IV. Etude des planchers :

IV.1 Introduction :

Les planchers sont les aires planes limitant les étages et supportant les revêtements de sol, ils assurent les fonctions suivantes :

- Reprise et transmission des charges et surcharges verticaux
- Isolation thermique et phonique
- Contreventement du bâtiment
- Assurance de l'étanchéité dans les salles d'eau
- Sécurité au feu et protection contre l'incendie

➢ Les planchers couramment utilisés sont :

- Les planchers en corps creux
- Les planchers à poutrelles rapprochées
- Les planchers champignons
- Les planchers peuvent être préfabriqués ou coulés sur place.

Dans notre bloc nous nous intéresserons qu'à ceux coulés sur place, il se compose de trois parties distinctes :

1) La partie portante : constituée généralement des poutres, des poutrelles et des dalles pleines.
2) Le revêtement : constituant le sol fini, se posant sur l'ossature portante généralement du carrelage.
3) Le plafond réalisé sous l'élément porteur.

Calcul des planchers à corps creux :

IV.2 Méthode de calcul :

Pour la détermination des moments sur appuis ainsi que trouvés dans le cas des poutres continues sur appuis multipliées. Le règlement BAEL 91 modifié 99 fournit trois méthodes simplifiées :

A. La méthode forfaitaire.
B. la méthode forfaitaire modifiée.
C. La méthode des trois moments.

IV.2.1 La méthode forfaitaire :

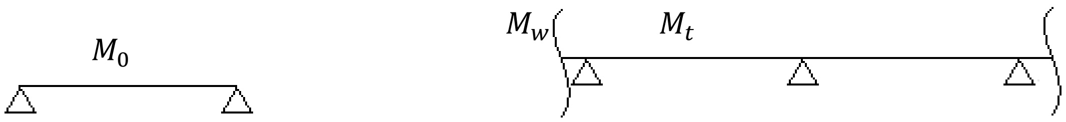
La méthode forfaitaire s'applique aux poutres, poutrelles et dalles supportant des charges d'exploitations modérées $\left(Q \leq 2G \quad \text{ou} \quad Q < 5KN/m^2 \right)$ cette méthode ne s'applique qu'à des éléments fléchis (poutres ou dalles calculées à la flexion dans un seul sens) remplissant les conditions suivantes :

- Les moments d'inertie des sections : transversales sont les mêmes dans les différents travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre (0.8 ; 1.25).
- La fissuration ne comporte pas la tenue du béton armé ni celle de ces revêtements.

➢ Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers chargés d'exploitations relativement élevées « la méthode de Caquot ».

IV.2.1.1 Calcul des sollicitations:

M_0 La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée considéré est soumise aux mêmes charges (moment isostatique).



Travée isostatique Travée hyperstatique

Figure IV.1 : 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.

Le rapport considéré des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

IV.2.1.2 Condition à respecter:

Les valeurs de M_0, M_t etM_a devant vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max\{1.05M_0 ; (1+0.3\alpha)\} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

a) Dans une travée intermédiaire:

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$$

b) Dans une travée de rive :

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$$

IV.2.1.3 Valeur absolue des moments sur appuis:

a. Poutres à deux travées :

Pour l'appui intermédiaire d'une poutre à deux travées :

- $M_w$et $M_e \geq 0.6\ M_0$

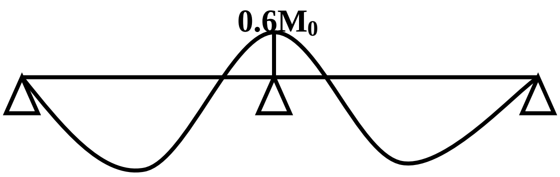


Fig. IV. Poutre à deux travées

b. Poutres à trois travées :

Pour les appuis voisins des appuis d'appui de rive d'une poutre à plus de deux travées :

- $M_w$et $M_e \geq 0.5\ M_0$

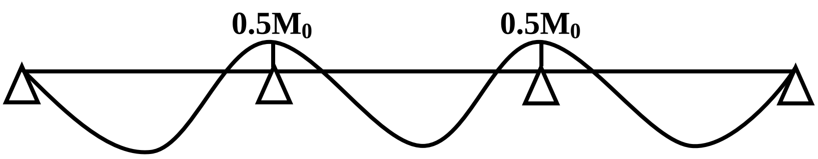


Fig. IV.4 Poutre à trois travées

c. Poutres à plus de trois travées :

Pour les autres appuis intermédiaires d'une à plus de trois travées :

- $M_w$et $M_e \geq 0.4\ M_0$

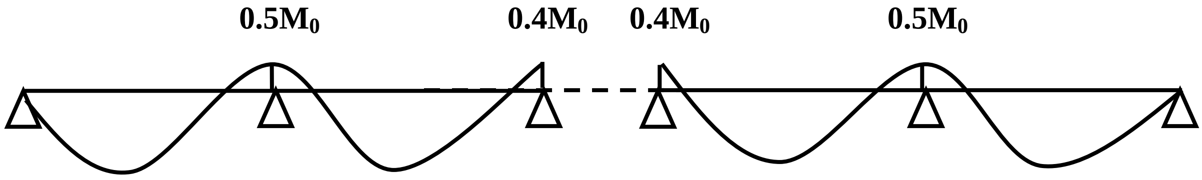


Fig. IV.5*Poutre à plus de travées*

IV.2.1.4 L'effort tranchant:

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

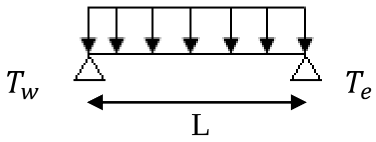


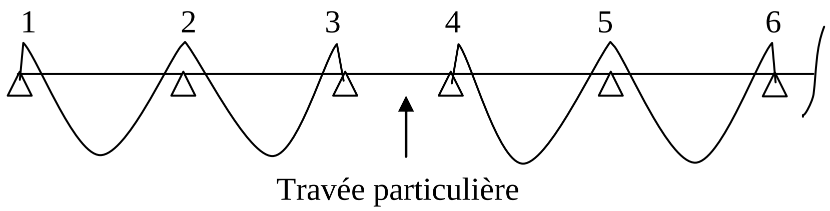
Fig. IV.6: *Schémas explicatifs.*

Principe de calcul de la méthode forfaitaire modifiée:

On applique cette méthode si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25, il convient d'étudier séparément les effets des charges d'exploitationon les disposant dans les positions les plus défavorables pour les travées particulières.

On distingue deux cas :

a- Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées: (travée intermédiaire)



Ma_1= (0 ~0,4)M_{012}

Ma_2=0,5max (M_{012} ;M_{023})

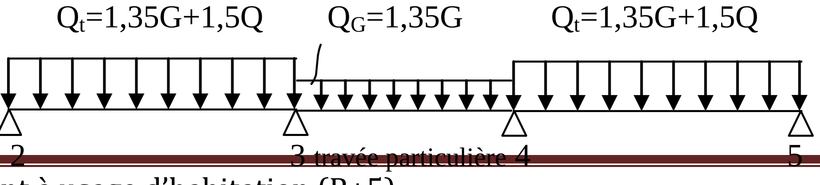
Ma_3=0,4M_{023}

Ma_4=0,4M_{045}

Ma_5=0,4max (M_{045} ;M_{056})

- **On calcule le moment minimal de la travée particulière:**

Pour la recherche du moment Mt_{34min}, on considère le chargement suivant:

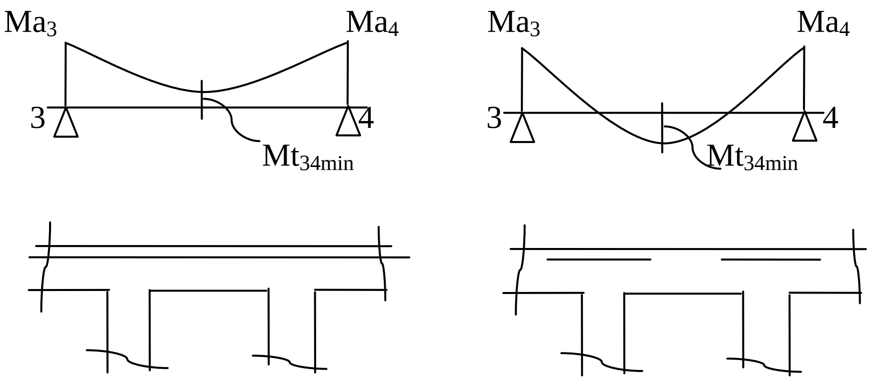


Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant (Ma_3 et Ma_4 en valeur absolue):

$$Mx = Q_G.x\left(\frac{L_3 - x}{2}\right) - Ma_3\left(1 - \frac{x}{L_3}\right) - Ma_4.\frac{x}{L_3}$$

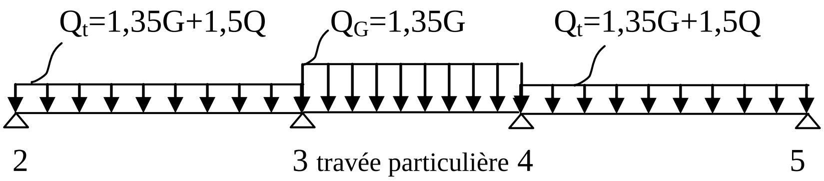
Le moment Mt_{34min} est évalué en remplaçant x par la valeur: $x = \frac{L_3}{2} + \frac{Ma_3 - Ma_4}{Q_G.L_3}$

Il est évidant que ce cas de chargement peut donner lieu à un moment négatif en travée ce qui nécessite une disposition d'armatures supérieures sur toute la travée (3-4), on obtient ainsi l'une des situations suivantes:



- **On calcule le moment maximal de la travée particulière:**

Pour la recherche du moment Mt_{34max}, on considère le chargement suivant:



Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant (Ma_3 et Ma_4 en valeur absolue):

$$M(x) = Q_t.x\left(\frac{L_3 - x}{2}\right) - M'a_3\left(1 - \frac{x}{L_3}\right) - M'a_4.\frac{x}{L_3}$$

Le moment Mt_{34max} est évalué en remplaçant x par la valeur:

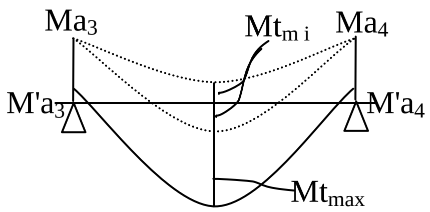
$$x = \frac{L_3}{2} + \frac{M'a_3 - M'a_4}{Q_t.L_3}$$

Avec: Q_t=1,35G+1,5Q

$M'a_3=0,4\min(M_{023}, M_{034})$; $M'a_4=0,4\min(M_{034},M_{045})$

$M_{023}=Q_G.(L_2)^2/8$, $M_{034}=Q_t.(L_3)^2/8$, $M_{045}=Q_G.(L_4)^2/8$

Dans tous les cas, la travée (3-4) doit être armée à la partie inférieure pour un moment correspondant à au moins $0,5M_{034}$



b- Cas ou la travée particulière est une travée de rive:

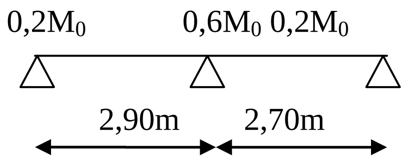
Les mêmes étapes définies précédemment sont à suivre, à la différence que dans ce cas il n'existe qu'une seule travée adjacente.

IV.2.2 Calcul des poutrelles:

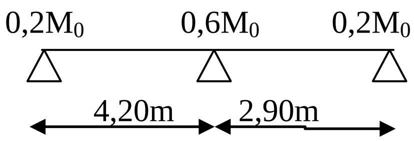
Type de poutrelles:

Notre construction comporte 4 types de poutrelles; ces poutrelles sont identiques au niveau de tous les planchers de la construction.

