 | 1,53 |
| 05 | A-B | 3,8 | 10,63 | 9,24 | 2,12 | 2,12 | 11,19 | 11,19 | 7,68 | 6,67 | 1,53 | 1,53 |

Tableau IV.1. Récapitulatif des résultats obtenus

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 9,78 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 6,80 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 13,61 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 7,06 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 4,91 \text{ KN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

IV -4-6-Plancher terrasse:

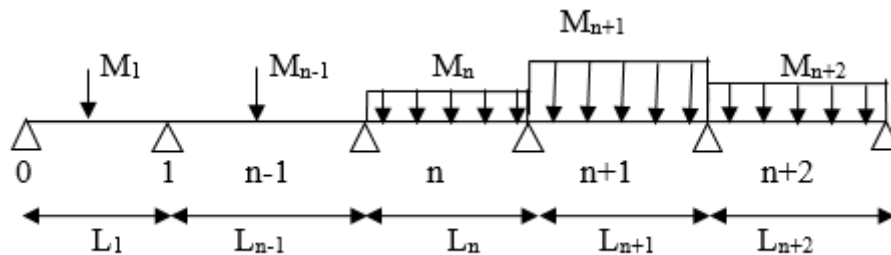
On a les mêmes types de poutrelles définies précédemment

Méthode de calcul:

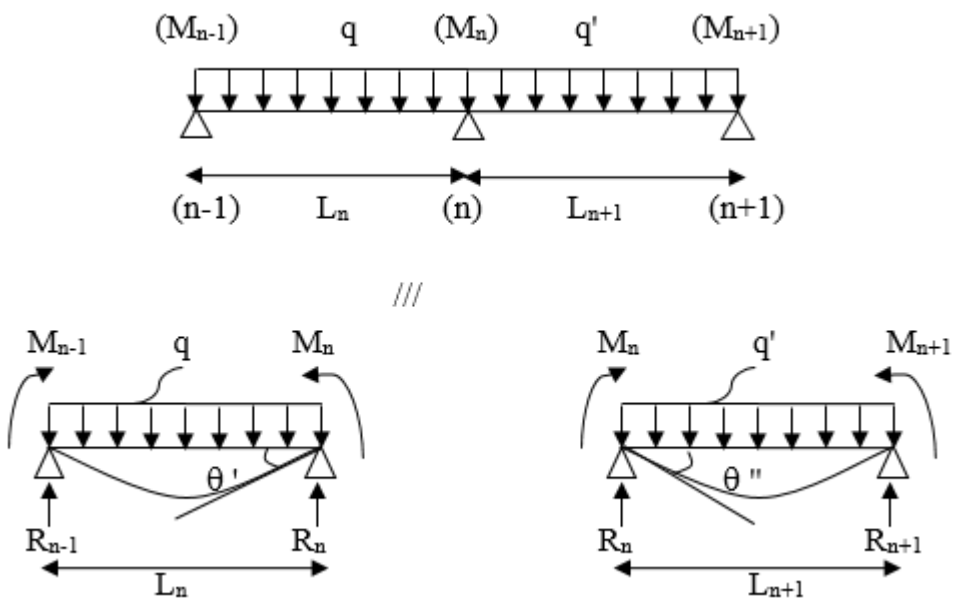
Vu que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis **la méthode des trois moments**.

Principe de calcul de la méthode des trois moments :

Pour les poutres continues à plusieurs appuis,

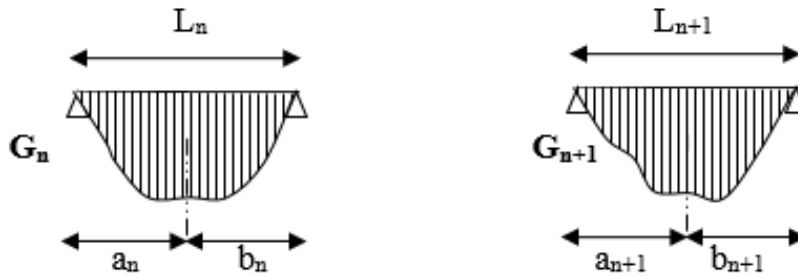


Isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.



M_n, M_{n-1}, M_{n+1} : les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1), il sont supposés positifs, suivant les conditions aux limites et les condition de continuité, ($\theta' = \theta''$).....(1)

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



G_n, G_{n+1} :les centres d'inertie des aires de diagramme des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}, b_{n+1}$: sont la signification indiqué sur la figure.

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 :

$$\theta' = \frac{S_n \cdot a_n}{L_n \cdot E_I} + \frac{M_{n-1} \cdot L_n}{6 \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_n}{3 \cdot E_I}$$

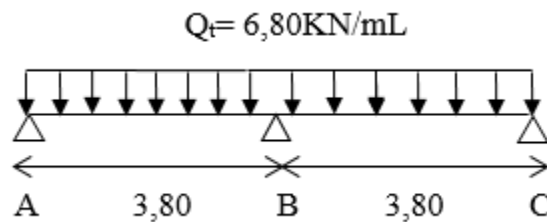
$$\theta'' = \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1} \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_{n+1}}{3 \cdot E_I} + \frac{M_{n+1} \cdot L_{n+1}}{6 \cdot E_I}$$

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

C'est le théorème des trois moments et sous cette forme générale il est applicable à tous les types de chargement. cette équation est appelée **équation de CLAPEYRON**.

