IV-1- Introduction :

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

- Supporter son poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Transmettre les charges aux éléments porteurs (poteaux, murs, voiles ………)
- Assurer l'isolation thermique (en particulier pour les locaux situé sous la terrasse ou ceux situé sous vide sanitaire) et acoustique (étanchéité au bruit) entre les différentes étages.
- Rigidifier la structure et participer à la résistance (répartition des efforts horizontaux)

On peut distinguer deux grandes classes de plancher :

Les planchers coulés sur place ou plancher dits « traditionnels ».

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

IV-2-Dimensionnement des poutrelles :

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

La hauteur du plancher est **20cm** soit **(16+4) cm**

$$\begin{cases} 16cm : \text{corps creux} \\ 4cm : \text{dalle de compression} \end{cases}$$

Les poutrelles sont disposées perpendiculaires au sens porteur avec un espacement de 65cm entre axes.

Hauteur du plancher : $\mathbf{h_t=20\ cm}$

Épaisseur de la nervure : $\mathbf{b_0=12\ cm}$

Largeur de la dalle de compression: $\mathbf{h_0=04cm}$

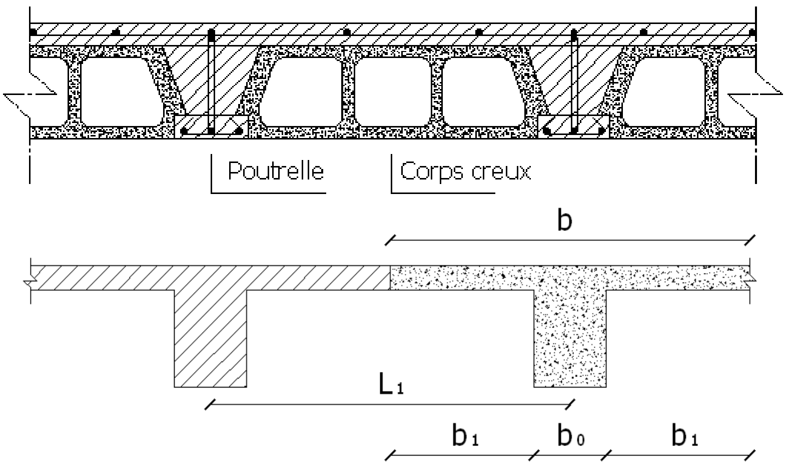


Figure IV.1 : Plancher à corps creux

IV-2-1-Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

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

$b=2b_1+b_0$ .... (1)

La portée maximale est : L = 3,05 m l_1=65cm

$$b_1=(b-b_0)/2=\min\begin{cases} b_1\leq (l_1-b_0)/2 \\ b_1\leq L/10 \\ 6h_0\leq b_1\leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} b_1\leq (65-12)/2=26{,}5\text{cm} \\ b_1\leq 305/10=30{,}5\text{ cm} \\ 24\leq b_1\leq 32\text{ cm} \end{cases}$$

On prend: b_1 = 26,5 cm.

(1) $\Rightarrow$ b = 2 (26,5) +12 = 65 cm. Donc on prend dans le calcul **b = 65 cm**

IV-3-Méthode de calcul des poutrelles :

IV-3-1- Planchers étages courant :

IV-3-1-1-Méthode forfaitaire :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 est propose une méthode simplifiée applicable pour les planchers courants si les conditions ci après sont satisfaites.

a- Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

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

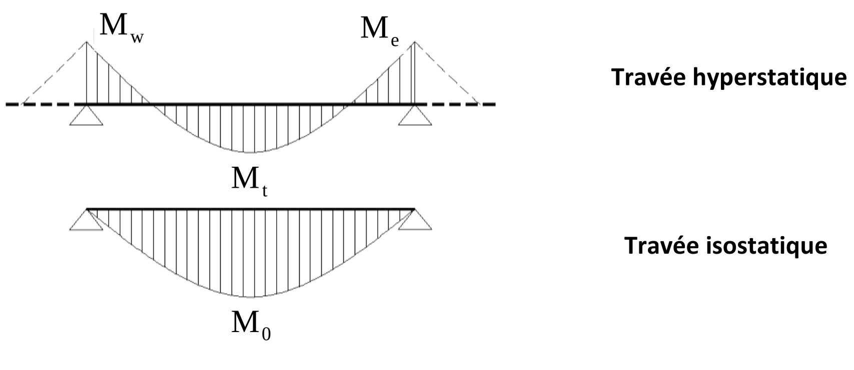
1. la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G ; 5KN/m^2)$
2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
3. le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$\mathbf{0{,}8 \leq li / li{+}1 \leq 1{,}25}$$

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

b- Principe de calcul :

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis (droit et gauche) en fonction des moments fléchissants isostatiques "M_0" de la travée indépendante.



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

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

M_0 : Le moment maximal isostatique dans la travée indépendante.

M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée.

M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée.

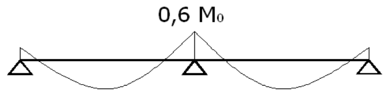
M_e : Le moment sur l'appui droit de la travée.

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

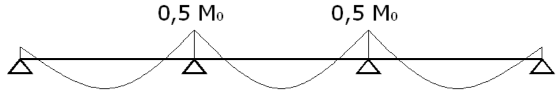
c- Les valeurs des moments aux appuis:

Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travées :

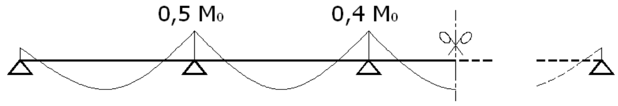
- Poutre continue à deux travées :



- Poutre continue à trois travées :



- Poutre continue à plus de trois travées:

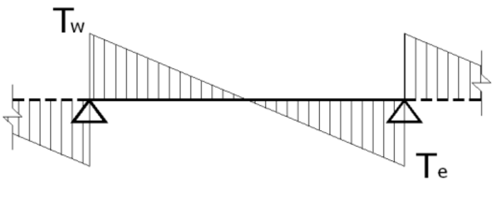


d-Efforts tranchants :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épaisseur 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-3-2-Plancher terrasse :

IV-3-2-1 - 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**.

IV-3-2-2-Principe de calcul de la méthode des trois moments :

Pour les poutres continues à plusieurs appuis,

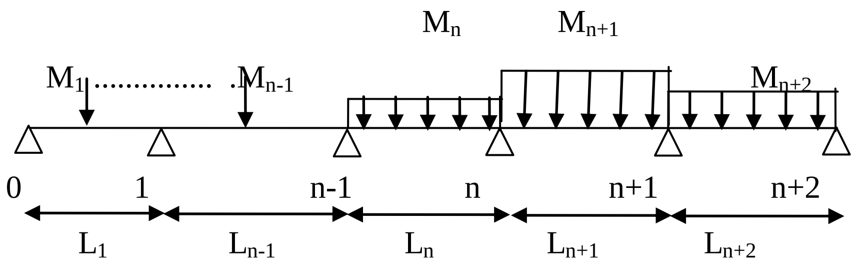
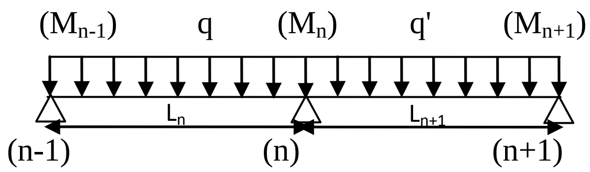
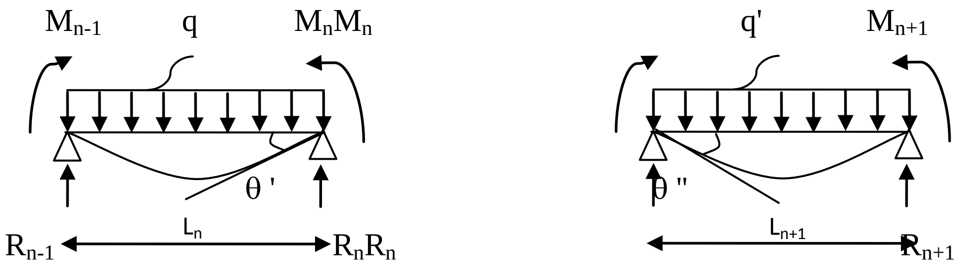


Fig IV. 2 : principe de calcul de la méthode des trois moments

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), 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} : signification indiqué sur la figure.