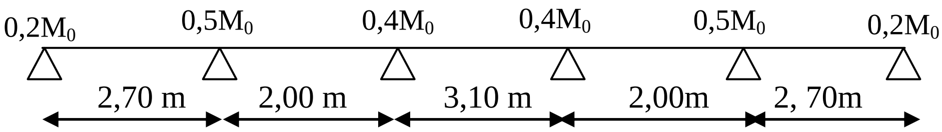
Type1:



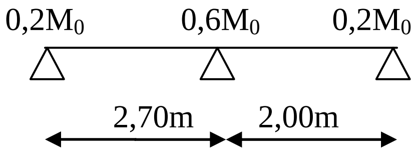
Type2:



Type3 :



Type4:



Les combinaisons de charges:

Les charges par mètre linéaire /mL

- **Plancher étage courant:**

$$\begin{cases} G = 5,09 \times 0,65 \ = \ 3,30 \ KN/mL \\ Q = 1,50 \times 0,65 \ = \ 0,97 \ KN/mL \end{cases} \rightarrow \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q \ = 5,92 \ KN/mL. \\ Q_{ser} \ = \ G + Q \ = \ 4,27KN/mL. \end{cases}$$

- **Plancher terrasse;**

$$\begin{cases} G = 6,43 \times 0,65 \ = \ 4,179KN/mL \\ Q = 1,00 \times 0,65 \ = \ 0,65 \ KN/mL \end{cases} \rightarrow \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q \ = 6,62KN/mL.. \\ Q_{ser} \ = \ G + Q \ = \ 4,83KN/mL. \end{cases}$$

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire:

1- La charge d'exploitation Q ≤ max (2G, 5KN/m²)

a- Plancher étage courant : G=5,09KN/m², Q=1,5KN/m²

Q=1,50KN/m²<2G=10,18KN/m²...................condition vérifié

b- Plancher terrasse : G=6,43KN/m², Q=1KN/m²

Q=1KN/m² < 2G=12,86KN/m²........................condition.vérifié

2- Poutrelle à inertie constante (I=cte)…………….condition vérifié

3- Fissuration peu préjudiciable.

Plancher du 1erau 3^{éme} étage, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Pour le plancher terrasse la fissuration est préjudiciable ………………….non vérifié.

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

0,8 ≤Li/Li+1 ≤ 1,25 .... cette condition n'est pas vérifiée.

Puisque le rapport 0,8≤ Li/Li+1≤ 1,25 n'est pas satisfait; on utilise **la méthode forfaitairemodifiée** pour la travée particulière; et on utilise toujours la méthode forfaitaire pour les restes travées.

1-Plancher étage courant:

On utilise la méthode forfaitaire:

a. Sollicitation à l'E.L.U :

- Q_u = 1,35G +1,5Q = 5, 92 KN/mL.
- α=Q/(G+Q)= 0,97/(3, 30+0,97)= 0,227

- (1+0,3α)= 1,07>1,05 donc on doit tenir compte de 1,07
- (1,2+0,3 α)/2= 0,63 (travée de rive).
- (1+0,3 α)/2= 0,53 (travée intermédiaire).

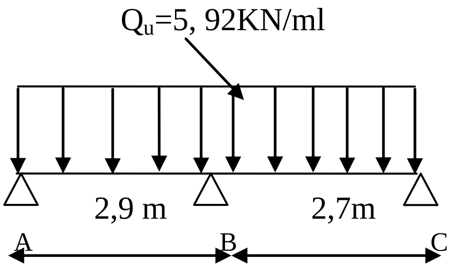
Travée de rive : $\mathrm{Mt} \geq \begin{cases} \mathrm{Max}\,[1{,}05\mathrm{M}_0\,;(1+0{,}3\alpha)\mathrm{M}_0] - \left[\frac{\mathrm{Mw}+\mathrm{Me}}{2}\right] \\ \mathrm{Mt} \geq \left[\frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2}\right].\mathrm{M}_0 \end{cases}$

.

Travée intermédiaire : $\mathrm{Mt} \geq \begin{cases} \mathrm{Max}\,[1{,}05\mathrm{M0}\,;(1+0{,}3\alpha)\mathrm{M}_0] - \left[\frac{\mathrm{Mw}+\mathrm{Me}}{2}\right] \\ \mathrm{Mt} \geq \left[\frac{1+0{,}3\alpha}{2}\right].\mathrm{M}_0 \end{cases}$

b. Calcul des poutrelles

Type1:



❖ **Calcul les moments isostatiques:**

$\mathrm{M}_{0\,\mathrm{AB}} = \mathrm{Qt}.\frac{\mathrm{L2}}{8} = 5{,}92.\frac{(2{,}9)^2}{8} = 6{,}22$

$\mathrm{M}_{0\,\mathrm{BC}} = \mathrm{Qt}.\frac{\mathrm{L2}}{8} = 5{,}92.\frac{(2{,}7)^2}{8} = 5{,}39\ \mathrm{KN.m}$

1) Moments sur appuis:

M_A = 0,2M_{0AB} = 1,24 KN.m

M_B = 0,6 max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 3,73 KN.m

M_C = 0,2M_{0BC} = 1,08KN.m

2) Calcul des moments en travée

Moment en travée (AB):

$\left.\begin{aligned} \mathrm{Mt}_{\mathrm{AB}} &\geq 1{,}07.6{,}22 - (1{,}24+3{,}73)/2 = 4{,}17\mathrm{KN.m} \\ \mathrm{Mt}_{\mathrm{AB}} &\geq 0{,}63.\,\mathrm{M0AB} = 0{,}63.6{,}22 = 3{,}92\mathrm{KN.m} \end{aligned}\right\}$ on prend: $\mathrm{Mt}_{\mathrm{AB}} = 4{,}17\ \mathrm{KN.m}$

Moment en travée (BC):

$$\left.\begin{array}{l} Mt_{AB} \geq 1{,}07.5{,}39 - (3{,}73 + 1{,}08)/2 = 3{,}37 KN.m \\ Mt_{AB} \geq 0{,}63.M0AB = 0{,}63.5{,}39 = 3{,}40 KN.m \end{array}\right\} \text{on prend: } Mt_{AB} = 3{,}40 KN.m$$

3) L'Effort tranchant:

$$\begin{cases} Tw = (Mw - Me)/L - Qu . L/2 \\ T_E = (Mw - Me)/L - Qu . L/2 \end{cases}$$

- Travée (AB):

$$\begin{cases} Tw = \dfrac{1{,}24 - 3{,}73}{2{,}90} + 5{,}92 \text{ x } 2,\dfrac{90}{2} = 7{,}73 \text{ KN} \\ T_E = \dfrac{1{,}24 - 3{,}73}{2{,}90} - 5{,}92 \text{ x } 2,\dfrac{90}{2} = -9{,}44 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée (BC):

$$\begin{cases} Tw = \dfrac{3{,}70 - 1{,}08}{2{,}70} + 5{,}92 \text{ x } 2,\dfrac{70}{2} = 8{,}98 \text{ KN} \\ Tw = \dfrac{3{,}70 - 1{,}08}{2{,}70} - 5{,}92 \text{ x } 2,\dfrac{70}{2} = 8{,}98 \text{ KN} \end{cases}$$

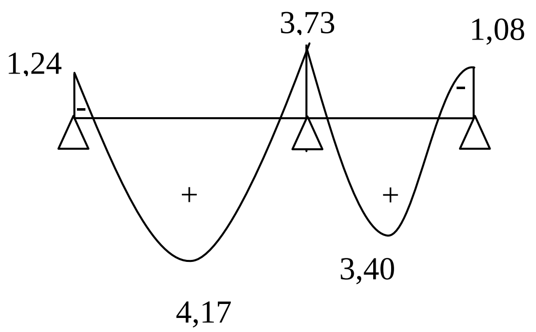


Fig. IV-7 Diagramme des moments fléchissant M [KN.m].

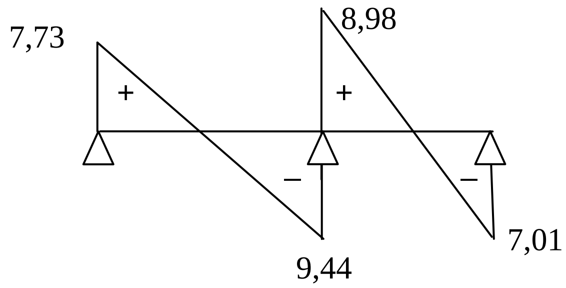
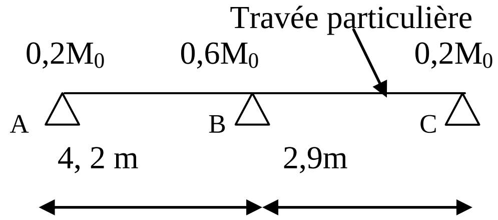
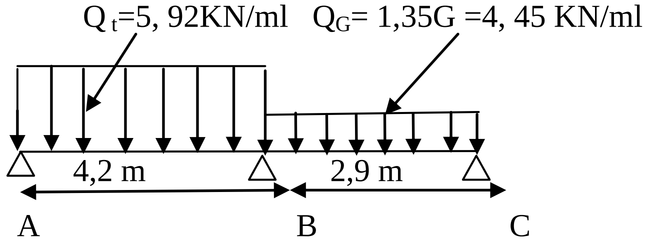


Fig.IV-8 Diagramme des efforts tranchants T [KN].

Type2:



- **Calcul du moment minimal de la travée BC:**



- **Moments isostatiques:**

$M_{0AB}=Q_t.L^2/8=5{,}92.(4{,}2)^2/8=13{,}05$ KN.m

$M_{0BC}=Q_G.L^2/8=4{,}45(2{,}90)^2/8=4{,}68$ KN.m

- **Moments sur appuis:**

$M_A=0{,}2M_{0AB}=2{,}61$ KN.m

$M_B=0{,}6\max(M_{0AB}, M_{0BC})=7{,}83$KN.m

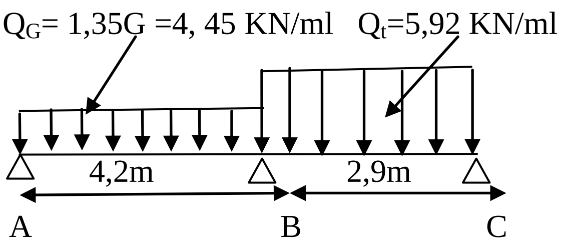
$M_C=0{,}2M_{0BC}=0{,}94$KN.m

- **Moment en travée particulière BC:(Mt_{min})**

$$X=\frac{L_2}{2}+\frac{M_B-M_C}{Q_G.L}=\frac{2{,}90}{2}+\frac{7{,}83-0{,}94}{4{,}45.2{,}90}=1{,}98\ \text{m}$$

$$Mt_{min}(x)=\left(\frac{4{,}45}{2}\right)(1{,}98)(2{,}9-1{,}98)-7{,}83+\left(\frac{7{,}83-0{,}94}{2{,}9}\right)(1{,}98)=0{,}93\ \text{KN.m}$$

- **Calcul du moment maximal de la travée BC:**



- **Moments isostatiques:**

$M'_{0AB}=Q_G.L^2/8=4{,}45(4{,}2)^2/8=9{,}81$ KN.m

$M'_{0BC}=Q_t.L^2/8=5{,}92\,(2{,}90)^2/8=6{,}22$ KN.m

- **Moments sur appuis:**

$M'_A=0{,}2M'_{0AB}=1{,}96$ KN.m

$M'_B = 0{,}6 \min (M'_{0AB}, M'_{0BC}) = 3{,}73KN.m$

$M'_C = 0{,}2M'_{0BC} = 1{,}24KN.m$

- **Moment en travée particulière BC:(Mt_{max})**

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M'_B - M'_C}{Q_t.L} = \frac{2{,}90}{2} + \frac{3{,}73 - 1{,}24}{5{,}92.2{,}90} = 1{,}60 \ \ m$$

$$Mt_{max}(x) = \left(\frac{5{,}92}{2}\right)(1{,}60)(2{,}9 - 1{,}60) - 3{,}73 + \left(\frac{3{,}73 - 1{,}24}{2{,}90}\right)(1{,}60) = 3{,}80 \ \ KN.m$$