Exemple de calcul:

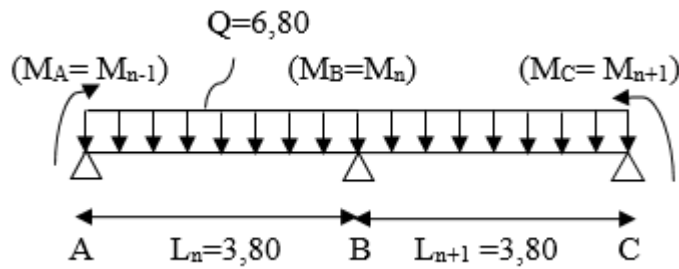
On prend comme exemple de calcul le 1^{er} type de poutrelle (avec 3 travées)



Le calcul se fait selon la formule:

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

- En isolant deux travées adjacentes, on prend A-B et B-C



Partie AB:

$$M_{0AB} = Ql^2/8 = 12,27 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 1,9 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{0AB} = 2/3 \cdot 3,80 \cdot 12,27 = 31,08 \text{ m}^2$$

Partie BC:

$$M_{0BC} = Ql^2/8 = 12,27 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,9 \text{ m}$$

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

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 3,80M_A + 2(3,80+3,80) \cdot M_B + 3,80M_C = -6[(31,08 \cdot 1,90/3,80) + (31,08 \cdot 1,9/3,80)]$$

$$\text{Avec: } M_A = M_C = -0,2 \cdot M_{0AB} = -2,45 \text{ KN.m}$$

$$15,2M_B + 165,64 = 0 \dots\dots (1)$$

- Les moments sur appuis sont:

$$M_A = -2,45 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -11,04 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -2,45 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant:

$$\bullet \text{ Travée (AB)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{2,45 - 11,04}{3,80} + 6,80 \frac{3,80}{2} = 10,65 \text{ KN} \\ T_e = \frac{2,45 - 11,04}{3,80} - 6,80 \frac{3,80}{2} = -15,18 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\bullet \text{ Travée (BC)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{11,04 - 2,45}{3,80} + 6,80 \frac{3,80}{2} = 15,18 \text{ KN} \\ T_e = \frac{11,04 - 2,45}{3,80} - 6,80 \frac{3,80}{2} = -10,65 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Les moments en travée:

$$\begin{cases} M(t)_{\max} & T(x)=0 & x=T_w/Q_u & M(t)_{\max} = T_w \cdot x/2 - M_w \\ M_{tAB} = 5,52 \text{ KN.m} \\ M_{tBC} = 5,52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

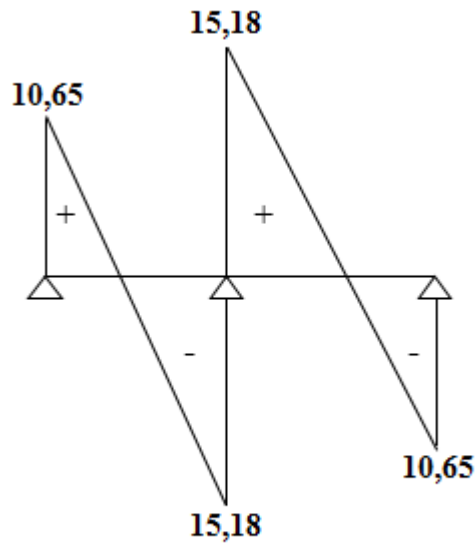


Figure IV- 6 -Diagramme des efforts tranchants T [KN].

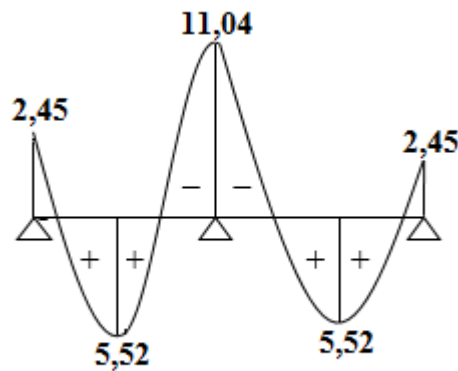


Figure IV- 7 - Diagramme des moments fléchissant M [KN].

IV -4-7-Tableau récapitulatif des résultats obtenus :

Pour le plancher terrasse, les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S):

| Type de poutrelle | travée | L(m) | E.L.U | | | | | | E.L.S | | | |
|-------------------|--------|------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | | | M ₀ | M _t | M _w | M _e | T _w | T _e | M ₀ | M _t | M _w | M _e |
| 01 | A-B | 3,6 | 11,01 | 5,32 | 2,20 | 9,19 | 10,30 | 14,18 | 8,02 | 3,87 | 1,60 | 6,69 |
| | B-C | 3,8 | 12,27 | 3,90 | 9,19 | 7,54 | 13,35 | 12,48 | 8,93 | 2,84 | 6,69 | 5,49 |
| | C-D | 3,8 | 12,27 | 3,62 | 7,54 | 9,76 | 12,33 | 13,50 | 8,93 | 2,64 | 5,49 | 7,09 |
| | D-E | 4,3 | 15,71 | 5,95 | 9,76 | 9,76 | 14,62 | 14,62 | 11,44 | 4,35 | 7,09 | 7,09 |
| | E-F | 3,8 | 12,27 | 3,62 | 9,76 | 7,54 | 13,50 | 12,33 | 8,93 | 2,64 | 7,09 | 5,49 |
| | F-G | 3,8 | 12,27 | 3,90 | 7,54 | 9,19 | 12,48 | 13,35 | 8,93 | 2,84 | 5,49 | 6,69 |
| | G-H | 3,6 | 11,01 | 5,32 | 9,19 | 2,20 | 14,18 | 10,30 | 8,02 | 3,87 | 6,69 | 1,60 |
| 02 | A-B | 3,8 | 12,27 | 6,39 | 2,45 | 9,3 | 11,11 | 14,72 | 8,93 | 4,65 | 1,78 | 6,77 |
| | B-C | 3,8 | 12,27 | 2,90 | 9,30 | 9,43 | 12,88 | 12,95 | 8,93 | 2,11 | 6,77 | 6,87 |
| | C-D | 4,3 | 15,71 | 6,28 | 9,43 | 9,43 | 14,62 | 14,62 | 11,44 | 4,57 | 6,87 | 6,87 |
| | D-E | 3,8 | 12,27 | 2,90 | 9,43 | 9,3 | 12,95 | 12,88 | 8,93 | 2,11 | 6,87 | 6,77 |
| | E-F | 3,8 | 12,27 | 6,39 | 9,30 | 2,45 | 14,72 | 11,11 | 8,93 | 4,65 | 6,77 | 1,78 |
| 03 | A-B | 3,8 | 12,27 | 5,52 | 2,45 | 11,04 | 10,65 | 15,18 | 8,93 | 4,02 | 1,78 | 8,03 |
| | B-C | 3,8 | 12,27 | 5,52 | 11,04 | 2,45 | 15,18 | 10,65 | 8,93 | 4,02 | 8,03 | 1,78 |