S_n et S_{n+1} : 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 :

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

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

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

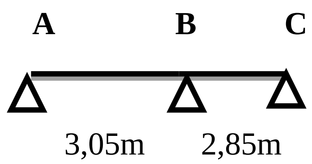
IV-4- Etude des poutrelles :

On a trois (03) types de poutrelles dans la terrasse et (03) types dans les étages courants selon le nombre et des longueurs des travées et (03) familles selon la charge appliquée : « RDC,1er , 6 étages » et « terrasse ».

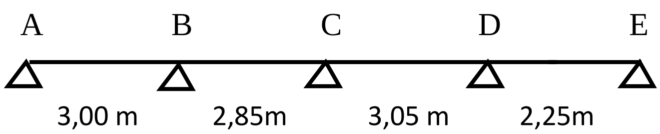
Selon le nombre et des longueurs des travées sont les suivantes :

IV-4-1-Les types de poutrelles :

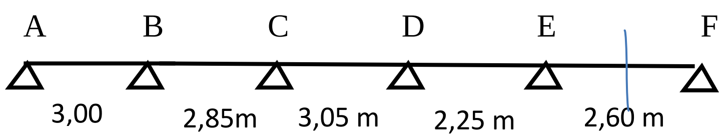
- **Type: 01**



- **-Type: 02**



- **-Type: 03**



IV-4-2-Les combinaisons de charges:

Les charges par mètre linéaire /mL

- **<u>Plancher RDC au 6eme étage:</u>**

G = 5, 16.0,65 = 3,35 KN/mL
Q = 1, 50.0,65 = 0,98KN/mL

$$\begin{cases} Q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 5{,}99 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4{,}33 \text{KN/mL.} \end{cases}$$

❖ **<u>Plancher terrasse</u> :**

G = 5, 48.0,65 =3, 56 KN/mL

Q = 1,00.0, 65 = 0,65 KN/mL

Q_u =1, 35G + 1,5Q = 5,78 KN/mL.

Q_{ser}= G + Q = 4,21 KN/mL.

IV-4-3-Exemple de calcul :

➢ **Plancher RDC, 1 er et 6éme étage :**

✓ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

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

G = 5,16KN/m² ; Q = 1,5 KN/m²

Q = 1,5 KN/m² < 2G = 10,32 KN/m²............................condition vérifiée

2- le rapport entre les travées successives

Travées	A-B	B-C	B-C	C-D	C-D	D-E
Portée	3,00	2 ,85	2,85	3,05	3,05	2,25
Rapport	1,05		0,93		1,36	

0,8 ≤ Li/Li+1 ≤ 1,25 ....………………………………..…condition non vérifiée

3- Poutrelle à inertie constante (I=cte)…………………….....condition vérifiée

4- Fissuration peu préjudiciable (cas de plancher étage).

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

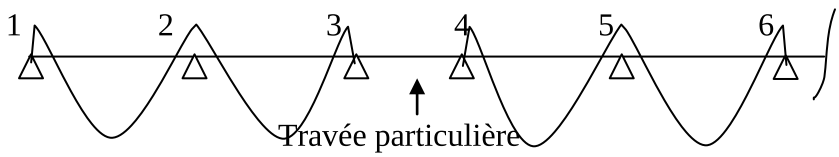
✓ **Principe de calcul de la méthode forfaitaire modifiée :**

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'exploitation en les disposant dans les positions les plus défavorables pour les travées particulières.

On distingue deux cas :

a -Cas où la travée est comprise entre deux grandes travées:

(travée intermédiaire)



$Ma_1 = (0 \sim 0,4)\ M_{012}$

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

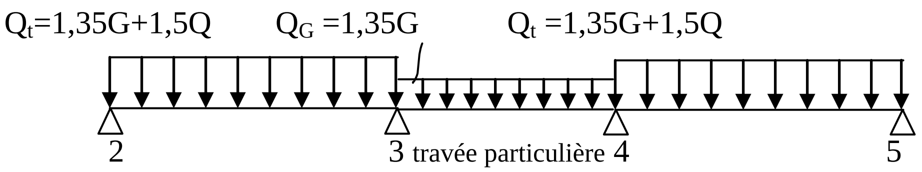
$Ma_3 = 0,4M_{023}$

$Ma_4 = 0,4M_{045}$

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

On calcule le moment minimal de la travée particulière:

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

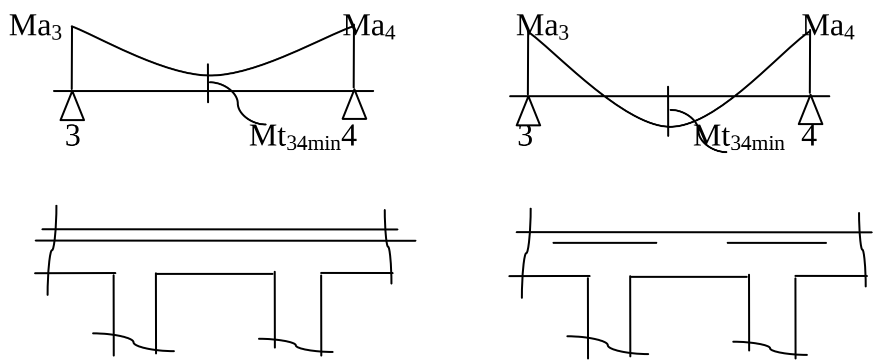


Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivante (Ma_3 et Ma_4 en valeur absolue):

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

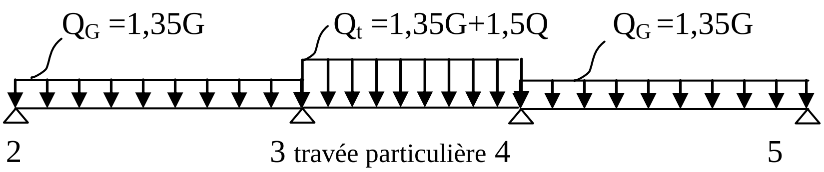
Le moment Mt_{34min} est évalué en remplaçant x par la valeur: $x = \dfrac{L_3}{2} + \dfrac{Ma_3 - Ma_4}{Q_G . L_3}$

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 calcul 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 suivante (Ma_3 et Ma_4 en valeur absolue):

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

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

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

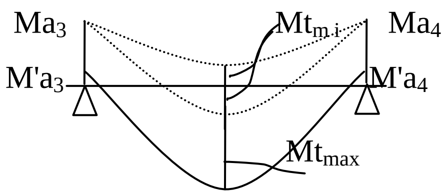
Avec: $Q_t = 1{,}35G+1{,}5Q$

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

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

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

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



Plancher RDC au 6éme étage:

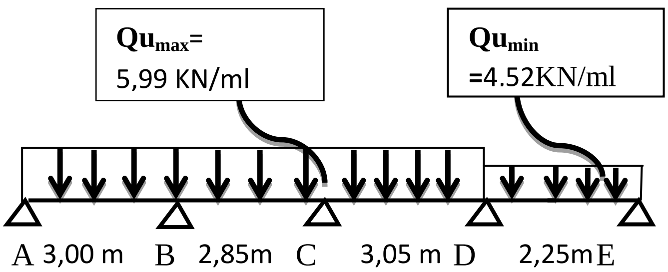
Le calcul se fait à **l'E.L.U**

Exemple de calcul:

Type2 :

<u>Calcul du moment minimal :</u>

- q_u= (1,35G+1 ,5Q).0, 65 = 5,99 KN/ml
- $q_{u\,min}$= (1,35G).0,65= 4,52KN/



<u>Moments isostatiques:</u>

$M_{0AB} = Q_G . L^2/8$ = 5,99 (3,00)²/8 = 6,74KN.m

$M_{0BC} = Q_t . L^2/8$ = 5,99(2,85)²/8 = 6,08KN.m

$M_{0CD} = Q_t . L^2/8$ = 5,99 (3,05)²/8 = 6,97KN.m

$M_{0DE} = Q_t . L^2/8$ = 4,52(2,25)²/8 = 2,86KN.m

<u>Moments sur appuis:</u>

$M_A = 0{,}2M_{0AB} = 1{,}35$KN.m

$M_B = 0{,}5$ max $(M_{0AB}, M_{0BC}) = 3{,}37$ KN.m

$M_C = 0{,}4$ max $(M_{0BC}, M_{0CD}) = 2{,}79$ KN.m

$M_D = 0{,}5$ max $(M_{0CD}, M_{0DE}) = 3{,}49$ KN.m

$M_E = 0{,}2M_{0DE} = 0{,}57$ KN.m

Moment en travée particulière :

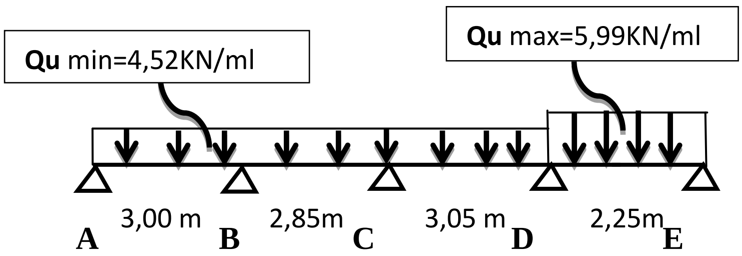
DE :(Mt $_{min}$)

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_D - M_E}{Q_G.L} = \frac{2{,}25}{2} + \frac{3{,}49 - 0{,}57}{4{,}52.2{,}25} = 1{,}41\,m$$

$$Mt_{min}(x) = Q_t.\left(\frac{L - x}{2}\right) - M_D\left(1 - \frac{x}{L}\right) - M_E.\frac{x}{L}$$

$$Mt_{minx}(x) = 4{,}52.\left(\frac{2{,}25 - 1{,}41}{2}\right) - 3{,}49\left(1 - \frac{1{,}41}{2{,}25}\right) - 0{,}57.\frac{1{,}41}{2{,}25} = 0{,}24\text{ KN.m}$$

Calcul du moment maximal :



Moments isostatiques:

$M_{0AB} = Q_G.L^2/8 = 4{,}52\,(3{,}00)^2/8 = 5{,}09$KN.m

$M_{0BC} = Q_t.L^2/8 = 4{,}52(2{,}85)^2/8 = 4{,}59$KN.m

$M_{0CD} = Q_t.L^2/8 = 4{,}52\,(3{,}05)^2/8 = 5{,}26$KN.m

$M_{0DE} = Q_t.L^2/8 = 5{,}99(2{,}25)^2/8 = 3{,}79$KN.m

Moments sur appuis:

$M_A = 0{,}2M_{0AB} = 1{,}02$KN.m

$M_B = 0{,}5$ max $(M_{0AB}, M_{0BC}) = 2{,}55$KN.m

$M_C = 0{,}4$ max $(M_{0BC}, M_{0CD}) = 2{,}10$KN.m

$M_D = 0{,}5$ max $(M_{0CD}, M_{0DE}) = 2{,}63$KN.m

$M_E = 0{,}2M_{0DE} = 0{,}76$KN.m

Moment en travée particulière :

DE:(Mt_{max})

$$X=\frac{L}{2}+\frac{M_D-M_E}{Q_G.L}=\frac{2,25}{2}+\frac{2,63-0,76}{5,99.2,25}=1,26\text{ m}$$

$$Mt_{max}(x)=Q_t.\left(\frac{L-x}{2}\right)-M_D\left(1-\frac{x}{L}\right)-M_E.\frac{x}{L}$$

$$Mt_{max}(x)=5,99.\left(\frac{2,25-1,26}{2}\right)-2,63\left(1-\frac{1,26}{2,25}\right)-0,76.\frac{1,26}{2,25}=1,38\text{ KN.m}$$

Calcul des moments dans les autres travées (AB,BC,CD):

On utilise la méthode forfaitaire:

Sollicitation à l'E.L.U :

- q_u= (1,35G+1 ,5Q).0, 65 = 5,99 KN/ml
- α = Q/(G+Q) = 1,5/(5,16+1,5) = 0,23
- (1+0,3α) = 1,07
- (1,2+0,3 α)/2 = 0,64 (travée de rive).
- (1+0,3 α)/2 = 0,54 (travée intermédiaire).

Travée de rive : $M_t \geq \begin{cases} \text{Max }[1,05M_0\ ;(1+0,3\alpha)\ M_0]-[(M_w+M_e)/2]. \\ [(1,2+0,3\alpha)/2].M_0 \end{cases}$

Travée intermédiaire : $M_t \geq \begin{cases} \text{Max }[1,05M_0\ ;(1+0,3\alpha)\ M_0]-[(M_w+M_e)/2]. \\ [(1+0,3\alpha)/2].M_0 \end{cases}$

Moment isostatique :

M_{0AB} = Q_t.L^2/8 = 5,99(3,00)²/8 = 6,74KN.m

M_{0BC} = Q_t.L^2/8 = 5,99(2,85)²/8 = 6,08KN.m

M_{0CD} = Q_t.L^2/8 = 5,99(3,05)²/8 = 6,97KN.m

Moments sur appuis:

M_A= 0,2M_{0AB} = 1,35KN.m

M_B = 0,5max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 3,37KN.m

M_C = 0,4max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 2,79KN.m

M_D = 0,5 max (M_{0CD}, M_{0DE})= 3,49KN.m

$M_E = 0{,}2M_{0DE} = 0{,}28KN.m$

Moments En travées :

Travée (A-B) $\left\{\begin{array}{l} M_T \geq 1{,}07.M_{01} - \dfrac{M_A + M_B}{2} = 4{,}85KN.m \\ M_T \geq 0{,}64.M_{01} = 4{,}31KN.m \end{array}\right\} \Rightarrow M_T^{(AB)} = 4{,}85KN.m$

Travée (B-C) $\left\{\begin{array}{l} M_T \geq 1{,}07M_{02} - \dfrac{M_B + M_C}{2} = 3{,}43KN.m \\ M_T \geq 0{,}54.M_{02} = 3{,}28KN.m \end{array}\right\} \Rightarrow M_T^{(BC)} = 3{,}43KN.m$

Travée (C-D) $\left\{\begin{array}{l} M_T \geq 1{,}07M_{03} - \dfrac{M\ c + M_D}{2} = 4{,}32KN.m \\ M_T \geq 0{,}54.M_{03} = 3{,}76KN.m \end{array}\right\} \Rightarrow M_T^{(CD)} = 4{,}32KN.m$

Efforts tranchants :