- **Calcul des moments dans la travée (AB):**
  - Travée(AB) de rive :

$$\left.\begin{array}{l} 1)\ Mt^{AB} \geq 1{,}07.13{,}\ 05\text{-}(2{,}61+7{,}83)/2 = 8{,}75KN.m \\ 2)\ Mt^{AB} \geq 0{,}63.M_{0AB} = 0{,}63.13{,}05 = 8{,}22KN.m \end{array}\right\} \text{on prend: } Mt^{AB} = 8{,}75\ KN.m$$

- **Effort tranchant:**

$$\begin{cases} Tw = (Mw - Me)/L - Qu\,.\,L/2 \\ T_E = (Mw - Me)/L - Qu\,.\,L/2 \end{cases}$$

  - Travée (AB):

$$\begin{cases} Tw = \dfrac{2{,}61 - 7{,}83}{4{,}20} + 5{,}92.4{,}20/2 = 11{,}19 \ \ KN \\ T_E = \dfrac{2{,}61 - 7{,}83}{4{,}20} - 5{,}92.4{,}20/2 = -13{,}68KN \end{cases}$$

  - Travée (BC): Travée (BC) :(particulière)
    - **T_{max}**(travée déchargé)

$$\begin{cases} Tw = (3{,}73 - 1{,}24)/2{,}90 + 5{,}92\,.2{,}90/2 = 9{,}44\ KN \\ Tw = (3{,}73 - 1{,}24)/2{,}90 - 5{,}92\,.2{,}90/2 = -7{,}73\ KN \end{cases}$$

    - **T_{min}**(travée chargée)

$$\begin{cases} Tw = (7{,}83 - 0{,}94)/2{,}90 + 5{,}92\,.2{,}90/2 = 9{,}44\ KN \\ Tw = (7{,}83 - 0{,}94)/2{,}90 - 5{,}92\,.2{,}90/2 = -7{,}73\ KN \end{cases}$$

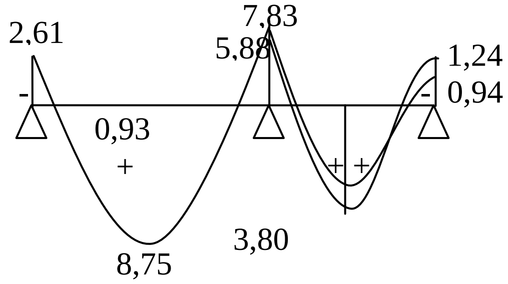


Fig.IV-9 Diagramme des momentsfléchissantM [KN.m].

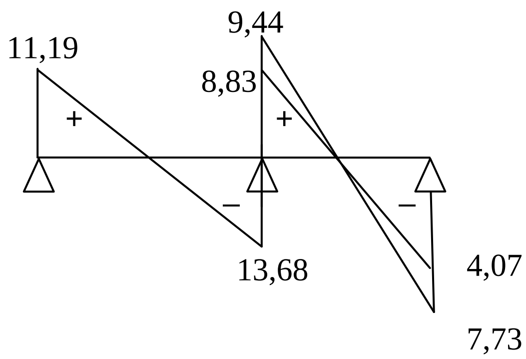
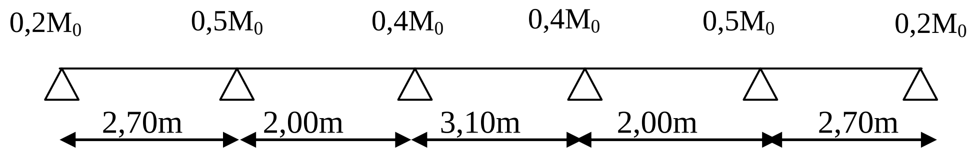
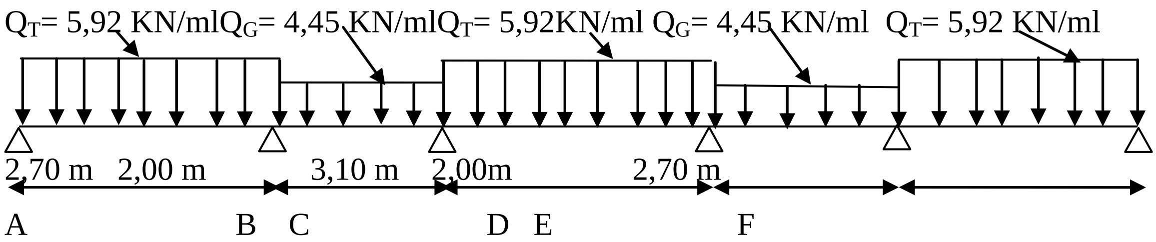


Fig.IV-10 Diagramme des efforts tranchants T [KN].

<u>Type3 :</u>



Calcul du moment manimal de la travée BC et DE:



Moments isostatiques:

$M_{0AB}=Q_T.L^2/8=5,92.(2,7)^2/8=5,39$ KN.m

$M_{0BC}=Q_G.L^2/8= 4,45\ (2,00)^2/8=2,23$ KN.m

$M_{0CD}=Q_T.L^2/8=5,92.(3,10)^2/8=7,11$ KN.m

$M_{0DE}=Q_G.L^2/8= 4,45(2,00)^2/8=2,23$ KN.m

$M_{0EF}=Q_T.L^2/8=5,92(2,70)^2/8= 5,39$ KN.m

Moments sur appuis:

$M_A= 0,2M_{0AB} =1,08$KN.m

$M_B= 0,5\max(M_{0AB}, M_{0BC})= 2,70$KN.m

$M_C=0,4\max(M_{0BC},M_{0CD})= 2,84$ KN.m

$M_D=0,4\max(M_{0CD}, M_{0DE}) = 2,84$KN.m

$M_E= 0,5\max(M_{0DE},M_{0EF}) =2,70$KN.m

$M_F= 0,2M_{0EF} = 1,08$KN.m

Moment en travée particulière BC et DE:(Mt_{min})

Moment en travée particulière BC:(Mt_{min})

$$X=\frac{L_2}{2}+\frac{M_B-M_C}{Q_G.L}=\frac{2,00}{2}+\frac{2,70-2,84}{4,45\times 2,00}=0,98\text{ m}$$

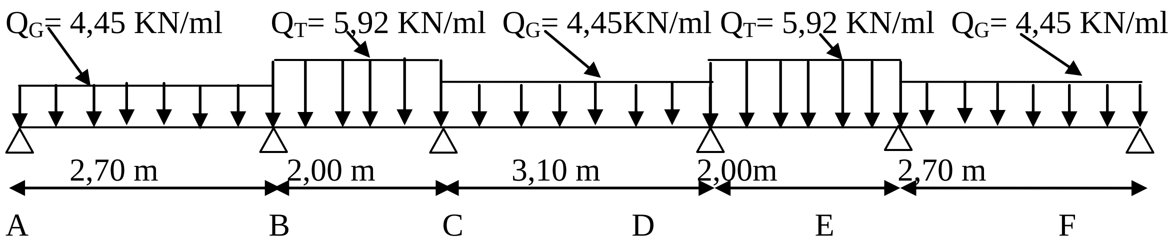
$$Mt_{min}(x)=\left(\frac{4,45}{2}\right)(0,98)(2-0,98)-2,69+\left(\frac{2,70-2,84}{2}\right)(0,98)=-\ 0,55\text{ KN.m}$$

Moment en travée particulière DE:(Mt_{min})

$$X=\frac{L_2}{2}+\frac{M_D-M_E}{Q_G.L}=\frac{2,00}{2}+\frac{2,84-2,70}{4,45\times 2,00}=1,02\text{ m}$$

$$Mt_{min}(x)=\left(\frac{4,45}{2}\right)(1,02)(2-1,02)-2,84+\left(\frac{2,84-2,70}{2}\right)(1,02)=-0,55\text{ KN.m}$$

Calcul du moment maximal de la travée BC et DE:



Moments isostatiques:

$M'_{0AB}=Q_G.L^2/8=4,45.(2,7)^2/8=4,06$ KN.m

$M'_{0BC}=Q_T.L^2/8=5,92\ (2,00)^2/8=2,96$ KN.m

$M'_{0CD}=Q_G.L^2/8=4,45.(3,10)^2/8=5,34$ KN.m

$M'_{0DE}=Q_T.L^2/8=5,92\ (2,00)^2/8=2,96$ KN.m

$M'_{0EF}=Q_G.L^2/8=4,45(2,70)^2/8=4,05$ KN.m

Moments sur appuis:

$M'_A=0,2M'_{0AB}=0,81$KN.m

$M'_B=0,5\min(M'_{0AB},M'_{0BC})=1,48$KN.m

$M'_C=0,4\min(M'_{0BC},M'_{0CD})=1,18$KN.m

$M'_D=0,4\min(M'_{0CD},M'_{0DE})=1,18$KN.m

$M'_E=0,5\min(M'_{0DE},M'_{0EF})=1,48$KN.m

$M'_F=0,2M'_{0EF}=0,81$ KN.m

Moment en travée particulière BC et DE:(Mt_{max})

Moment en travée particulière BC

$$X=\frac{L}{2}+\frac{M'_B-M'_C}{Q_t.L}=\frac{2,00}{2}+\frac{1,48-1,18}{5,92.2,00}=1,03m$$

$$Mt_{max}(x)=\left(\frac{5,92}{2}\right)(1,02)(2,0-1,02)-1,48+\left(\frac{1,48-1,18}{2,00}\right)(1,02)=1,63KN.m$$

Moment en travée particulière DE

$$X=\frac{L}{2}+\frac{M'_D-M'_E}{Q_t.L}=\frac{2,00}{2}+\frac{1,14-1,48}{5,92.2,00}=0,97m$$

$$Mt_{max}(x)=\left(\frac{5,92}{2}\right)(0,97)(2,0-0,97)-1,18+\left(\frac{1,18-1,48}{2,00}\right)(0,97)=1,63KN.m$$

Moment en travée (AB):

- Travée(AB) de rive :

$$\left.\begin{array}{l}1)\ Mt^{AB} \geq 1,07.5,39-(1,07+2,69)/2=3,88\ KN.m\\ 2)\ Mt^{AB} \geq 0,63.M_{0AB}=0,63.5,39=3,40\ \ KN.m\end{array}\right\}\text{on prend: } Mt^{AB}=3,88\ KN.m$$

Moment en travée (CD):

- Travée(CD) intermédiaire :

$$\left.\begin{array}{l}1)\ Mt^{CD} \geq 1,07.7,11-(2,84+2,84)/2=4,76KN.m\\ 2)\ Mt^{CD} \geq 0,53.M_{0CD}=0,53.7,11=3,77KN.m\end{array}\right\}\text{on prend: } Mt^{CD}=4,76\ KN.m$$

Moment en travée (EF):

- Travée(CD) de rive :

$$\left.\begin{array}{l}1)\ Mt^{EF} \geq 1,07.5,39-(2,69+1,07)/2=3,88KN.m\\ 2)\ Mt^{EF} \geq 0,63.M_{0EF}=0,63.5,39=3,39KN.m\end{array}\right\}\text{on prend: } Mt^{EF}=3,88\ KN.m$$

Effort tranchant:

$$\left\{\begin{array}{l}Tw=(M_w-M_e)/L+Q_u.L/2\\ Te=(M_w-M_e)/L-Q_u.L/2\end{array}\right.$$

- Travée (AB):

$$\left\{\begin{array}{l}Tw=(1,07-2,69)/2,70+5,92\text{x}2,70/2=7,39\ KN\\ Te=(1,07-2,69)/2,70-5,92\text{x}2,70/2=-8,59\ KN\end{array}\right.$$

- Travée (BC) :(particulière)
  - **T_{max}**(travée déchargé)

Tw = (1,48-1,18)/2,00 + 5,92 x2, 00/2 = 6,07 KN
Te = (1,48-1,18)/2,00 - 5,92 x2, 00/2 = -5,77 KN

- $\mathbf{T_{min}}$(travée chargée)

Tw = (2,69 - 2,84)/2,00 + 4,45 x2,00/2 = 4,37 KN
Te = (2,69 - 2,84)/2,00 - 4,45x2,00/2 = -4,52 KN

- Travée (CD):