Tableau IV.2 :Récapitulatif des résultats obtenus

Les sollicitations maximales de calcul sont:

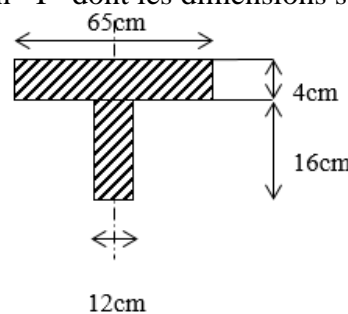
$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 6,39 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 11,04 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 15,18 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 4,65 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 8,03 \text{ KN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

IV -5-Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit:



Données :

- Largeur de la poutrelle $b = 65 \text{ cm}$.
- Largeur de la $b_0 = 12 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 20 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_0 = 4 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$

Et on a :

- contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ Mpa}$
- contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.
- Fissuration peu préjudiciable

IV -5-1-Plancher RDC et étage courant:

Pour le calcul de ferrailage, on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$\text{E.L.U} \begin{cases} M_{\text{travée}_{\text{max}}} = 9,78 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\text{max}}} = 6,80 \text{ KN.m} \\ T_{\text{max}} = 13,61 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

❖ **En travée :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcule le moment équilibré par la table

$$M_t = b h_0 f_{bc} (d - h_0 / 2) = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4 / 2) \times 10^{-3} = 58,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{t\text{max}} = 9,78 \text{ KN.m} < 58,94 \text{ KN.m}$$

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 $(b \times h_t) = (65 \times 21) \text{ cm}^2$ soumise à $M_{t\text{max}} = 9,78 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{9,78 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,032 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,032 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,984$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,78 \cdot 10^3}{0,984 \cdot 18 \cdot 348} = 1,58 \text{ cm}^2$$

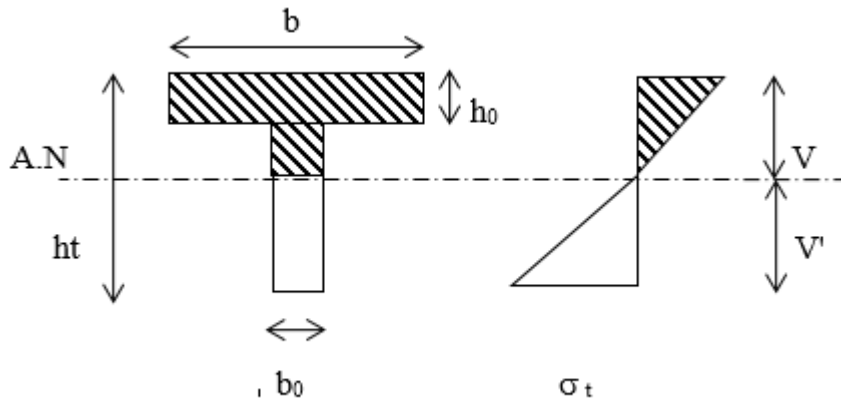
- Condition de non fragilité (section en T):

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

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

$$V' = ht - V$$

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



$$V = \frac{12 \cdot (20)^2 + (65 - 12) \cdot (4)^2}{2[12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4]} = 6,24 \text{ cm}$$

$$I = 12 \cdot (20)^3 / 3 + (65 - 12) \cdot (4)^3 / 3 - [12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4] \cdot (6,24)^2$$

$$I = 17792,20 \text{ cm}^4$$

$$V' = ht - V = 20 - 6,24 = 13,76 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{17792,20}{0,81 \cdot 20 \cdot 13,76} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,42 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{\text{scal}} = 1,58 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,42 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

Le choix: 3T10 = 2,36 cm².

❖ **sur appuis:**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{6,80 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18,7)^2 \cdot 12} = 0,123 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,123 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,9345$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,80 \cdot 10^3}{0,9345 \cdot 18,348} = 1,16 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité (section en T):

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h_t \cdot V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{1779220}{0,81 \cdot 20 \cdot 624} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,92 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{\text{scal}} = 1,16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,92 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Le choix: 2T10 = 1,57 cm².