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivant :

$$\begin{cases} Tw = \dfrac{M_i - M_{i+1}}{Li} + q_u \dfrac{Li}{2} \\ Te = \dfrac{M_i - M_{i+1}}{Li} - q_u \dfrac{Li}{2} \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \text{Tw : effort tranchant a droit} \\ \text{Te : effort tranchant a gauche} \end{cases}$

Travée (A-B) $\begin{cases} T_A = \dfrac{1{,}35 - 3{,}37}{3{,}00} + 5{,}99\dfrac{3{,}00}{2} = 8{,}31KN \\ T_B = \dfrac{1{,}35 - 3{,}37}{3{,}00} - 5{,}99\dfrac{3{,}00}{2} = -9{,}66KN \end{cases}$

Travée (B-C) $\begin{cases} T_B = \dfrac{3{,}37 - 2{,}79}{2{,}85} + 5{,}99\dfrac{2{,}85}{2} = 8{,}74KN \\ T_C = \dfrac{3{,}37 - 2{,}79}{2{,}85} - 5{,}99\dfrac{2{,}85}{2} = -8{,}33KN \end{cases}$

Travée (C-D) $\begin{cases} T_c = \dfrac{2{,}79 - 3{,}49}{3{,}05} + 5{,}99\dfrac{3{,}05}{2} = 8{,}91KN \\ T_D = \dfrac{2{,}79 - 3{,}49}{3{,}05} - 5{,}99\dfrac{3{,}05}{2} = -9{,}36KN \end{cases}$

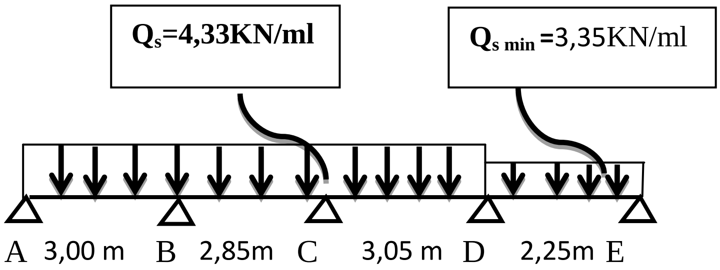
Travée (D-E)
$$\begin{cases} T_{D\min} = \dfrac{3{,}49-0{,}57}{2{,}25}+4{,}52\dfrac{2{,}25}{2} = 6{,}38KN \\ T_{D\max} = \dfrac{2{,}63-0{,}76}{2{,}25}+5{,}99\dfrac{2{,}25}{2} = 7{,}57KN \\ T_{E\min} = \dfrac{3{,}49-0{,}57}{2{,}25}-4{,}52\dfrac{2{,}25}{2} = -3{,}79KN \\ T_{E\max} = \dfrac{2{,}63-0{,}76}{2{,}25}-5{,}99\dfrac{2{,}25}{2} = -5{,}91KN \end{cases}$$

Le calcul se fait à **l'E.L.S**

Type2 :

<u>Calcul du moment minimal :</u>

- Q_s= (G+Q).0, 65 = 4,33KN/ml
- $Q_{s\ min}$= G.0,65 =3,35KN/ml



<u>Moments isostatiques:</u>

$M_{0AB} = Q_G.L^2/8$ = 4 ,33 (3,00)²/8 = 4,87KN.m

$M_{0BC} = Q_t.L^2/8$ = 4,33(2,85)²/8 = 4,40KN.m

$M_{0CD} = Q_t.L^2/8$ = 4,33 (3,05)²/8 = 5,04KN.m

$M_{0DE} = Q_t.L^2/8$ = 3,35(2,25)²/8 = 2,12KN.m

<u>Moments sur appuis:</u>

$M_A = 0{,}2M_{0AB}$ = 0,97KN.m

M_B = 0,5 max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 2,43KN.m

M_C = 0,4 max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 2,02KN.m

M_D = 0,5 max (M_{0CD}, M_{0DE})= 2,52KN.m

$M_E = 0{,}2M_{0DE}$ = 0,42KN.m

<u>Moment en travée particulière :</u>

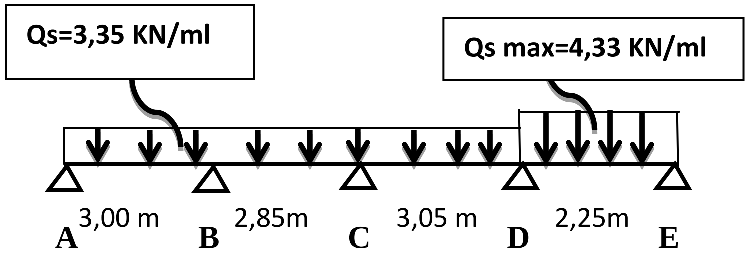
<u>DE :(Mt_{min})</u>

$$X = \frac{L}{2}+\frac{M_D-M_E}{Q_G.L} = \frac{2{,}25}{2}+\frac{2{,}52-0{,}42}{3{,}35.2{,}25} = 1{,}40 \text{ m}$$

$$Mt_{min}(x) = Q_t.\left(\frac{L-x}{2}\right) - M_D\left(1-\frac{x}{L}\right) - M_E.\frac{x}{L}$$

$$Mt_{minx}(x) = 3{,}35.\left(\frac{2{,}25-1{,}40}{2}\right) - 2{,}52\left(1-\frac{1{,}40}{2{,}25}\right) - 0{,}42.\frac{1{,}40}{2{,}25} = 0{,}21\ \text{KN.m}$$

Calcul du moment maximal :



Moments isostatiques:

$M_{0AB} = Q_G.L^2/8 = 3{,}35(3{,}00)^2/8 = 3{,}77$KN.m

$M_{0BC} = Q_t.L^2/8 = 3{,}35(2{,}85)^2/8 = 3{,}40$KN.m

$M_{0CD} = Q_t.L^2/8 = 3{,}35\ (3{,}05)^2/8 = 3{,}90$KN.m

$M_{0DE} = Q_t.L^2/8 = 4{,}33(2{,}25)^2/8 = 2{,}74$KN.m

Moments sur appuis:

$M_A = 0{,}2M_{0AB} = 0{,}75$KN.m

$M_B = 0{,}5\max(M_{0AB}, M_{0BC}) = 1{,}89$KN.m

$M_C = 0{,}4\max(M_{0BC}, M_{0CD}) = 1{,}56$KN.m

$M_D = 0{,}5\max(M_{0CD}, M_{0DE}) = 1{,}95$KN.m

$M_E = 0{,}2M_{0DE} = 0{,}55$KN.m

Moment en travée particulière :

DE:(Mt_{max})

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_D - M_E}{Q_G.L} = \frac{2{,}25}{2} + \frac{1{,}95-0{,}55}{4{,}33.2{,}25} = 1{,}27\ \text{m}$$

$$Mt_{max}(x) = Q_t.\left(\frac{L-x}{2}\right) - M_D\left(1-\frac{x}{L}\right) - M_E.\frac{x}{L}$$

$$Mt_{max}(x) = 4{,}33.\left(\frac{2{,}25-1{,}27}{2}\right) - 1{,}95\left(1-\frac{1{,}27}{2{,}25}\right) - 0{,}55.\frac{1{,}27}{2{,}25} = 0{,}96\ \text{KN.m}$$

Calcul des moments dans les autres travées (AB,BC,CD):

On utilise la méthode forfaitaire:

Sollicitation à l'E.L.S :

- q_u= (G+Q).0, 65 = 4,33 KN/ml
- α = Q/(G+Q) = 1,5/(5,16+1,5) = 0,23
- (1+0,3α) = 1,07
- (1,2+0,3 α)/2 = 0,64 (travée de rive).
- (1+0,3 α)/2 = 0,54 (travée intermédiaire).