Tw = (2,84 - 2,84)/3,10 +5,92 x3, 10/2 = 9,18 KN
Te = (2,84 - 2,84)/3,10 -5,92 x3, 10/2 = -9,18 KN

- Travée (DE) :(particulière)
  - $\mathbf{T_{max}}$(travée déchargé)

Tw = (1,18-1,48)/2,00 + 5,92 x2, 00/2 = 5,77 KN
Te = (1,18-1,48)/2,00 - 5,92 x2, 00/2 = -6,07 KN

- $\mathbf{T_{min}}$(travée chargée)

Tw = (2,84-2,69)/2,00 + 4,45 x2,00/2 = 4,52 KN
Te = (2,84-2,69)/2,00 - 4,45x2,00/2 = -4,37 KN

- Travée (EF):

Tw = (2,69 - 1,07)/2,70 +5,92 x2,70/2 = 8,59 KN
Te = (2,69 - 1,07)/2,70 -5,92 x2,70/2 = -7,39 KN

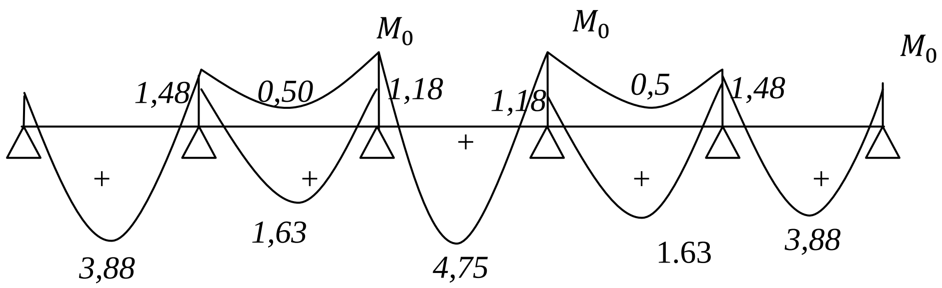


Fig. IV-10 Diagramme des moments fléchissant M [KN.m].

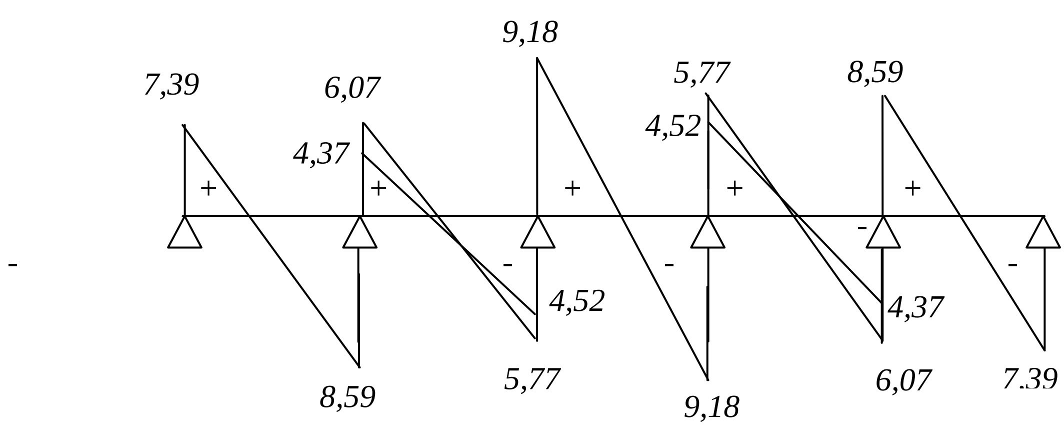
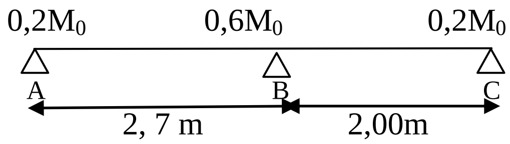
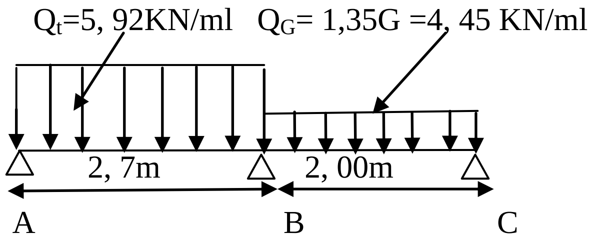


Fig.IV-11 Diagramme des efforts tranchants T [KN].

Type4:



- **Calcul du moment minimal de la travée BC:**



Moments isostatiques:

$M_{0AB} = Q_t.L^2/8 =$ 5,92. (2,7)²/8=5,39 KN.m
$M_{0BC} = Q_G.L^2/8 =$ 4,45 (2,00)²/8=2,23 KN.m

Moments sur appuis:

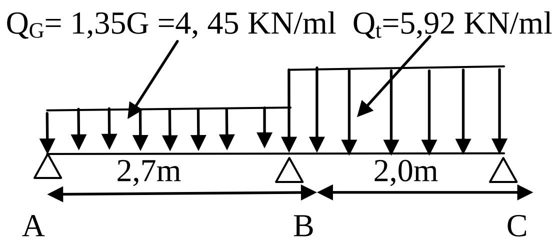
$M_A = 0{,}2M_{0AB} = 1{,}08$ KN.m
$M_B = 0{,}6 \max(M_{0AB}, M_{0BC}) = 3{,}24$KN.m
$M_C = 0{,}2M_{0BC} = 0{,}45$KN.m

Moment en travée particulière BC:(Mt_{min})

$$X = \frac{L_2}{2} + \frac{M_B - M_C}{Q_G.L} = \frac{2{,}00}{2} + \frac{3{,}24 - 0{,}45}{4{,}45.2{,}00} = 1{,}31\,\text{m}$$

$$Mt_{min}(x) = \left(\frac{4{,}45}{2}\right)(1{,}31)(2{,}0 - 1{,}31) - 3{,}23 + \left(\frac{3{,}24 - 0{,}45}{2{,}00}\right)(1{,}31) = 0{,}60\ \text{KN.m}$$

- **Calcul du moment maximal de la travée BC:**



Moments isostatiques:

$M'_{0AB} = Q_G.L^2/8 =$ 4,45(2,7)²/8= 4,06 KN.m
$M'_{0BC} = Q_t.L^2/8 =$ 5,92 (2,00)²/8=2,96 KN.m

Moments sur appuis:

$M'_A = 0{,}2M'_{0AB} = 0{,}81$ KN.m
$M'_B = 0{,}6 \min(M'_{0AB}, M'_{0BC}) = 1{,}78$KN.m

$M'_C = 0,2M'_{0BC} = 0,59KN.m$

- **Moment en travée particulière BC:(Mt_{max})**

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M'_B - M'_C}{Q_t.L} = \frac{2,00}{2} + \frac{1,78 - 0,59}{5,92.2,00} = 1,10m$$

$$Mt_{max}(x) = \left(\frac{5,92}{2}\right)(1,10)(2,0 - 1,10) - 1,77 + \left(\frac{1,78 - 0,59}{2,00}\right)(1,10) = 1,81KN.m$$

Moment en travée (AB):

- Travée(AB) de rive :

$$\left.\begin{array}{l} 1)\ Mt^{AB} \geq 1,07.5,39 - (1,08+3,24)/2 = 3,61KN.m \\ 2)\ Mt^{AB} \geq 0,63.M_{0AB} = 0,63.5,39 = 3,40KN.m \end{array}\right\} \text{on prend: } Mt^{AB} = 3,61\ KN.m$$

Effort tranchant:

$$\begin{cases} Tw = (M_w - M_e)/L + Q_u.L/2 \\ Te = (M_w - M_e)/L - Q_u.L/2 \end{cases}$$

- Travée (AB):

$$\begin{cases} Tw = (1,04-3,24)/2,70 + 5,92 \times .2,70/2 = 7,19\ KN \\ Te = (1,07 - 3,23)/2,70 - 5,92 \times 2,70/2 = -8,79\ KN \end{cases}$$

- Travée (BC) :(particulière)
  - **T_{max}**(travée déchargé)

$$\begin{cases} Tw = (1,78-0,59)/2,00 + 5,92 \times 2,00/2 = 6,51\ KN \\ Te = (1,78-0,59)/2,00 - 5,92 \times 2,00/2 = -5,33\ KN \end{cases}$$

  - **T_{min}**(travée chargée)

$$\begin{cases} Tw = (3,24-0,45)/2,00 + 4,45 \times 2,00/2 = 5,84\ KN \\ Te = (3,24-0,45)/2,00 - 4,45 \times 2,00/2 = -3,05\ KN \end{cases}$$

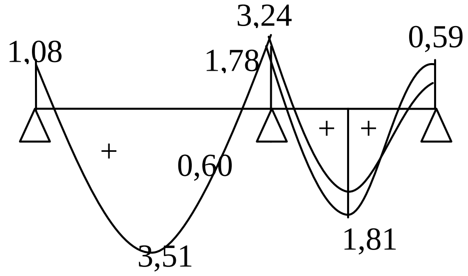


Fig. IV-12 Diagramme des moments fléchissant M [KN.m].

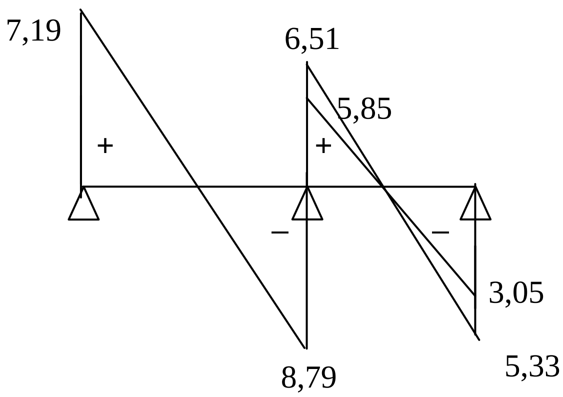


Fig.IV-13 Diagramme des efforts tranchants T [KN].

IV.2.3 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	Mt	Mw	Me	Tw	Te	M_0	Mt	Mw	Me
01	A-B	2,90		6,22	4,17	1,24	3,73	7,73	9,44	4,48	3	5,57	6,81
	B-C	2,70		5,39	3,92	3,73	1,08	8,98	7,01	3,89	2,45	6,47	5,05
02	A-B	4,2		13,05	8,75	2,61	7,83	11,19	13,68	9,41	6,30	1,88	5,64
	B-C	2,9	Min	4,68	0,93	2,81	0,93	8,83	4,07	3,46	2,25	5,64	0,69
			Max	6,22	3,80	3,73	1,24	9,44	7,73	4,49	2,74	2,69	0,90
03	A-B	2,70		5,39	3,88	1,08	2,70	7,39	8,59	3,89	2,80	0,78	1,95
	B-C	2,00	Min	2,23	0,55	2,69	2,84	4,38	4,52	1,65	0,35	1,95	2,65
			Max	2,96	1,63	1,48	2,18	6,07	5,77	2,14	1,18	1,07	0,85
	C-D	3,10		7,11	4,76	2,84	2,84	9,18	9,18	5,13	3,44	2,05	2,05
	D-E	2,00	Min	2,23	0,55	2,84	2,70	4,52	4,38	1,65	0,35	2,05	1,95
			Max	2,96	1,63	1,18	1,48	5,77	6,07	2,26	1,12	0,90	1,13
	E-F	2,70		5,39	3,88	2,70	1,08	8,59	7,39	3,89	2,80	1,95	0,78
04	A-B	2,7		5,39	3,51	1,08	3,24	7,19	8,79	3,89	2,61	0,78	2,33
	B-C	2,00	Min	2,23	0,60	3,24	0,45	5,84	3,05	1,65	0,47	2,33	0,33
			Max	2,96	1,81	1,78	0,59	6,51	5,33	2,14	1,30	1,28	0,43

IV.1-Tableau récapitulatif des résultats.