- **Vérification des contraintes à l'E.L.S :**

-Plancher étage courant :

$$M_{\text{ser}} = 7,06 \text{ KN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

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

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 2,36 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 - 15 \cdot 2,36 \cdot (d - y) = 0.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 35,4y - 637,2 = 0 \Rightarrow y = 3,91 \text{ cm}$$

$y = 3,91 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

-Le moment d'inertie:

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

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

$$I_G = \frac{65}{3} (3,91)^3 + 15 \cdot 2,36 \cdot (18 - 3,91)^2 = 8323,05 \text{ cm}^4.$$

-Calcul des contraintes :

- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I_G} \cdot y = \frac{7,06 \cdot 10^3}{8323,05} \cdot 3,91 = 3,31 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_{bc} = 3,31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$c ondition vérifiée.

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

b. Contrainte de cisaillement : (effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 13,61$ KN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{13,61 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,63 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

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

$$\tau_u = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

On utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne

Les armatures transversales At:

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L)$$

Diamètre $\Phi_t \leq \min(200/35; 120/10; 10) = 5.71 \text{ mm.}$

on adopte : $\Phi_t = 6 \text{ mm.}$

Calcul des espacements :

$$\begin{cases} St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min(16,2; 40 \text{ cm}) \end{cases} \Rightarrow St \leq 16,2 \text{ cm}$$

La section des armatures transversales :

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

$k = 1$ (fissuration non préjudiciable)

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

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

$$f_e = 235 \text{ Mpa}; \delta_s = 1,15$$

$$D'où: \tau_u (h/2) = \frac{T_u (h/2)}{b_0 \cdot d}$$

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

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

• On calcul la distance "X":

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

$$X = 4,30/2 + (6,8 - 2,72)/5,89 \cdot 4,30 = 2,31 \text{ m}$$

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

$$X - (h/2) = 2,31 - 0,10 = 2,21 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } T_u(h/2) = 13,61 \cdot 2,21 / 2,31 = 13,02 \text{ KN}$$

$$T_u(h/2) = \mathbf{13,02 \text{ KN}}$$

$$D'où: \tau_u(h/2) = (13,02 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \cdot 0,18) = 0,60 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(h/2) = \mathbf{0,60 \text{ MPa}}$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,60 - 0,31 \cdot 2,1) \cdot 12}{0,9 \cdot \frac{235}{1,15}} = 1,95 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \dots \dots (1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\frac{At \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,60}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots (2)$$

On prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,020 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\Rightarrow At \geq 0,02 \cdot 15 = 0,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

- Zone nodale :

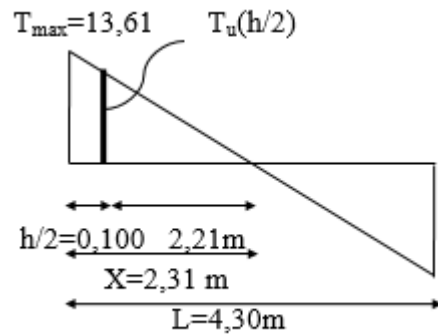
$$St \leq \min (10\Phi_L; 15\text{cm})$$

$$St \leq 10\text{cm}$$

- Zone courante :

$$St \leq 15\text{cm}$$

$$St = 15 \text{ cm}$$



On adopte $\begin{cases} St = 10\text{cm} & \text{Zone nodale.} \\ St = 15\text{cm} & \text{Zone courante.} \end{cases}$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 13,61 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 6,80 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{6,80}{0,9.18.10^{-2}} = 41,97 \text{ KN} > T_u = 13,61 \text{ KN}$$

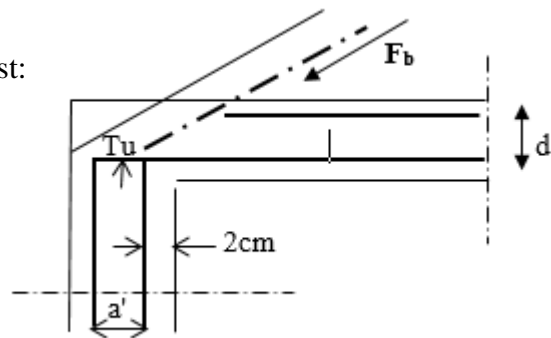
Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

Compression de la bête d'about :

La contrainte de compression dans la bête est :

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

$$\text{D'où} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$



a : la longueur d'appui de la bête

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

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

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28}/\gamma_b$$

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0,8.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8.b_0.f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2.13,61.1,5}{0,8.12.25.10} = 0,017 \text{ m} = 1,70 \text{ cm}$$

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

a' : largeur d'appui

$$a' = c - c' - 2\text{cm}$$

$$c' = 2\text{cm (enrobage)}$$

c : la largeur de l'appui (poteau) = 30cm

$$a' = 30 - 2 - 2 = 26\text{cm}$$

a = min (26cm; 16,20cm) = 16,20 > 1,70 cm.....condition vérifiée.

- **Entraînement des armatures**

-

Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

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

T: effort tranchant max $T=13,61$ KN

n : nombre d'armatures longitudinales tendues $n = 3$

μ : périmètre d'armature tendue $\mu = \pi\phi = 3,14 \times 1,0 = 3,14$ cm

$$\tau_{ser} = 13,61 \times 10^3 / 0,9 \times 18 \times 3,14 \times 3 \times 10^2 = 0,89 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_{ser} = 0,89 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

-Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit "L_s" est la longueur que doit avoir une barre droite de diamètre ϕ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

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

La longueur de scellement droit $L_s = \phi f_e / 4\tau_s$.