Travée de rive : $M_t \geq \begin{cases} \text{Max } [1{,}05M_0 ;(1+0{,}3\alpha)\, M_0]-[(M_w+M_e)/2]. \\ [(1{,}2+0{,}3\alpha)/2].M_0 \end{cases}$

Travée intermédiaire : $M_t \geq \begin{cases} \text{Max } [1{,}05M_0 ;(1+0{,}3\alpha)\, M_0]-[(M_w+M_e)/2]. \\ [(1+0{,}3\alpha)/2].M_0 \end{cases}$

Moment isostatique :

M_{0AB} = $Q_t.L^2/8$ = 4,33(3,00)²/8 = 4,87KN.m

M_{0BC} = $Q_t.L^2/8$ = 4,33(2,85)²/8 = 4,40KN.m

M_{0CD} = $Q_t.L^2/8$ = 4,33(3,05)²/8 = 5,04KN.m

Moments sur appuis:

M_A= 0,2M_{0AB} = 0,97KN.m

M_B = 0,5max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 2,44KN.m

M_C = 0,4max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 2,02KN.m

M_D = 0,5 max (M_{0CD}, M_{0DE})= 2,52KN.m

M_E = 0,2M_{0DE} = 0,19KN.m

Moments En travées :

Travée (A-B) $\left\{\begin{array}{l} M_T \geq 1{,}07.M_{01} - \dfrac{M_A + M_B}{2} = 3{,}51KN.m \\ M_T \geq 0{,}64.M_{01} = 3{,}12KN.m \end{array}\right\} \Rightarrow M_T^{(AB)} = 3{,}51KN.m$

Travée (B-C) $\left\{\begin{array}{l} M_T \geq 1{,}07M_{02} - \dfrac{M_B + M_C}{2} = 2{,}48KN.m \\ M_T \geq 0{,}54.M_{02} = 2{,}38KN.m \end{array}\right\} \Rightarrow M_T^{(BC)} = 2{,}48KN.m$

Travée (C-D) $\left\{\begin{array}{l} M_T \geq 1{,}07M_{03} - \dfrac{M_C+M_D}{2} = 3{,}12KN.m \\ M_T \geq 0{,}54.M_{03} = 2{,}72KN.m \end{array}\right\} \Rightarrow M_T^{(CD)} = 3{,}12KN.m$

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):

Tableau IV.1 : Récapitulatif des résultats obtenus

Type de Poutrelle	Travée	L(m)		E.L.U					E.L.S		
				Mt	Mw	Me	Tw	Te	Mt	Mw	Me
01	**A-B**	**2,85**		3,89	1,22	4,18	7,50	- 9,57	2,82	0,88	3,02
	B-C	**3,05**		4,68	4,18	1,39	10,05	-8,22	3,23	3,02	1,01
02	**A-B**	**3,00**		4,85	1,35	3,37	8,31	-9,66	3,51	0,97	2,44
	B-C	**2,85**		3,43	3,37	2,79	8,74	-8,33	2,48	2,44	2,02
	C-D	**3,05**		4,32	2,79	3,49	8,91	-9,36	3,12	2,02	2,52
	D-E	**2,25**	**Min**	0,24	3,49	0,57	6,38	-3,79	0,21	2,52	0,42
			Max	1,38	2,63	0,76	7,57	-5,91	0,96	1,95	0,55
03	**A-B**	**3,00**		4,85	1,35	3,37	8,31	-9,66	3,51	0,97	2,44
	B-C	**2,85**		3,43	3,37	2,79	8,74	-8,33	2,48	2,44	2,02
	C-D	**3,05**		4,67	2,79	2,79	9,13	-9,13	3,37	2,02	2,02
	D-E	**2,25**	**Min**	-0,01	2,79	2,02	5,13	-4,74	0,04	2,02	1,46
			Max	1,44	2,10	1,52	7	-6,48	1	1,56	1,13
	E-F	**2,60**		3,39	2,02	2,02	7,79	-7,79	2,46	1,46	1,46

Sollicitations de calcul:

E.L.U $\left\{\begin{array}{l} M_{\text{travée}} = 4{,}85KN.m \\ M_{\text{appui-rive}} = 1{,}35\ KN.m \\ M_{\text{appui-inter}} = 3{,}37\ KN.m \\ T_{\max} = 9{,}66\ KN \end{array}\right.$

E.L.S : $\left\{\begin{array}{l} M_{\text{travée}} = 3{,}51KN.m \\ M_{\text{appui-rive}} = 0{,}97KN.m \\ M_{\text{appui-inter}} = 2{,}44KN.m \end{array}\right.$

Le ferraillage :

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

En travée :

Moment équilibré par la table « Mt »

$M_t = b.h_0.F_{bc}(d-h_0/2)$

Avec : $\begin{cases} d = 0{,}9h = 0{,}9x20 = 18 \text{ cm} \\ F_{bc}=0{,}85Fc28/\gamma_b = 14{,}17 \text{ Mpa} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} \end{cases}$

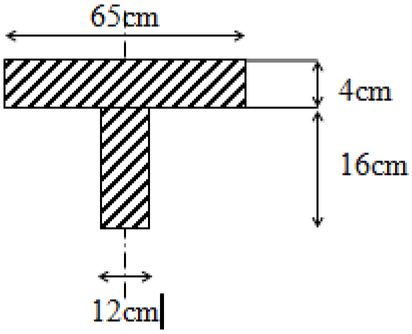


Figure IV.3 .Section de calcul

$M_t = 65x4x14{,}17(18-4/2)x10^{-3} =$ **58,95 KN.m**

$M_{t\text{-}max} = 4{,}85$ KN.m< 58,95KN.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 (bxh) = (65 x20) cm².

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{4{,}85.10^3}{14{,}17.(18)^2.65} = 0{,}016$$

$$\beta = 0{,}992$$

$$\sigma_S = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348MPa$$

$$As = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{4{,}85.10^3}{0{,}992.18.348} = 0{,}78cm^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{I}{0{,}81.h_t.V'}.\frac{f_{t28}}{fe}$$

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

$$V = \frac{b_0.h^2 + (b-b_0).h_0^2}{2[b_0.h + (b-b_0).h_0]} \Rightarrow V = \frac{12.(20)^2 + (65-12).(4)^2}{2[12.20 + (65-12).4]} = 6{,}25cm$$

$$V' = ht - V = 20 - 6{,}25 \Rightarrow V' = 13{,}75 \ cm$$

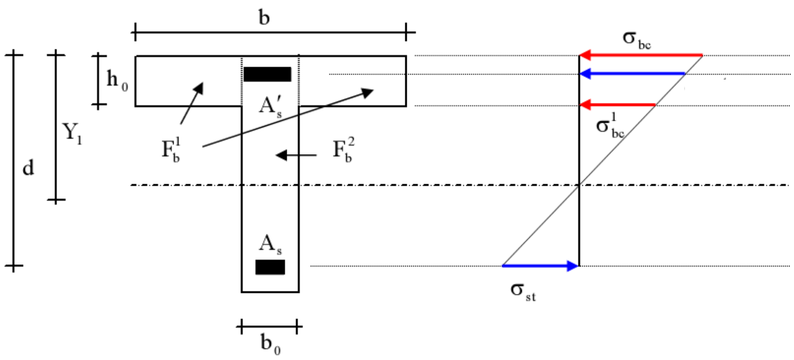


Figure IV.4 : notation utilisées pour le calcul de section d’acier pour une poutre en T

$$I = 12.\frac{20^3}{3} + (65-12).\frac{4}{3} - [12\times 20 + (65-12).4].(6,25)^2 = 14414,35 \ cm^4$$

$$\Rightarrow A_{min} = \frac{14414,35}{0,81\times 20\times 13,75}.\frac{2,1}{400} = 0,339 \ cm^2$$

Donc: As_{cal}= 0,78cm² > A_{min}=0,339 cm²..............condition vérifiée.