Les sollicitations maximales de calcul sont:

E.L.U $\begin{cases} Mtravée_{max} = 8{,}75\ KN.m \\ Mappui_{max} = 7{,}83\ KN.m \\ T_{max} = 13{,}68\ KN \end{cases}$ E.L.S $\begin{cases} Mtravée_{max} = 6{,}30KN.m \\ Mappui_{max} = 6{,}81\ KN.m \end{cases}$

1. Calcul du ferraillage :

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

E.L.U $\begin{cases} Mtravée_{max} = 8{,}75\ KN.m \\ Mappui_{max} = 7{,}83\ KN.m \\ T_{max} = 13{,}68\ KN \end{cases}$

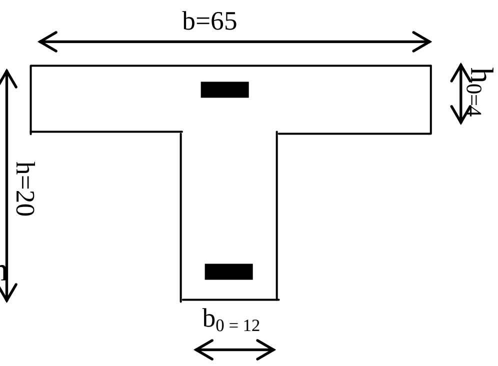
- **Ferraillage en travée** :

$M_{t\ Max} = 8.75\,KN.m$

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si $M_{tab} <\ M^{max}$: la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section descalcules sera une section en "Té".

Si $M_{tab} > M^{max}$: la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la sectionen "Té" sera calculée comme une section rectangulaire de dimension (bxh).



- **Vérification de l'étendue de la zone comprimée**

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

$\sigma_{bc} = 14{,}20\ MPa.$; $b = 65\,cm$; $h_0 = 4cm$; $d = 0{,}9h = 18\,cm$

$$M_{tab} = 14{,}20 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 58{,}93\ KN.m$$

$$M_{tab} = 58{,}93 KN.m > M_t^{max} = 8{,}75\ KN.m.$$

Donc, la zone de compression se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension : $(b \times h) = (65 \times 20)\,cm^2$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées** (A') **:**

$$feE400 \Rightarrow \begin{cases} \mu_1 = 0{,}391 \\ \alpha_1 = 0{,}668 \\ \xi_{es} = 1{,}739 \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{8,75 \times 10^{+3}}{65 \times (18)^2 \times 14,20} = 0,029 < \mu l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1-2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0,0372$$
$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,985$$
$$\mu = 0,0392 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot.A}: \xi_s = 10‰$$
$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa$$

$$A_S = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_S} = \frac{8,75 \times 10^{+3}}{0,985 \times 18 \times 348} = 1,80 cm^2$$

- **Condition de non fragilité :(art A.4.2.1)**

$$A_{min} \geq \max\left\{\frac{b.h}{1000}; 0.23 b.d \frac{ft_{28}}{fe}\right\} \Rightarrow A_{min} \geq \max\left\{ 1,41; 1,569 \right\} \Rightarrow A_{min} = 1,57 cm^2$$
$$\Rightarrow A_{adobtif} = \max\{A_{min}; A_{cal}\} = 1,57 cm^2$$
$$\text{le choix } 3T12 \rightarrow 3,39 \ cm^2$$

- **Ferraillage en appui :**

$$Ma_{max} = 7,83 KN.m$$

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,83 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,17}$$
$$\mu = 0,026$$

$$feE400 \Rightarrow \begin{cases} \mu_1 = 0,391 \\ \alpha_1 = 0,668 \\ \xi_{es} = 1,739 \end{cases}$$

$$\mu = 0,026 < \mu_1 = 0.391 \Rightarrow A'_S = 0$$
$$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1-2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0,033$$
$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,9868$$
$$\mu = 0,026 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot.A}: \xi_s = 10‰$$
$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa$$

$$A_S = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_S} = \frac{7,83 \times 10^{+3}}{0,9868 \times 18 \times 348} = 1,42 cm^2$$

- Condition de non fragilité **:**(art A.4.2.1)

$$A_{min} \geq \max\left\{\frac{b.h}{1000};0{,}23b.d\frac{ft_{28}}{fe}\right\} \Rightarrow A_{min} \geq \max\{1{,}3;1{,}569\} \Rightarrow A_{min} = 1{,}57cm^2$$

$$\Rightarrow A_{adobtif} = \max\{A_{min};A_{cal}\} = 1{,}57cm^2$$

le choix $2T12 \rightarrow 2.26cm^2$

- **Vérifications** :

- **L'influence de l'effort tranchant :** (d'après BAEL91 (art A.5.1)) :

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}\ ;\tau_u = \dfrac{T_{u\ max}}{b_0.d} = 0{,}63MPa$ La fissuration non préjudiciable et $\alpha = 90^\circ$ donc:

$$\overline{\tau}_u = \min(0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5MPa) = \min(3{,}33;5MPa) \Rightarrow \overline{\tau}_u = 3{,}33MPa.$$

Fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1, 211).

(Avec :T_{max} : l'effort tranchant maximal)

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u};\tau_u = \frac{T_{u\ max}}{b_0.d} = \frac{13{,}68\times10^{-3}}{0{,}12\times0{,}18} = 0{,}63\ \ MPa$$

$$\tau_u = 0{,}63\ \ MPa\ \ < \ \ \overline{\tau}_u = 3{,}33MPa.........................[CV]$$

Le diamètre des armatures transversales(les cadres) : (article A.7.2, 2 du BAEL91):

Les armatures transversales A_t

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\Phi_L\right\}$$

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{200}{35};\frac{120}{10};10\right\} = 5{,}71 \approx 8mm.$$

on adopte: $\Phi_t = 8mm \Rightarrow At = 1\text{Ø}8 = 0{,}50\,cm^2$.

Φ_L :Le diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres.

Espacement : (d'après BAEL91 (A.5.1, 22)

L'espacement minimal des cadres est donné par la formule suivante :

$St \leq \min\ (0{,}9d\,;40cm)$

$St \leq \min\ (16{,}2\,;40cm) \Rightarrow St \leq 16{,}20cm$

On adopte : S_t= 20*cm*

- **Section des armatures :**

La section des armatures transversales :

$$\rho_t = \frac{At}{b_0.st} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0{,}3 \times k \times f_{tj28}}{0{,}9(\sin\alpha + \cos\alpha) \times \sigma_s} \quad K = 1, \text{ en flexion simple.}$$

$$A_t \geq \left(\frac{\tau_u(h/2) - 0{,}3 \times k \times f_{tj28}}{0{,}9.\sigma_s} \right).b_0.st$$

α=90° $\Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$

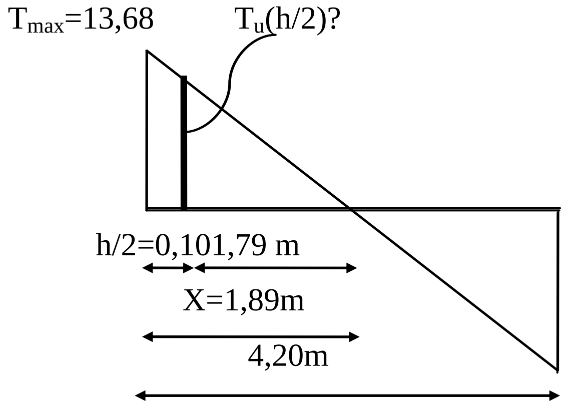
fe =235 Mpa ; δ_s =1,15

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

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

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

- On calcul la distance"X":



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

X= 4,2/2+(2,61-7,83)/4,2x5,92 = 1,89 m

h/2 = 0,20/2 = 0,10 m

X-(h/2)=1,89 -0,10=1,79m

Donc: T_u(h/2) =13,68.1,79/1,89 =12,95 KN

T_u (h/2) = 12,95 KN

D'où: τ_u(h/2) = (12,95.10^{-3})/(0,12.0,18) = 0,60MPa

τ_u (h/2) = 0,60MPa

$$A_t \geq \left(\frac{0{,}60 - 0{,}3 \times 1 \times 2{,}1}{0{,}9 \times 204} \right) \times 0{,}12 \times 0{,}20 = -3{,}92 \times 10^{-6} \approx 0$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91mod99 DTU page 196)

$$\frac{At.fe}{b_0.S_t} \geq \max\left\{ \frac{\tau_u(h/2)}{2} ; 0{,}4 \right\} \quad \textit{MPa}$$

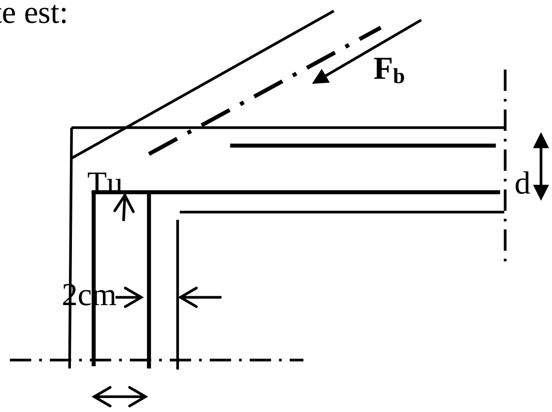
$$\frac{At.fe}{b_0.S_t} \geq \max\{0{,}30 ; 0{,}4\} \quad \textit{MPa}$$

D'où : $At \geq \frac{0,4.b_0.S_t}{fe} = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,20}{235} = 4,08 \times 10^{-5} m^2 = 0,408 cm^2$

Donc on adopte 1Ø10….. $At = 0,79\ cm^2$

8-Compression de la bille d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est:



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

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

a: la longueur d'appui de la biellette

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

Mais pour tenir compte du faite que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45^0 donc on doit vérifier que :

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

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

$\Rightarrow a \geq \frac{2.13,68.1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,0171\ m = 1,71\ cm$

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

a' : largeur d'appui

a' = c-ć -2cm

c' =2cm (enrobage)

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

a' = 30-2-2= 26cm

a = min (26cm; 16,2 cm) = 16,2>1,71 cm………………condition vérifiée.

- ✓ **Vérification à L' E .L .S :**

Au niveau des travées :

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

$$\left.\begin{array}{l}\text{section rectangulaire}\\ \text{Acier FeE 400}\\ \text{Section rectangulaire}\end{array}\right\} \Rightarrow \text{si} \qquad \alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2}\right)+\frac{fc_{28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\times fc_{28} = 15\,MPa$$

- Vérification des compressions dans le béton :

- Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées)

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2}\right)+\frac{fc_{28}}{100} \quad ;\gamma=\frac{M_u}{M_{ser}}$$

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	$\alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2}\right)+\frac{fc_{28}}{100}$	α	Observation
Appui	**7,83**	**6,81**	**1,15**	**0,32**	**0,0332**	C.V
Travée	**8,75**	**6,30**	**1,39**	**0,44**	**0,0372**	C.V

Tableau.III.8.Vérification des compressions.