ϕ : Diamètre d'une barre égale 1cm

$$L_s = 1.400 / 4.2, 835 = 35,27 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 30$ cm

Nous somme obligés de courber les armatures de telle sorte que

$$r = 5,5\phi = 5,5.1 = 5,5 \text{ cm.}$$

-Vérification de la flèche

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{430} = 0,046 > 0,0444 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{430} = 0,046 < \frac{7,06}{15.9,83} = 0,048 \right) \dots\dots \text{condition non vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,36}{12.18} = 0,0109 > \frac{4,2}{400} = 0,0105 \right) \dots\dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

la 2^{ème} et la 3^{ème} condition ne sont pas vérifiées; on procédera donc au calcul de la flèche.

On va calculer:

$$F_i = \frac{M_i.L^2}{10E_i.I_{f_i}} ; F_v = \frac{M_v.L^2}{10E_v.I_{f_v}}$$

F_i: flèche due aux charges de faible durée d'application.

F_v: flèche due aux charges de longue durée d'application

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

$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$

$$I_{f_i} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} ; I_{f_v} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} \quad I_0 : \text{moment d'inertie de la section totale rendue homogène à}$$

L'axe passant par son C.D.G

I_{f_i} : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

I_{f_v} : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

-Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0)b_0 \cdot (h - h_0)/2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(65 \cdot 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4) \cdot 12 \cdot (20 - 4)/2] + 15 \cdot 2,36 \cdot 2}{(65 \cdot 4) + (20 - 4) \cdot 12 + 15 \cdot 2,36}$$

$$y_G = 12,90 \text{ cm}$$

- Détermination du moment d'inertie:

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

$$I_g = \frac{65 \cdot (12,90)^3}{3} - \frac{(65 - 12) \cdot (12,90 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20 - 12,90)^3}{3} + 15 \cdot 2,36 \cdot (18 - 12,90)^2$$

$$I_g = 36409,54 \text{ cm}^4$$

- Charges prises en comptes :

1-Charge avant mise de revêtement : $j = 2,85 \times 0,65 = 1,85 \text{ KN/m}$.

2-Charge après mise de revêtement : $G = 5,04 \times 0,65 = 3,27 \text{ KN/m}$.

3-Charge total à l'E.L.S : $P = (G+Q) : P = (5,04+1,5) \times 0,65 = 4,251 \text{ KN/m}$.

- Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0,85 \cdot j \cdot L^2/8 = 0,85 \cdot 1,85 \cdot (4,30)^2/8 = 3,63 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85 \cdot G \cdot L^2/8 = 0,85 \cdot 3,27 \cdot (4,30)^2/8 = 6,42 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,85 \cdot P \cdot L^2/8 = 0,85 \cdot 4,251 \cdot (4,30)^2/8 = 8,35 \text{ KN.m}$$

- Calcul des contraintes:

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A_s \cdot Z} = \frac{3,63 \times 10^3}{2,36 \times 0,9 \times 18} = 94,94 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{6,42 \times 10^3}{2,36 \times 0,9 \times 18} = 167,92 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = \frac{8,35 \times 10^3}{2,36 \times 0,9 \times 18} = 218,40 \text{ MPa.}$$

- Calcul des coefficients:

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011.$$

$$f ; \lambda_i ; \lambda_v \quad \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3b_0/b)f} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times 12/65)0,011} = 2,55.$$

$$\lambda_v = (2/5) \lambda_i = (2/5)2,55 = 1,02.$$

- Calcul des coefficients (μ_i) :

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

$$* \mu_j = 1 - [(1,75 \times 2,1)/(4 \times 0,011 \times 94,94) + 2,1] = 0,41.$$

$$* \mu_G = 1 - [(1,75 \times 2,1)/(4 \times 0,011 \times 167,92) + 2,1] = 0,61.$$

$$* \mu_P = 1 - [(1,75 \times 2,1)/(4 \times 0,011 \times 218,40) + 2,1] = 0,68.$$

- Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)} : I_0 = I_G = 37475,72 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FJ} = \frac{1,1 \times 36409,54}{(1 + 2,55 \times 0,41)} = 19579,80 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FG} = \frac{1,1 \times 36409,54}{(1 + 2,55 \times 0,61)} = 15672,27 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \times 36409,54}{(1 + 2,55 \times 0,68)} = 14649,04 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FV} = \frac{1,1 \times 36409,54}{(1 + 1,02 \times 0,61)} = 24688,99 \text{ cm}^4.$$

- Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:

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

$$F_{ij} = \frac{3,63 \times (4,30)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 19579,80)} = 0,10 \text{ cm.}$$

$$-F_{ig} = \frac{6,42 \times (4,30)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 15672,27)} = 0,23 \text{ cm.}$$

$$F_{ip} = \frac{8,35 (4,30)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 14649,04)} = 0,32 \text{ cm.}$$

$$F_{vg} = \frac{6,42 (4,30)^2 \times 10^7}{(10 \times 10818,86 \times 24688,99)} = 0,44 \text{ cm.}$$

$$F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}$$

$$F_{\text{total}} = 0,44 - 0,1 + 0,32 - 0,23 = 0,43 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = \mathbf{0,43 \text{ cm}}$$

$$F_{\text{adm}} = L/500 = 430/500 = 0,86 \text{ cm.}$$

$$F_{\text{adm}} = \mathbf{0,86 \text{ cm}}$$

$$F_{\text{total}} = \mathbf{0,43 \text{ cm}} < F_{\text{adm}} = \mathbf{0,86 \text{ cm}} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