Choix : on adopte: **3T10 = 2,35 cm²**

En appuis:

Puisque le béton tendu négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b_0 x h) = (12x20) cm²

$M_{appui-inter}$ = 3,37KN.m

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}.d^2.b_0} = \frac{3,37.10^3}{14,17.(18)^2.12} = 0,061$$

$$\beta = 0,9685$$

$$\sigma_S = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$As = \frac{Ma}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{3,37.10^3}{0,9685\times 18\times 348} = 0,56 \ cm^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{I}{0,81\times ht\times V}.\frac{f_{t28}}{fe} = \frac{15475,55}{0,81\times 20\times 6,25}.\frac{2,1}{400} = 0,339 \ cm^2$$

Donc: As_{cal}=0,56 cm² > A_{min} =0,339 cm² ....condition vérifiée.

Choix : on adopte: **2T10 (soit 1,57 cm²),** 1T10 fil + 1T10 chapeau.

M $_{appui-de\ rive}$ = 1,35KN.m

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}.d^2.b_0} = \frac{1,35.10^3}{14,17.(18)^2.12} = 0,024$$

$$\beta = 0,988$$

$$\sigma_S = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$As = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{1,35.10^3}{0,988\times 18\times 348} = 0,22 \ cm^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{I}{0,81\times ht\times V}.\frac{f_{t28}}{fe} = \frac{15475,55}{0,81\times 20\times 6,25}.\frac{2,1}{400} = 0,339 \ cm^2$$

Donc: As $_{cal}$ = 0,22cm² <A_{min} =0,339 cm² ....condition pas vérifiée.

Choix : on adopte: **2T10 (soit 1,57 cm²),** 1T10 fil + 1T10 chapeau.

Vérification des contraintes à L'ELS :

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=65cm ; η = 15 ; A'= 0 , A= 2,35cm^2.

$32{,}5.y^2 + 35{,}25y - 634{,}5 = 0 \Rightarrow y = 3{,}90$ cm

y = 3,90cm < 4cm

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le moment d'inertie:

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

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

$$I_G = \frac{65}{3}(3{,}90)^3 + 15 \times 2{,}35.(18 - 3{,}90)^2 = 8293{,}30 cm^4.$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G}.y = \frac{3{,}51.10^3}{8293{,}30}.3{,}90 = 1{,}65 \ MPa$$

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

$$\sigma_{bc} = 1{,}65 \ MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \text{.............} condition \quad vérifiée.$$

La vérification de Contrainte maximale dans l'acier tendu $\sigma_{st.}$ n'est pas nécessaire puisque la fissuration est peu préjudiciable.

Contrainte de cisaillement :(Effort tranchant)

L'effort tranchant maximal T_{max}= 9,66 KN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{9{,}66.10^3}{120 \times 180} = 0{,}45 MPa$$

Fissuration peu préjudiciable:

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

$$\tau_u = 0{,}45 MPa < \overline{\tau}_u = 3{,}25 MPa \text{....................} condition \ vérifieé$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

Armatures transversales At (armatures de l'âme):

Diamètre:

$$\Phi_t \leq \min(h/35\,;b_0/10\,;\Phi_L) \quad en''mm''$$
$$\Phi_t \leq \min(200/35\,;120/10\,;10) = 5{,}71 \approx 6mm.$$
$$on\ adopte: \quad \Phi_t = 8mm.$$

Espacement :

$$\left.\begin{array}{l}St \leq \min\ (0{,}9d\ ;\ 40cm)\\ St \leq \min\ (16{,}2\ ;\ 40cm)\end{array}\right\} \Rightarrow St \leq 16{,}20cm \Rightarrow St = 15\ cm$$

D'après le RPA 99 (version 2003) :

En zone nodale : $St \leq \min\ (10\,\Phi_1\ ;\ 15cm) \Rightarrow St \leq \min\ (10x1{,}0\ ;\ 15cm) = 10cm \Rightarrow St = 10\ cm$

En zone courante: $(St \leq 15\,\Phi_1) \Rightarrow (St \leq (15x\ 1{,}0)) \Rightarrow (St \leq 15\ cm) \Rightarrow (St = 15\ cm)$

Section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0.st}\cdot\frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0{,}3k.f_{tj}^{*}}{0{,}9(\sin\alpha + \cos\alpha)}............(*)$$

K =1 (fissuration non préjudiciable)

f_{tj}^{*} = min (2,1; 3,3 Mpa) = 2,1 Mpa

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

fe = 235 Mpa ; γ_s=1,15

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

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

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

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q.L}$$
$$X = 1{,}39\,m$$

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

X - (h/2)=1,39 - 0,10 = 1,29 m

Donc: $T_u(h/2)$ =9,66 x1,29/1,39 =8,97 KN

T_u(h/2)= 8,97 KN

D'où: $\tau_u(h/2) = (8{,}97.10^3)/(120.180) = 0{,}42$ MPa

τ_u (h/2)= 0,42 MPa

$$(*)\Rightarrow\left(\frac{At}{s_t}\right)_{cal}\geq\frac{(0{,}42-0{,}3\times1\times2{,}1).12}{0{,}9\times1\times235/1{,}15}=-1{,}14\times10^{-3}\,cm.........(1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\frac{At\times fe}{b\times s_t}\geq\max\left(\frac{0{,}42}{2};\,0{,}4\,Mpa\right)=0{,}4\,Mpa$$

$$\left(\frac{At}{S_t}\right)_{min}\geq\frac{0{,}4\times b_0}{fe}=\frac{0{,}4\times12}{235}=0{,}012\,cm.............(2)$$

En prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow\left(\frac{At}{S_t}\right)\geq0{,}012\,cm$,

Pour S_t =15 cm $\Rightarrow$ At ≥ 0,0122x10= 0,122 cm²

<u>-Zone nodale :</u>

St ≤ min (10Φ_L,; 15cm)

St ≤ 10cm

<u>-Zone courante:</u>

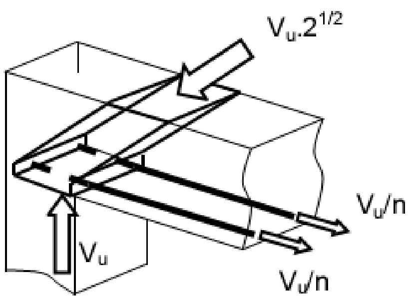
St ≤15cm

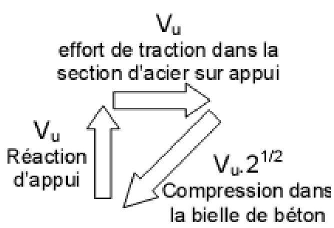
St =15 cm

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

On prend: **2ϕ8** = **1 cm²/ml** avec un espacement : **S_t =10 cm**

Justifications aux appuis (appui simple d'about) :

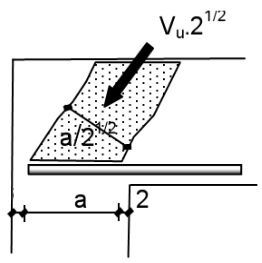




Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

T_u = 9,66 KN

M $_{appui}$ = 3,37KN.m



$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{3{,}37}{0{,}9.18.10^{-2}} = 20{,}80KN > T_u = 9{,}66KN$$

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:

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

D'où $\overline{\sigma}_b = \dfrac{2T}{ab_0}$

a: la longueur d'appuis de la biellette

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

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

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

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0{,}85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0{,}8.b_0.f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2.9{,}66.1{,}5}{0{,}8.12.25.10} = 0{,}012\ \text{cm}$$

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; 16,2cm) = 16,20 > 0,012cm………………condition vérifiée.

Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$\tau u_{ser} = T/0{,}9d.\mu.n \leq \overline{\tau u}_{ser} = \psi s.\ ft_{28}$

ψs: coefficient de cisaillement ψs=1,5pour H.A

T: effort tranchant max T=16,01 KN

n : nombre d'armatures longitudinales tendues n = 3

μ : périmètre d'armature tendue $\mu = \pi\phi$ = 3,14 x1,0 = 3,14 cm

τu_{ser} = 9,66 x10^3/0,9x18x3,14x3x10² = 0,63Mpa

$\overline{\tau u}_{ser}$ =1,5 x 2,1 = 3,15Mpa

τu_{ser} = 0,63Mpa ≤ $\overline{\tau u}_{ser}$ = 3,15 Mpa……………condition vérifiée

Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit "**L_s**" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre Ø pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_{ser}.

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

$\tau_s = 0,6\ \psi_s^2.f_{t28} = 0,6\ (1,5)^2.2,1 = 2,84$ MPa.

La longueur de scellement droit L_s = Ø f_e /4τ_s.

Ø : Diamètre d'une barre égale 10 mm = 1,0cm

L_s = 1,0 x 400 /4 x 2,84 = 35,27cm.

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

Donc nous somme obligés de prévoir des ancrages courbes de telle sorte que :

r = 5,5 Ø = 5,5x1,0 = 5,5 cm.

Vérification de la flèche :
On doit vérifier les conditions suivantes :

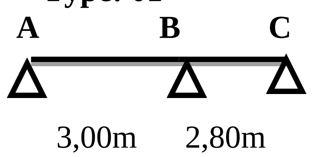
$$\begin{cases} \left(\dfrac{h_t}{L} \geq \dfrac{1}{22,5}\right) \Rightarrow \left(\dfrac{20}{300} = 0,067 > 0,044\right) \text{............................}\textit{condition vérifiée.} \\ \left(\dfrac{h_t}{L} \geq \dfrac{M_{ser}}{15.M_{0ser}}\right) \Rightarrow \left(\dfrac{20}{300} = 0,067 > \dfrac{3,51}{15\times 4,87} = 0,048\right) \text{.......}\textit{condition vérifiée} \\ \left(\dfrac{A_s}{b_0.d} \leq \dfrac{3,6}{f_e}\right) \Rightarrow \left(\dfrac{2,35}{12\times 18} = 0,01 \leq \dfrac{3,6}{400} = 0,01\right) \text{..............}\textit{condition vérifiée} \end{cases}$$

- **plancher terrasse (inaccessible):**

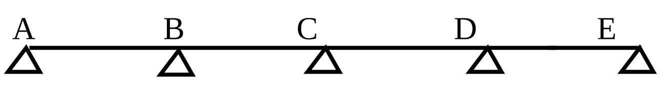
Vu que la première condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c'est à dire la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode des trois moments dite méthode RDM.

<u>Les types des poutrelles :</u>

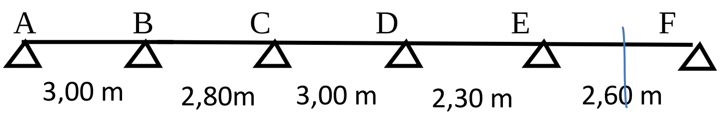
- **-Type: 01**



- **-Type: 02**



- **-Type: 03**



Les combinaisons de charges:

Les charges par mètre linéaire /Ml

- **Plancher terrasse;**

G = 5, 48.0,65 =3, 56 KN/mL

Q =1,00.0, 65 = 0,65 KN/mL

$\begin{cases} Q_u = 1,35G+1,5Q = 5,78 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G+Q = 4,21 \text{ KN/mL.} \end{cases}$

Exemple de calcul à l.E.L.U :

On prend comme exemple de calcul le 1er type de poutrelle (avec 2 travées) :

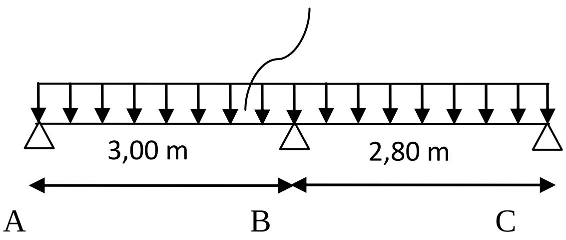
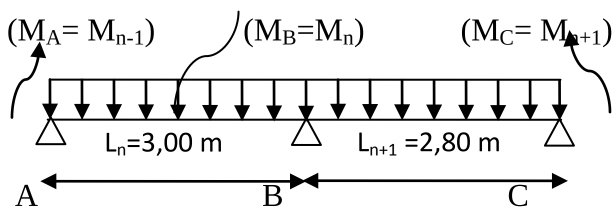


Fig IV. 5 : Type de poutrelle 1

Le calcul se fait selon la formule :

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



Partie AB :

$M_{0AB} = Ql^2/8 = 6{,}50\ KN.m$

$a_n = b_n = 1{,}5$ m

$S_n = 2/3.L_n.\ M_{0AB} = 2/3(3.6{,}5) = 13{,}00 m^2$

Partie BC :

$M_{0BC} = Ql^2/8 = 5{,}66\ KN.m$

$a_{n+1} = b_{n+1} = 1{,}4$ m

$S_{n+1} = 2/3.L_{n+1}\ .\ M_{0BC} = 2/3(2{,}8.5{,}66) = 10{,}57 m^2$

Donc (1) $\Rightarrow 3{,}00 MA + 2(5{,}8).MB + 2{,}80 MC = -70{,}71$

Avec : $M_A = -0{,}2.M_{0AB} = -1{,}3$KN.m

$M_C = -0{,}2.M_{0BC} = -1{,}13$ KN.m

$11{,}6MB + 63{,}65 = 0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(1)$

Donc : $M_B = -5{,}49$ KN.m

__**Les moments en travées :**__

$\mathbf{M_t^{AB}} = [(M_A+M_B)/2] + M_0^{AB} = \mathbf{3{,}11\ KN.m}$

$\mathbf{M_t^{BC}} = [(M_B+M_C)/2] + M_0^{BC} = \mathbf{2{,}35\ KN.m}$

__**L'effort tranchant :**__

- **Travée (AB) :**

$$\begin{cases} T_w = (-1{,}3 + 5{,}49)/3 + 5{,}78.3/2 = 7{,}27 \text{ KN} \\ T_e = (-1{,}3 + 5{,}49)/3 - 5{,}78.3/2 = -10{,}07\ KN \end{cases}$$

- **Travée (BC) :**

$$\begin{cases} T_w = (-5{,}49 + 1{,}13)/2{,}80 + 5{,}78.2{,}80/2 = 6{,}54\ KN \\ T_e = (-5{,}49 + 1{,}13)/2{,}80 - 5{,}78.2{,}80/2 = -9{,}65\ KN \end{cases}$$

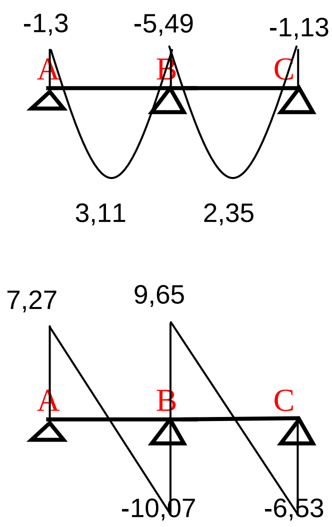


Fig IV.6 : Les courbes des moments et des efforts tranchants « poutrelles Type01»

Exemple de calcul a l.E.L.S :