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow$ Les armatures calculées à L'ELU selon maintenues

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis BAEL91 (A.5.1, 31)

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifier que l'on a :

$$V_u \leq \overline{V_u}$$
$$V_u \leq 0{,}267.a.b_0.fc_{28}$$
$$V_u = 13{,}68\,KN$$

La profondeur de l'appui doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{0.75\times V_u}{b_0.fc_{28}} \leq a \leq d$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

a = la - 2 cm tel que : la = ls - Type de crochet

la: Longueur d'ancrage.

ls: Longueur de scellement droit (donnée à partir du BAEL91)

On choisit par exemple un crochet de 90°

Donc : $la = ls - 24{,}69\Phi$ tel que : $ls = 35\Phi\left(F_{c28} = 25\,MPa;\,FeE400\right)$

la = 10,31 Φ = 10,31×1,0 = 10,31 cm

Alors : a = 8.31 cm

$$\overline{V_u} = 0{,}267.a.b_0.fc_{28} = 0{,}267\times 0{,}831\times 1{,}2\times 25 = 66{,}56KN$$

$$V_u \leq \overline{V_u} \Rightarrow 13{,}68 \leq 66{,}56..................[CV]$$

Vérification des armatures longitudinales :

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A_s \geq \frac{V_u}{fe/\gamma_s}$$

$$A_s = 3{,}39\ cm^2$$

$$A_s \geq \frac{1{,}15 \times 13{,}68 \times 10^{-3}}{400} = 3{,}93 \times 10^{-5}\ m^2 = 0{,}393 cm^2$$

$$A_s = 3{,}39\ cm^2 \geq 0{,}393 cm^2 \ldots\ldots\ldots [CV]$$

Vérification de la contrainte d'adhérencelimite :

Il faut vérifier que : $\tau_S \leq \overline{\tau_S}$

$\tau_S = \dfrac{Vu}{0{,}9 \times \sum \mu}$; ($\Sigma\mu$:étant la somme des périmètres utiles des barres)

$\overline{\tau_S} = 0.6 \times \psi_S{}^2 \times ft_j$; Pour les armatures à H.A$\rightarrow$ =1,5 $_s\psi$ d'après le tableau :

$$f_{t28} = 2{,}1 MPa ; \overline{\tau_S} = 0{,}6 \times 1{,}5^2 \times 2{,}1 = 2{,}83 MPa$$

$$\sum \mu = 3 \times 2 \times \pi \times R = 3 \times 2 \times 3{,}14 \times 0{,}6 = 11{,}30 cm$$

$$\tau_S = \frac{13{,}68 \times 10^{-3}}{0{,}9 \times 0{,}23 \times 0{,}1130} = 0{,}58 MPa$$

$$\text{Donc} : \tau_S = 0{,}58 MPa < \overline{\tau_S} = 2{,}83 MPa \ldots\ldots\ldots [CV]$$

Vérification de la liaison hourdis nervure :

$$\tau_u = \frac{Vu(b - b_0)}{(1{,}8 \times b \times d \times fe)} = \frac{13{,}68 \times 10^{-3}(0{,}65 - 0{,}12)}{(1{,}8 \times 0{,}65 \times 0{,}18 \times 400 \times 10^{-3})} = 0{,}086 MPa$$

$$\tau_u = 0{,}086 \leq \overline{\tau_u} = 3{,}33 MPa \ldots\ldots\ldots [CV]$$

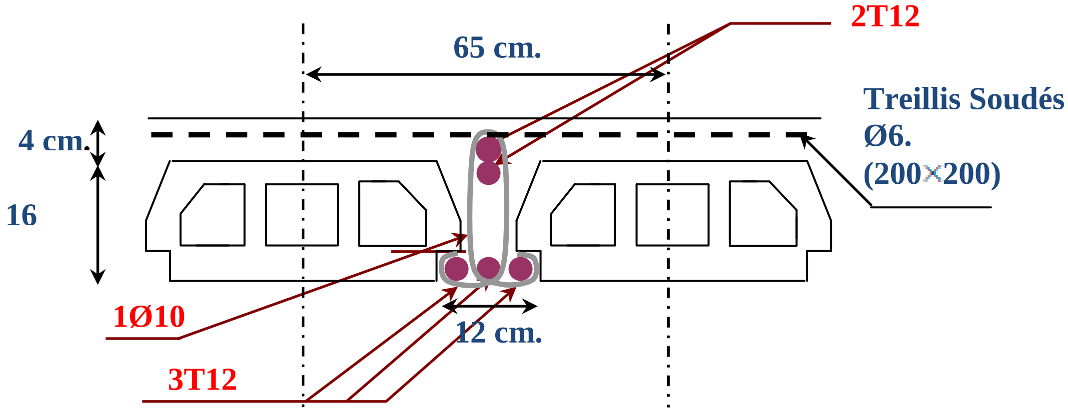


Figure III.18 : ferraillage de poutrelle

VI.2.1.2-Plancher terrasse:

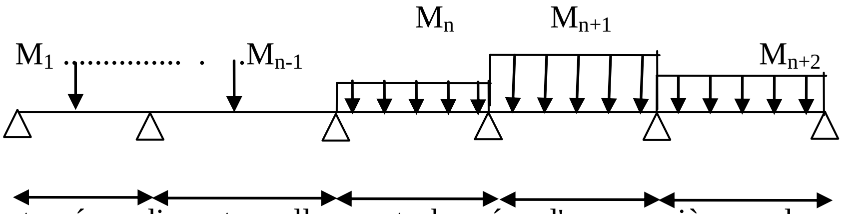
On ales mêmes types de poutrelles définies précédemment

Méthode de calcul:

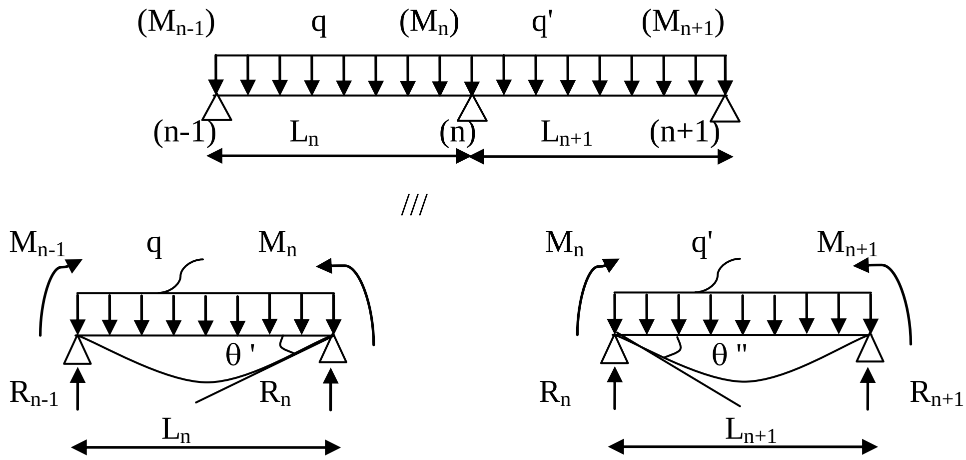
Vu que la 3[éme] condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis **la méthode des trois moments**.

Principe de calcul de la méthode des trois moments:

Pour les poutres continues à plusieurs appuis,

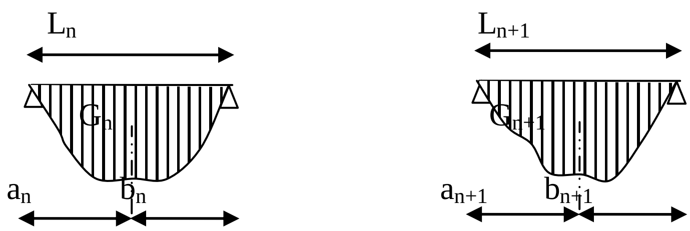


Isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.



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 centresd'inertie des aires de diagramme des moments.

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

S_n et S_{n+1} : les Aires des diagrammes des momentspour les travées L_n et L_{n+1}

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

Selonlethéorème des Aires des moments, on aura :

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

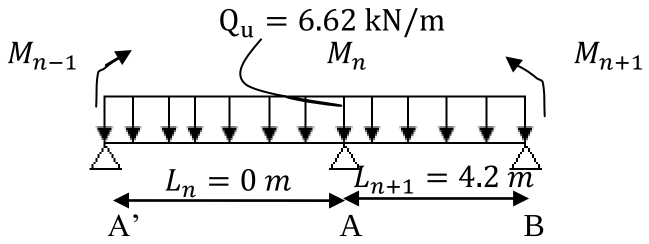
$$\theta'' = \frac{S_{n+1} . b_{n+1}}{L_{n+1} . E_I} + \frac{M_n . L_{n+1}}{3.E_I} + \frac{M_{n+1} . L_{n+1}}{6.E_I}$$

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

C'estlethéorème des troismoments et sous cetteforme générale il est applicable à tous les types de chargement.cetteéquation est appelèe **équationde CLAPEYRON.**

❖ Calculdes poutrelles:

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



1-*__ELU:__*

q_u = 6.62 KN/ml.

$$M_{0\ AB} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,62 \times 2,9^2}{8} = 6,95\ \text{kN. m.}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{2,9}{2} = 1,45\text{m}$$

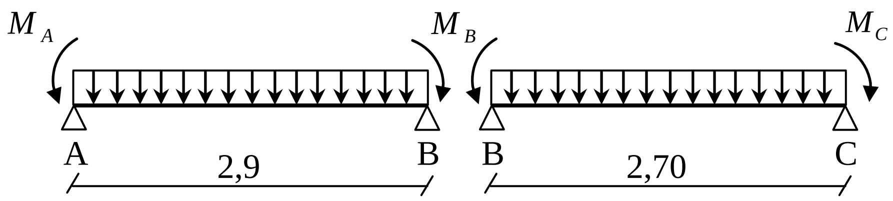
$$S_n = \frac{2}{3}(L_n \times M_{0\ AB}) = \frac{2}{3}(2,9 \times 6,95) = 13,45\ \text{m}^2$$

$$M_{0\ BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,62 \times 2,7^2}{8} = 6,03\ \text{kN. m.}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{2,7}{2} = 1,35\text{m}$$

$$S_n = \frac{2}{3}(L_{n+1} \times M_{0\ BC}) = \frac{2}{3}(2,9 \times 6,03) = 10,85\ \text{m}^2$$

- **Calcul des moments au niveau de l'appui :**



∗En appui A :

M_A = - 0,2. M_{0u}^{AB} = - 0,2. 6,95 = -1,39KN.m.

M_C = - 0,2 M_{0u}^{BC} = - 0,2. 6,03= -1.21 KN.m.

∗En appui B :

$$2{,}9M_A + 2(2{,}9+2{,}7)M_B + 2{,}7\,M_C = -6\left(\frac{13{,}45\times1{,}45}{2{,}9} + \frac{10{,}85\times1{,}35}{2{,}7}\right)$$

$$2.9\times1{,}39 + 11{,}2\,M_B + 2{,}7\times1{,}21 = -72.94$$

Donc :

$M_A = -1{,}39$ kN.m ;$M_B = -5{,}86$ kN.m ; $M_C = -1{,}21$ kN.m

- **Calcul des moments au niveau detravée :**

$$M_{t\,AB} = \frac{M_a + M_b}{2} + M_{0\,AB} = \frac{-1{,}39 - 5{,}86}{2} + 6{,}95 = 3{,}33 \text{ kN.m}$$

$$M_{t\,BC} = \frac{M_b + M_c}{2} + M_{0\,BC} = \frac{-5{,}86 - 1{,}21}{2} + 6{,}03 = 2{,}50 \text{ kN.m}$$

- **Calcul des efforts tranchant :**

$$\text{TravéeAB} : \begin{cases} T_w = \dfrac{M_a - M_b}{l} + Q_u\dfrac{l}{2} = \dfrac{-1{,}39 + 5{,}86}{2{,}9} + \left(6{,}62 \times \dfrac{2{,}9}{2}\right) = 9{,}45 \text{ kN} \\ T_e = \dfrac{M_a - M_b}{l} - Q_u\dfrac{l}{2} = \dfrac{-1{,}39 + 5{,}86}{2{,}9} - \left(6{,}62 \times \dfrac{2{,}9}{2}\right) = -9{,}75 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{TravéeBC} : \begin{cases} T_w = \dfrac{-5{,}86 + 1{,}21}{2{,}7} + \left(6{,}62 \times \dfrac{2{,}7}{2}\right) = 8{,}76 \text{ kN} \\ T_e = \dfrac{-5{,}86 + 1{,}21}{2{,}7} - \left(6{,}62 \times \dfrac{2{,}7}{2}\right) = -9{,}12 \text{ kN} \end{cases}$$

- **Tableau récapitulatif des résultats obtenus** :

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

Type	travé	L(m	E.L.U	E.L.S

de poutrelle	e	)	M_0	Mt	Mw	Me	Tw	Te	M_0	Mt	Mw	Me
01	A-B	2,90	6, 95	3,3	1,39	5,86	11,14	8,06	5,08	2,43	1,02	4,28
	B-C	2,70	6, 03	2,50	5,86	1,21	7 ,21	10,66	4,40	1,82	4,28	0,88
02	A-B	4,2	14,60	7,97	2,92	10,33	15,67	12,14	10,65	5,82	2,13	7,54
	B-C	2,9	6,96	1,10	10,33	1,39	6,52	12,68	5,08	0,80	7,54	1,02
03	A-B	2,70	6,03	3,61	1,21	3,64	9,84	8,04	4,40	2,64	0,88	2,65
	B-C	2,00	3,31	0,59	3,64	4,15	6,88	6 ,37	2,42	0,42	2,65	3,03
	C-D	3,10	5,95	1,8	4,15	4,15	10,26	10,26	5,80	2,77	3,03	3,03
	D-E	2,00	3,31	-0,58	4,15	3,64	6,37	6,88	2,42	0,42	3,03	2,65
	E-F	2,70	6,03	3,61	3,64	1,21	8,04	9,84	4,40	2,64	2,65	0,88
04	A-B	2,7	6,03	3.24	1,21	4,39	10,11	7,76	4,40	2,36	0,88	3,20
	B-C	2,00	3,31	0.79	4,39	0,66	4,76	8,48	2,42	0,57	3,20	0,48

Les sollicitations maximales de calcul sont:

E.L.U
- $M_{travée\,max}$=7,94 KN.m
- $M_{appui\,max}$ = 10,33 KN.m
- T_{max} =15,67KN

E.L.S
- $M_{travée\,max}$=5,82 KN.m
- $M_{appui\,max}$=7,54 KN.m

Calcul du ferraillage de l'étage courant :

➢ Ferraillage en travée :

$M_{t\ Max} = 7{,}94\ \text{KN.m}$

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si $M_{tab} < M^{max}$: la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calcules sera une section en "Té".