IV -5-1-Plancher Terrasse:

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$\text{E.L.U} \begin{cases} M_{\text{travée}_{\text{max}}} = 6,39 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\text{max}}} = 11,04 \text{ KN.m} \\ T_{\text{max}} = 15,18 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):**

- ❖ **En travée :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcul le moment équilibre par la table

$$M_t = b h_0 f_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{t\text{max}} = 8,34 \text{ KN.m} < 58,94 \text{ KN.m}$$

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 x ht) = (65 x 21) cm² soumise à M_{tmax} = 6,39 KN.m

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{6,39 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,021 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,021 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,9895$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,39 \cdot 10^3}{0,9895 \cdot 18 \cdot 348} = 1,03 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité (section en T):

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

$$V = \frac{12 \cdot (20)^2 + (65 - 12) \cdot (4)^2}{2[12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4]} = 6,24 \text{ cm}$$

$$I = 1779220 \text{ cm}^4$$

$$V' = ht - V = 20 - 6,24 = 13,76 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{1779220}{0,81 \cdot 20 \cdot 13,76} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,42 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{\text{scal}} = 1,03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,42 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Le choix: 3T10 = 2,36 cm².

❖ **sur appuis:**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension ($b_0 \times h$) = (12x20) cm²

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{11,04 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,200 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,200 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,990$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11,04 \cdot 10^3}{0,990 \cdot 18 \cdot 348} = 1,78 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité (section en T):

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{1779220}{0,81 \cdot 20 \cdot 6,24} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,92 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{\text{scal}} = 1,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,92 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Le choix: 1T12+1T10 = 1,92 cm².

- Vérification des contraintes à (E.L.S)

-Plancher Terrasse :

$$M_{ser}=4,65\text{KN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

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

$$b = 65\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 2,36 \text{ cm}^2.$$

$$32,5.y^2 - 15.2,36.(d - y) = 0$$

$$32,5.y^2 + 35,4y - 637,2 = 0 \Rightarrow y = 3,91 \text{ cm}$$

$y = 3,91 \text{ cm} < 5\text{cm} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

-Le moment d'inertie:

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

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

$$I_G = \frac{65}{3}(3,91)^3 + 15.2,36.(18 - 3,91)^2 = 8323,05\text{cm}^4.$$

-Calcul des contraintes :

1- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} . y = \frac{4,65.10^3}{8323.05} . 3,91 = 2,18\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,18\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

2-Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{max}=15,18$ KN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{15,18 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,70 \text{MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

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

$$\tau_u = 0,70 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

On utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne

-Les armatures transversales A_t :

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L) \text{ en "mm"}$$

Diamètre : $\Phi_t \leq \min(200/35; 120/10; 10) = 0.57 \text{mm}$.

on adopte: $\Phi_t = 6 \text{mm}$.

-Calcul des espacements :

$$\begin{cases} St \leq \min(0,9d; 40 \text{cm}) \\ St \leq \min(16,2; 40 \text{cm}) \end{cases} \Rightarrow St \leq 16,2 \text{cm}$$

-La section des armatures transversales :

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

$k=1$ (fissuration non préjudiciable)

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

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

$$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \delta_s = 1,15$$

$$D'où: \tau_u (h/2) = \frac{T_u (h/2)}{b_0 \cdot d}$$

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

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

- On calcul la distance "X":

$$T_{\max}=15,18\text{KN} \quad T_u(h/2)?$$

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

$$X=3,80/2+(11,04-2,45)/6,8.3,8 =2,23 \text{ m.}$$

$$h/2 = 0,20/2 = 0,100 \text{ m.}$$

$$X-(h/2)=2,23 -0,100 =2,13 \text{ m.}$$

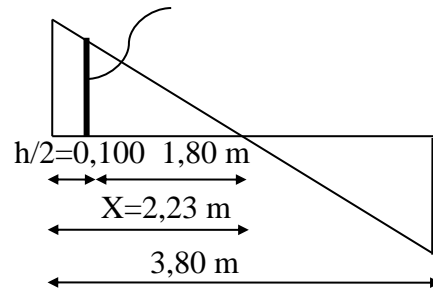
$$\text{Donc: } T_u(h/2)=15,18.2,13/2,23 =14,49 \text{ KN.}$$

$$T_u(h/2) = 14,49 \text{ KN.}$$

$$D'où: \tau_u(h/2) = (14,49.10^{-3})/(0,12.0,18) = 0,67 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u(h/2) = 0,67\text{MPa}$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right)_{\text{cal}} \geq \frac{(0,67 - 0,3.1.2,1).12}{0,9.1. \frac{235}{1,15}} = 2,60.10^{-3} \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$



-Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,67}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{\text{min}} \geq \frac{0,4 \times b_0}{fe} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

On prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,02 \text{ cm}$, on prend $S_t=15 \text{ cm}$

$$\Rightarrow At \geq 0,02.15 = 0,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t=15 \text{ cm} \end{cases}$$

-Zone nodale :

$$St \leq \min (10\Phi_L; 15\text{cm})$$

$$St \leq 10\text{cm}$$

-Zone courante:

$$St \leq 15\text{cm}$$

$$St=15\text{cm}$$

On adopte $\begin{cases} St=10\text{cm} & \text{Zone nodale.} \\ St= 15\text{cm} & \text{Zone courante.} \end{cases}$

-Ancrage des armatures aux niveaux des appuis .:

$$T_u = 15,18 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 11,04 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{11,04}{0,9 \cdot 18 \cdot 10^{-2}} = 68,14 \text{ KN} > T_u = 15,18 \text{ KN}$$

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 biellette est:

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

$$\text{D'où} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

a: longueur d'appui de la biellette

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

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

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28}/\gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T \gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \cdot 15,18 \cdot 1,5}{0,8 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 10} = 0,019 \text{ m} = 1,9 \text{ cm} .$$

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

$$a = \min(26 \text{ cm}; 16,20 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm} > 1,9 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• Entraînement des armatures :

-Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

$$\tau_{\text{ser}} = 15,18 \times 10^3 / 0,9 \times 18 \times 3,77 \times 3 \times 10^2 = 0,82 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_{\text{ser}} = 0,82 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-Ancrage des armatures tendues :

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit $L_s = \phi f_e / 4\tau_s$.