Si $M_{tab} > M^{max}$: la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en "Té" sera calculée comme une section rectangulaire de dimension (bxh).

- **Vérification de l'étendue de la zone comprimée**

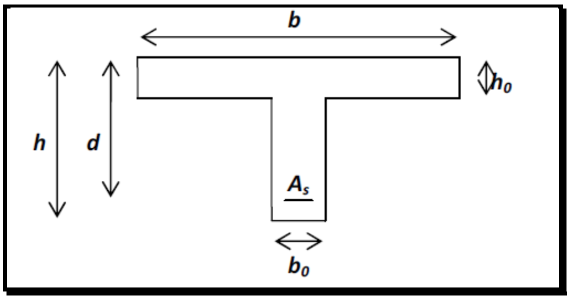


Figure IV.1 : Dimensions des poutrelles

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

$\sigma_{bc} = 14,20\,MPa.$; $b = 65\,cm$; $h_0 = 4cm$; $d = 0,9h = 18\,cm$

$$M_{tab} = 14,20 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 58,93\,KN.m$$

$$M_{tab} = 58,93\,KN.m > M_t^{max} = 7,94\,KN.m.$$

Donc, la zone de compression se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension : $(b \times h) = (65 \times 20)\,cm^2$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées** (A') **:**

$$feE400 \Rightarrow \begin{cases} \mu_1 = 0.391 \\ \alpha_1 = 0.668 \\ \xi_{es} = 1.739 \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{7,94 \times 10^{+3}}{65 \times (18)^2 \times 14,20} = 0,026 < \mu l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$\alpha = 1,25\left(1-\sqrt{1-2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0,033$

$\beta = 1-0.4\alpha = 0,9865$

$\mu = 0,033 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot.A}: \xi_s = 10‰$

$\sigma_s = \dfrac{fe}{\gamma_s} = \dfrac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$

$$A_S = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_S} = \frac{7,94\times 10^{+3}}{0,9865\times 18\times 348} = 1,28 \quad cm^2$$

- **Condition de non fragilité :(art A.4.2.1) :**

$$A_{min} \geq \max\left\{\frac{b.h}{1000};0.23b.d\,\frac{ft_{28}}{fe}\right\} \Rightarrow A_{min} \geq \max\left\{1,41 \;\; ; \;\; 1,569\right\} \Rightarrow A_{min} = 1,57cm^2$$

$\Rightarrow A_{adobtif} = \max\{A_{min}\,; A_{cal}\} = 1.57cm^2$

$le \quad choix \quad 3T12 \rightarrow 3.39 \quad cm^2$

- **Ferraillage en appui :**

$Ma_{\,max} = 10,33\,\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{Ma}{b\times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,33\times 10^{-3}}{0,65\times(0,18)^2\times 14,17}$$

$\mu = 0,034$

$$\text{feE400} \Rightarrow \begin{cases} \mu_1 = 0.391 \\ \alpha_1 = 0.668 \\ \xi_{es} = 1.739 \end{cases}$$

$\mu = 0,034 < \mu_1 = 0.391 \Rightarrow A'_S = 0$

$\alpha = 1,25\left(1-\sqrt{1-2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0,044$

$\beta = 1-0.4\alpha = 0,9823$

$\mu = 0,034 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot.A}: \xi_s = 10‰$

$\sigma_s = \dfrac{fe}{\gamma_s} = \dfrac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$

$$A_S = \frac{Ma}{\beta\times d\times \sigma_S} = \frac{10,33\times 10^{+3}}{0,9823\times 18\times 348} = 1,67cm^2$$

- **Condition de non fragilité :(art A.4.2.1)**

$$A_{min} \geq \max\left\{\frac{b.h}{1000};0.23b.d\,\frac{ft_{28}}{fe}\right\} \Rightarrow A_{min} \geq \max\{1,3;1,57\} \Rightarrow A_{min} = 1.57cm^2$$

$\Rightarrow A_{adobtif} = \max\{A_{min}\,; A_{cal}\} = 1.67cm^2$

$\text{le} \quad \text{choix} \quad 2T12 \rightarrow 2.26cm^2$

Vérifications :

- **L'influence de l'effort tranchant :** (d'après BAEL91 (art A.5.1 ,211)) :

$$\bar{\tau}_u = \min(0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5MPa) = \min(3{,}33;5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3{,}33MPa.$$

Fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1, 211)).

$$\tau_u = \frac{T_{u\ max}}{b_0.d} = \frac{15{,}67\times10^{-3}}{0{,}12\times0{,}18} = 0{,}72 \quad MPa$$

$$\tau_u \le \overline{\tau_u} \Rightarrow \tau_u = 0{,}72 \quad MPa \quad < \quad \bar{\tau}_u = 3{,}33MPa.........................[CV]$$

Lediamètre des armatures transversales(les cadres) : (article A.7.2, 2 du BAEL91):

Φ_L :Le diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres.

$$\Phi_t \le \min\left\{\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\Phi_L\right\}$$

$$\Phi_t \le \min\left\{\frac{200}{35};\frac{120}{10};10\right\} = 5{,}71 \approx 8mm.$$

on adopte: $\Phi_t = 8mm \Rightarrow At = 1\text{Ø}8 = 0{,}50\,cm^2$.

Espacement : (d'après BAEL91 (A.5.1, 22)

L'espacement minimal des cadres est donné par la formule suivante :

$$St \le \min\,(0{,}9d\,;40cm)$$
$$St \le \min\,(16{,}2\,;40cm) \quad \Rightarrow \; St \le 16{,}20cm$$

On adopte : $S_t = 20\ cm$

Section des armatures :

La section des armatures transversales :

$$\rho_t = \frac{At}{b_0.st} \ge \frac{\tau_u(h/2) - 0{,}3\times k\times f_{tj28}}{0{,}9(\sin\alpha + \cos\alpha)\times\sigma_s} \quad K = 1, \text{en flexion simple.}$$

$$A_t \ge \left(\frac{\tau_u(h/2) - 0{,}3\times k\times f_{tj28}}{0{,}9.\sigma_s}\right).b_0.st$$

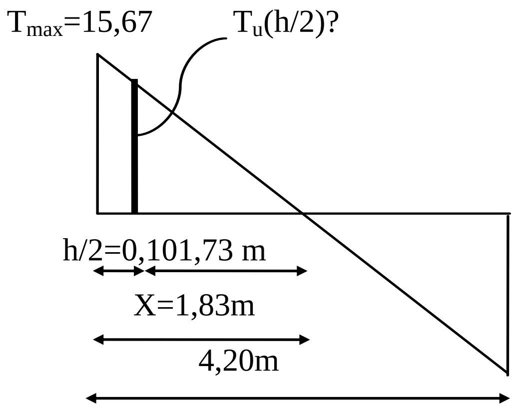
$\alpha=90° \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$

fe =235 Mpa ; δ_s =1,15

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

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

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



- On calcul la distance"X":

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

X= 4,2/2+(2,92-10,33)/4,2x6,62 = 1,83 m

h/2 = 0,20/2 = 0,10 m

X-(h/2)=1,83 -0,10=1,73m

Donc: T_u(h/2) =15,67.1,73/1,89 =14,34 KN

T_u(h/2) = 14,34 KN

D'où: τ_u(h/2) = (14,34.10^{-3})/(0,12.0,18) = 0,66MPa

τ_u (h/2) = 0,60MPa

$$A_t \geq \left(\frac{0{,}66 - 0{,}3\times1\times2{,}1}{0{,}9\times204}\right)\times0{,}12\times0{,}20 = +3{,}92\times10^{-6} \approx 0$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91mod99 DTU page 196)

$$\frac{At.fe}{b_0.S_t} \geq \max\left\{\frac{\tau_u(h/2)}{2};0{,}4\right\} \quad MPa$$

$$\frac{At.fe}{b_0.S_t} \geq \max\{0{,}33;0{,}4\} \quad MPa$$

D'où : $At \geq \frac{0{,}4.b_0.S_t}{fe} = \frac{0{,}4\times0{,}12\times0{,}20}{235} = 4{,}08\times10^{-5}m^2 = 0{,}408cm^2$

Donc on adopte 1Ø10….. At = 0,79 cm²

Compression de la bille d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est:

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

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

a: longueur d'appui de la biellette

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

Mais pour tenir compte du faite que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45^0 donc on doit vérifiée que :

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

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

$$\Rightarrow a \geq \frac{2\times 15{,}67\times 1{,}5}{0{,}8\times 12\times 25\times 10} = 0{,}019m = 1{,}9cm\ .$$

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

a = min (26cm; 17,01cm) = 17,01 cm> 1,9 cm………………condition vérifiée.

✓ Vérification à L' E .L .S :

Au niveau des travées :

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

$$\left.\begin{array}{l}\text{section rectangulaire}\\ \text{Acier FeE 400}\\ \text{Section rectangulaire}\end{array}\right\} \Rightarrow \text{si} \qquad \alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2}\right) + \frac{fc_{28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\times fc_{28} = 15\text{MPa}$$

- Vérification des compressions dans le béton :

- Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées)

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2}\right) + \frac{fc_{28}}{100} \quad ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	$\alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2}\right)+\frac{fc_{28}}{100}$	α	Observation
Appui	**10,33**	**7,54**	**1,37**	**0,435**	**0,044**	C.V
Travée	**7,94**	**5,82**	**1,36**	**0,43**	**0,033**	C.V

Tableau.III.8. Vérification des compressions

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow$ Les armatures calculées à L'ELU selon maintenues

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis BAEL91 (A.5.1, 31)

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifier que l'on a :

$$V_u \leq \overline{V_u}$$
$$V_u \leq 0{,}267.a.b_0.fc_{28}$$

V_u = 15,67 KN

La profondeur de l'appui doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{0.75 \times V_u}{b_0.fc_{28}} \leq a \leq d$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

a = la - 2 cm tel que : la = ls - Type de crochet

la: Longueur d'ancrage.

ls: Longueur de scellement droit (donnée à partir du BAEL91)

On choisit par exemple un crochet de 90°

Donc : $la = ls - 24{,}69\Phi$ tel que : $ls = 35\Phi\left(F_{c28} = 25\,MPa;\, FeE400\right)$

la = 10,31 Φ = 10,31×1,0 = 10,31 cm

Alors : a = 8.31 cm

$$\overline{V_u} = 0{,}267.a.b_0.fc_{28} = 0{,}267 \times 0{,}831 \times 1{,}2 \times 25 = 66{,}56KN$$

$$V_u \leq \overline{V_u} \Rightarrow 13{,}68 \leq 66{,}56..................[CV]$$

Vérification des armatures longitudinales :