ϕ : Diamètre d'une barre égale 1 cm

$$L_s = 1,2 \cdot 400 / 4 \cdot 2,835 = 42,32 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que

$$r = 5,5\phi = 5,5 \cdot 1 = 5,5 \text{ cm.}$$

-Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{380} = 0,052 > 0,0444 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \cdot M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{380} = 0,052 > \frac{4,65}{15 \cdot 8,93} = 0,034 \right) \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,36}{12 \cdot 18} = 0,0109 > \frac{4,2}{400} = 0,0105 \right) \dots\dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée; on procédera donc au calcul de la flèche.

On va calculer:

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{f_i}} ; F_v = \frac{M_v \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{f_v}}$$

F_i : flèche due aux charges de faible durée d'application.

F_v : flèche due aux charges de longue durée d'application

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

$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$

$$I_{f_i} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} ; I_{f_v} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} \quad I_0 : \text{moment d'inertie de la section totale rendue homogène à}$$

l'axe passant par son C.D.G

I_{f_i} : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

I_{f_v} : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

- Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0) b_0 \cdot (h - h_0)/2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(65 \cdot 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4) \cdot 12 \cdot (20 - 4)/2] + 15 \cdot 2,36 \cdot 2}{(65 \cdot 4) + (20 - 4) \cdot 12 + 15 \cdot 2,36}$$

$$y_G = 12,90 \text{ cm}$$

- Détermination du moment d'inertie:

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

$$I_g = \frac{65 \cdot (12,90)^3}{3} - \frac{(65 - 12) \cdot (12,90 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20 - 12,90)^3}{3} + 15 \cdot 2,36 \cdot (18 - 12,90)^2$$

$$I_g = 36409,54 \text{ cm}^4$$

- Charges prises en comptes :

1-Charge avant mise de revêtement : $j = 2,85 \times 0,65 = 1,85 \text{ KN/m}$.

2-Charge après mise de revêtement : $G = 6,64 \times 0,65 = 4,316 \text{ KN/m}$.

3-Charge total à l'E.L.S : $P = (G+Q)$: $P = (6,64+1) \times 0,65 = 4,96 \text{ KN/m}$.

- Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0,85 \cdot j \cdot L^2/8 = 0,85 \cdot 1,85 \cdot (3,80)^2/8 = 2,83 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85 \cdot G \cdot L^2/8 = 0,85 \cdot 4,316 \cdot (3,80)^2/8 = 6,62 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,85 \cdot P \cdot L^2/8 = 0,85 \cdot 4,96 \cdot (3,80)^2/8 = 7,60 \text{ KN.m}$$

- calcul des contraintes:

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{2,83 \times 10^3}{2,36 \times 0,9 \times 18} = 74,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{6,62 \times 10^3}{2,36 \times 0,9 \times 18} = 173,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_p}{A_s \cdot Z} = \frac{7,60 \times 10^3}{2,36 \times 0,9 \times 18} = 198,78 \text{ MPa}$$

- Calcul des coefficients:

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,0109$$

$$f; \lambda_i; \lambda_v \quad \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3b_0/b)f} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times 12/65)0,0109} = 3,77.$$

$$\lambda_v = (2/5) \lambda_i = (2/5)3,77 = 1,50$$

- Calcul des coefficients (μ_i) :

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

$$* \mu_j = 1 - [(1,75 \times 2,1)/(4 \times 0,0109 \times 74,02) + 2,1] = 0,31.$$

$$* \mu_G = 1 - [(1,75 \times 2,1)/(4 \times 0,0109 \times 173,15) + 2,1] = 0,62 .$$

$$* \mu_P = 1 - [(1,75 \times 2,1)/(4 \times 0,0109 \times 198,78) + 2,1] = 0,66.$$

- Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)} \quad : I_0 = I_G = 36409,54 \text{cm}^4.$$

$$I_{Fj} = \frac{1,1 \times 36409,54}{(1 + 2,93 \times 0,31)} = 20987,52 \text{m}^4.$$

$$I_{FG} = \frac{1,1 \times 36409,54}{(1 + 2,93 \times 0,62)} = 14219,44 \text{cm}^4.$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \times 36409,54}{(1 + 2,93 \times 0,66)} = 13651,40 \text{cm}^4.$$

$$I_{FV} = \frac{1,1 \times 36409,54}{(1 + 1,17 \times 0,62)} = 14355,01 \text{cm}^4.$$

-Calcul des valeurs de la flèche correspondantes

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

$$F_{ij} = \frac{2,83 \times (3,80)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 20987,52)} = 0,06 \text{ cm.}$$

$$F_{ig} = \frac{6,62 \times (3,80)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 14219,44)} = 0,20 \text{ cm.}$$

$$F_{ip} = \frac{7,60 (3,80)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 13651,40)} = 0,24 \text{ cm.}$$

$$F_{vg} = \frac{6,62 (3,80)^2 \times 10^7}{(10 \times 10818,86 \times 14355,01)} = 0,61 \text{ cm.}$$

$$F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}$$

$$F_{\text{total}} = 0,61 - 0,06 + 0,24 - 0,20 = 0,59 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = \mathbf{0,59 \text{ cm}}$$

$$F_{\text{adm}} = L/500 = 380/500 = 0,76 \text{ cm.}$$

$$F_{\text{adm}} = \mathbf{0,76 \text{ cm}}$$

$$F_{\text{total}} = \mathbf{0,59 \text{ cm}} < F_{\text{adm}} = \mathbf{0,76 \text{ cm}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

IV – 6 -Calcul le ferrailage de la dalle de compression :

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.