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A_s \geq \frac{V_u}{fe/\gamma_s}$$

$$A_s = 3{,}39\,cm^2$$

$$A_s \geq \frac{1{,}15 \times 15{,}67 \times 10^{-3}}{400} = 5{,}50 \times 10^{-5}\,m^2 = 0{,}550cm^2$$

$$A_s = 3{,}39\,cm^2 \geq 0{,}550cm^2..........[CV]$$

Vérification de la contrainte d'adhérence limite :

Il faut vérifier que : $\tau_S \leq \overline{\tau_S}$

$\tau_S = \dfrac{Vu}{0{,}9 \times \sum \mu}$; (Σμ :étant la somme des périmètres utiles des barres)

$\overline{\tau_S} = 0.6 \times {\psi_S}^2 \times ft_j$; Pour les armatures à H.A→ =1,5 $_s\psi$ d'après le tableau :

$$f_{t28} = 2{,}1MPa; \overline{\tau_S} = 0{,}6 \times 1{,}5^2 \times 2{,}1 = 2{,}83MPa$$

$$\sum \mu = 3 \times 2 \times \pi \times R = 3 \times 2 \times 3{,}14 \times 0{,}6 = 11{,}30cm$$

$$\tau_S = \frac{15{,}67 \times 10^{-3}}{0{,}9 \times 0{,}23 \times 0{,}1130} = 0{,}66MPa$$

$$\text{Donc}: \tau_S = 0{,}66MPa < \overline{\tau_S} = 2{,}83MPa..........................[CV]$$

Vérification de la liaison hourdis nervure :

$$\tau_u = \frac{Vu(b-b_0)}{(1{,}8\times b\times d\times fe)} = \frac{15{,}6\times10^{-3}(0{,}65-0{,}12)}{(1{,}8\times0{,}65\times0{,}18\times400\times10^{-3})} = 0{,}098MPa$$

$$\tau_u = 0{,}098 \le \overline{\tau_u} = 3{,}33MPa.................................[CV]$$

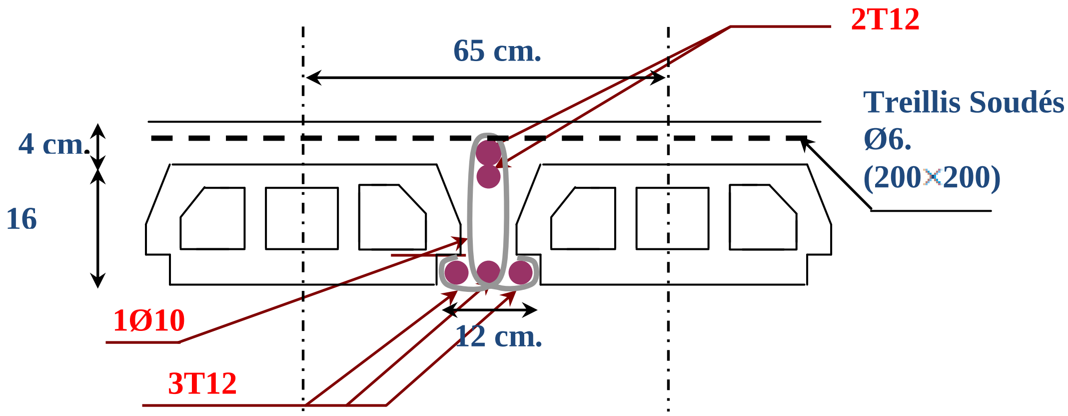


Figure IV.18 : ferraillage de poutrelle

-Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\begin{cases} \left(\frac{h_t}{L} \ge \frac{1}{22{,}5}\right) \Rightarrow (0{,}047 > 0{,}0444)........................\text{condition.vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \ge \frac{M_{Tser}}{10.M_{a\ ser}}\right) \Rightarrow \left(0{,}047 < \frac{5{,}82}{15.7{,}54} = 0{,}051\right)..\text{condition non vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0.d} \le \frac{4{,}2}{f_e}\right) \Rightarrow \left(\frac{3{,}39}{12.18} = 0{,}015 > \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105\right)........\text{condition non vérifiée} \end{cases}$$

La2^{éme}et3^{éme}condition n'est pas vérifiées; on procédera donc au calcul de la flèche.

On va calculer:

$$Fi = \frac{Mi.L^2}{10Ei.If_I} \quad ;Fv = \frac{Mv.L^2}{10Ev.If_V}$$

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

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

Avec: $Ei=11000(fc_{28})^{1/3}$ =32164,2 MPa

$Ev=3700(fc_{28})^{1/3}$ =10818,86 MPa

$If_i = \frac{1{,}1.I_0}{1+\lambda_i.\mu_i}$; $If_v = \frac{1{,}1.I_0}{1+\lambda_v.\mu_g}$ I_0 : moment d'inertie de la section totale rendue homogène à l'axe passant par son C.D.G

If_i : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

If_v : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

♦ **Détermination du centre de gravité :**

$$y_G = \frac{\sum A_i . y_i}{\sum A_i} = \frac{(b.h_0).(h_0/2 + h - h_0) + \left[(h - h_0)b_{0.}(h - h_0)/2\right] + \eta.A_s.c}{(b.h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta.A_s}$$

$$y_G = \frac{(65.4)(2 + 20 - 4) + \left[(20 - 4).12.(20 - 4)/2\right] + 15.3{,}39.3}{(65.4) + (20 - 4).12 + 15.3{,}39}$$

$$y_G = 12{,}66\text{cm}$$

♦ **Détermination du moment d'inertie:**

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

$$I_g = \frac{65.(12{,}66)^3}{3} - \frac{(65 - 12).(12{,}66 - 4)^3}{3} + \frac{12.(20 - 12{,}66)^3}{3} + 15.3{,}39.(18 - 12{,}66)^2$$

$$I_g = 35521{,}57\ \text{cm}^4$$

♦ **Charges prises en comptes :**

1-Charge avant mise de revêtement : **j** = 2,80x0, 65 = **1,82 KN/m.**

2-Charge après mise de revêtement : **G** = 5,09x0, 65 = **3,30KN/m.**

3-Charge total à l'E.L.S : P = (G+Q): **P** = (5,09+1) x0, 65 = **3,95 KN/m.**

♦ **Calcul des moments correspondants :**

M_j = 0,85.J.L²/8 = 0,85 .1, 82. $(4{,}20)^2/8$ **= 3,41 KN.m.**

M_G = 0,85.G.L²/8 = 0,85.3, 30 $(4{,}20)^2/8$ **= 6,18 KN.m.**

M_p = 0,85.P.L²/8 = 0,85. 3,95 $(4{,}20)^2/8$ **= 7,40 KN.m.**

♦ **calcul des contraintes:**

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A_S.Z} = \frac{3{,}41 \times 10^3}{3{,}39 \times 0{,}9 \times 18} = 62{,}09\ \text{MPa}.$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_S.Z} = \frac{6{,}18 \times 10^3}{3{,}39 \times 0{,}9 \times 18} = 112{,}53\ \text{MPa}.$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_S.Z} = \frac{7{,}40 \times 10^3}{3{,}39 \times 0{,}9 \times 18} = 134{,}74\ \text{MPa}.$$

♦ **Calcul des coefficients:**

$$f = \frac{A_S}{b_0.d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015$$

$$f; \lambda_i ; \lambda_v \ \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2+3b_0/b)f} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2+3\times 12/65)0,015} = 2,74.$$

$$\lambda_V = (2/5)\ \lambda_i = (2/5)2,74 = 1,096$$

- **Calcul des coefficients (μ_i) :**

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

$$*\mu_j = 1 - \left[(1,75 \times 2,1)/(4 \times 0,015 \times 62,09) + 2,1\right] = 0,36.$$

$$*\mu_G = 1 - \left[(1,75 \times 2,1)/(4 \times 0,015 \times 112,53) + 2,1\right] = 0,58\ .$$

$$*\mu_P = 1 - \left[(1,75 \times 2,1)/(4 \times 0,015 \times 134,74) + 2,1\right] = 0,63.$$

- **Calcul des moments d'inertie après fissuration :**

$$I_{Fi} = \frac{1,1.I_0}{(1+\lambda_i.\mu_i)} \quad : I_0 = I_G = 35521,57 cm^4.$$

$$I_{FJ} = \frac{1,1 \times 35521,57}{(1+2,74 \times 0,36)} = 19670,62 cm^4.$$

$$I_{FG} = \frac{1,1 \times 35521,57}{(1+2,74 \times 0,58)} = 15091,04 cm^4.$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \times 35521,57}{(1+2,74 \times 0,63)} = 14332,67 cm^4.$$

$$I_{FV} = \frac{1,1 \times 35521,57}{(1+1,096 \times 0,36)} = 28018,67 cm^4.$$

- **Calcul des valeurs de la flèche correspondantes**

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

$$.F_{ij} = \frac{3,41 \times (4,20)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 19670,62)} = 0,095 cm.$$

$$F_{ig} = \frac{6,18 \times (4,20)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 15091,04)} = 0,22 cm.$$

$$F_{ip} = \frac{7,40 \times (4,20)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 14332,67)} = 0,28 cm.$$

$$F_{vg} = \frac{6,18 \times (4,20)^2 \times 10^7}{(10 \times 10818,86 \times 28018,67)} = 0,43 cm.$$

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

F_{total} = 0, 48-0,1+0,33 -0,26 = 0,395 cm

F_{total}= 0,395cm

F_{adm} = L/500 = 420/500 =0,84 cm.

F_{adm} = 0,84 cm

F_{total}= 0,395 cm<F_{adm} = 0,84 cm ……………………..condition vérifiée

IV.4 Calcul le ferraillage 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 (cm²/ml) si $l \leq$ 50cm

  $A\perp \geq$ 4l/fe (cm²/ml) si 50cm $\leq$ $l \leq$ 80cm

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

- section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

$A// \geq A\perp/2$

L = 0,65 m

Fe = 225 Mpa

50cm $\leq$ l = 65 cm $\leq$ 80 cm → $A\perp \geq$ 4x65/225 = 1,15 cm²/ml

On prend $A\perp = 5\phi 6$ =1, 41 cm²/ml

$A_{/\!/} \geq$ 1,41/2=0,71 cm²/ml on prend $A_{/\!/}=3\phi 6$=0,85 cm²/m

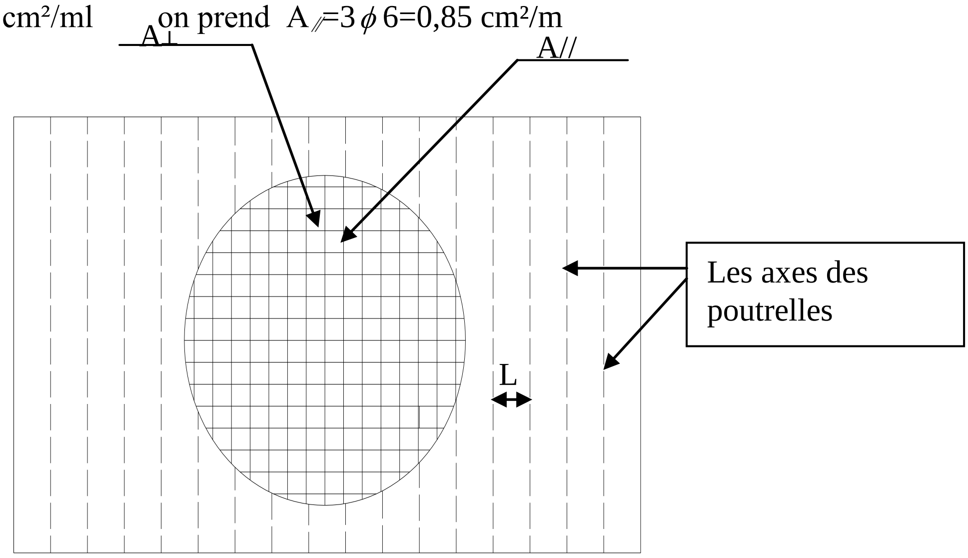


Fig.III.6-Ferraillage de la dalle de compression.

On prend un quadrillage de section TSϕ6avec un espacement de 15 cm