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

❖ section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

❖ section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

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

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$Fe = 225 \text{ Mpa}$$

$$50\text{cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 225 = 1,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } A_{\perp} = 5 \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

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

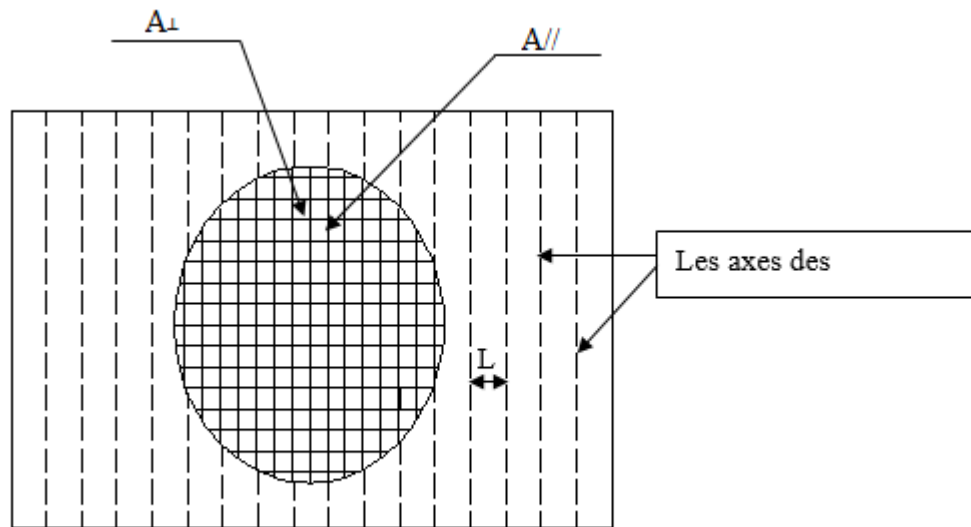


Figure IV.8 :Ferrailage de la dalle de compression.

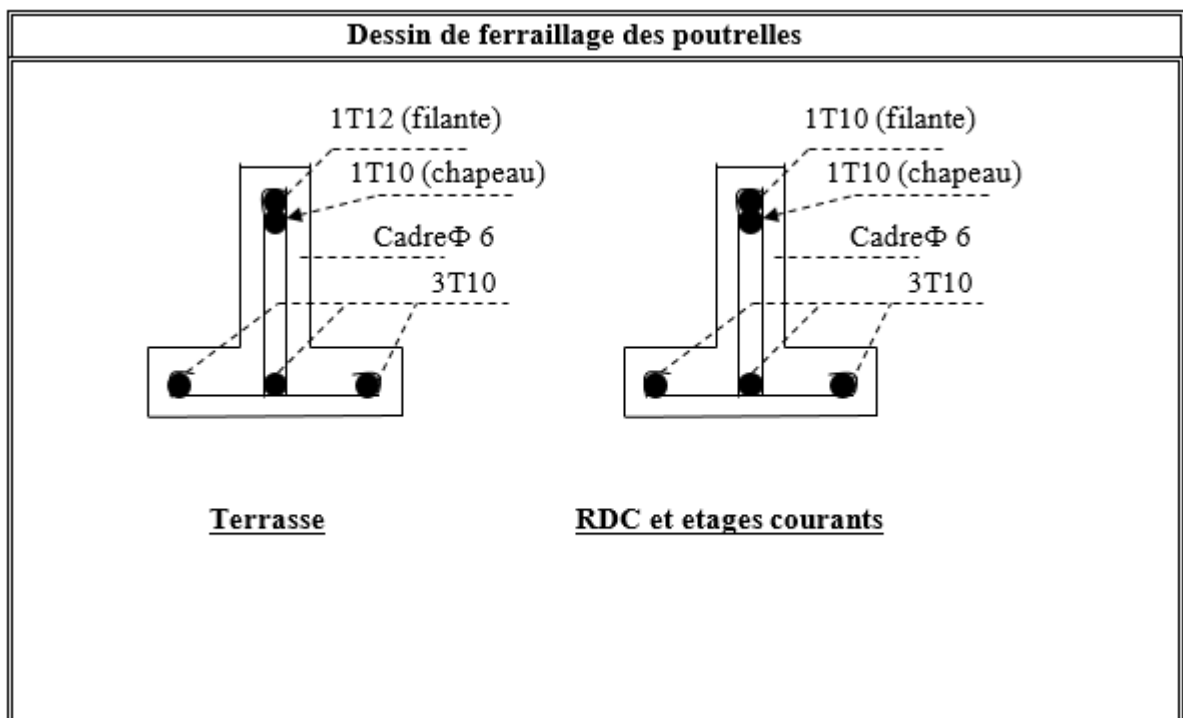


Figure IV.9 :Dessin ferrailage des poutrelles.