On prend comme exemple de calcul le 1er type de poutrelle (avec 2 travées) :

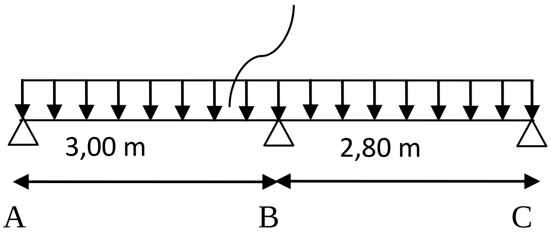
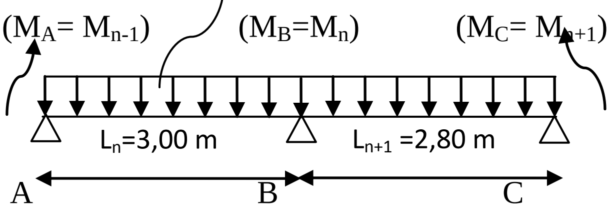


Fig IV. 7 : Type de poutrelle 1

Le calcul se fait selon la formule :

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



Partie AB :

$M_{0AB} = Ql^2/8 = 4{,}74\ KN.m$

$a_n = b_n = 1{,}5$ m

$S_n = 2/3.L_n.\ M_{0AB} = 2/3(3.4{,}74) = 9{,}48\ m^2$

Partie BC :

$M_{0BC} = Ql^2/8 = 4{,}13\ KN.m$

$a_{n+1} = b_{n+1} = 1{,}4$ m

$S_{n+1} = 2/3.L_{n+1}\ .\ M_{0BC} = 2/3(2{,}8.4{,}13) = 7{,}71 m^2$

Donc (1) $\Rightarrow 3{,}00MA + 2(5{,}8).MB + 2{,}80MC = -51{,}57$

Avec : $M_A = -0{,}2.M_{0AB} = -0{,}95$KN.m

$M_C = -0{,}2.M_{0BC} = -0{,}83$KN.m

$11{,}6MB + 46{,}40 = 0 \text{........................}(1)$

Donc : $M_B = -4$KN.m .

Les moments en travées :

$\mathbf{M_t^{AB}} = [(M_A+M_B)/2] + M_0^{AB} = \mathbf{2,27\ KN.m}$

$\mathbf{M_t^{BC}} = [(M_B+M_C)/2] + M_0^{BC} = \mathbf{1,72\ KN.m}$

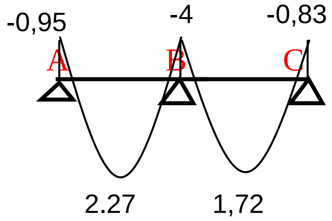


Tableau IV.2 : Récapitulatif des résultats obtenus

Type de poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U					E.L.S		
			Mt	Mw	Me	Tw	Te	Mt	Mw	Me
01	**A-B**	3,00	3,11	-1,3	-5,49	7,27	-10,07	2,27	-0,95	-4
	B-C	2,80	2,35	-5,49	-1,13	9,65	-6,53	1,72	-4	-0,83
02	**A-B**	3,00	3,36	-1,3	-4,98	10,25	-7,09	2,53	-0,95	-3,49
	B-C	2,80	1,28	-4,98	-3,79	7,67	-8,52	0,92	-3,49	-2,92
	C-D	3,00	2,58	-3,79	-4,04	8,75	-8,59	1,80	-2,92	-2,97
	D-E	2,30	1,42	-4,04	-0,77	5,23	-8,07	1,02	-2,97	-0,56
03	**A-B**	3,00	3,46	-1,3	-4,78	6,64	-10,70	2,53	-0,95	-3,48
	B-C	2,80	1,24	-4,78	-4,06	4,94	-11,25	0,91	-3,48	-2,96
	C-D	3,00	2,77	-4,06	-3,41	6,18	-11,16	2,02	-2,96	-2,48
	D-E	2,30	0,33	-3,41	-3,58	3,61	-9,69	0,23	-2,48	-2,62
	E-F	2,60	1,30	-3,58	-3,58	4,60	-10,27	0,94	-2,62	-2,62

Sollicitations de calcul:

E.L.U $\begin{cases} M_{\text{travée}} = 3,36 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui-rive}} = 1,3 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui-inter}} = 4,78 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 10,70 \text{ KN} \end{cases}$

E.L.S : $\begin{cases} M_{\text{travée}} = 2,53 \text{KN.m} \\ M_{\text{appui-rive}} = 0,95 \text{KN.m} \\ M_{\text{appui-inter}} = 3,48 \text{KN.m} \end{cases}$

Le ferraillage :

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

En travée :

Moment équilibré par la table « M_t »

$M_t = b.h_0.F_{bc}(d-h_0/2)$

Avec :
- $d = 0,9h = 0,9x20 = 18$ cm
- $F_{bc} = 0,85Fc28/\gamma_b = 14,17$ Mpa
- $h_0 = 4$ cm
- $b = 65$ cm

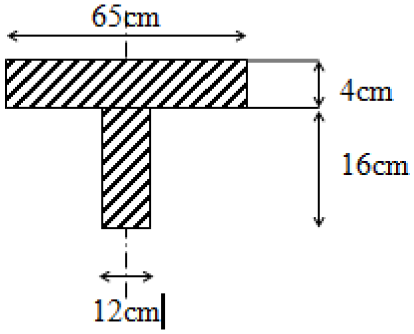


Fig IV.8 : Section de calcul

$Mt = 65x4x14,17(18-4/2)x10^{-3}$ = **58,95 KN.m**

$M_{t\text{-}max} = 3,46KN.m < 58,95KN.m$

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 (bxh) = (65 x20) cm².

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{3,46.10^3}{14,17.(18)^2.65} = 0,012$$

$$\beta = 0,994$$

$$\sigma_S = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$As = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{3,46.10^3}{0,994.18.348} = 0,56cm^2$$

Condition de non fragilité:

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

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

$$V = \frac{b_0.h^2 + (b-b_0).h_0{}^2}{2[b_0.h + (b-b_0).h_0]} \Rightarrow V = \frac{12.(20)^2 + (65-12).(4)^2}{2[12.20 + (65-12).4]} = 6,25cm$$

$$V' = ht - V = 20 - 6,25 \Rightarrow V' = 13,75 \text{ cm}$$

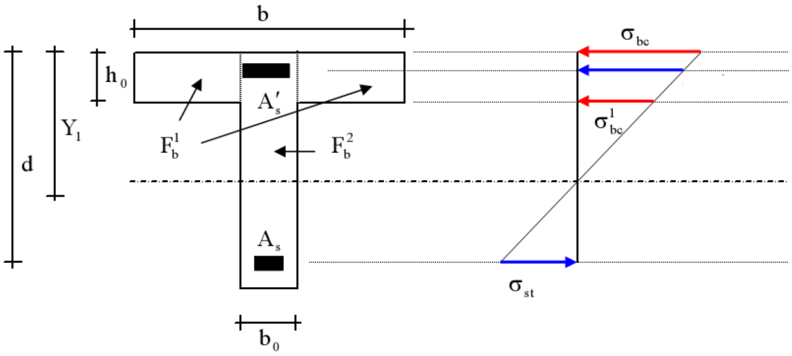


Figure IV.9 : notation utilisées pour le calcul de section d'acier pour une poutre en T

$$I = 12.\frac{20^3}{3} + (65-12).\frac{4}{3} - [12\times 20 + (65-12).4].(6,25)^2 = 14414,35 \ cm^4$$

$$\Rightarrow A_{min} = \frac{14414,35}{0,81\times 20\times 13,75}.\frac{2,1}{400} = 0,339 \ cm^2$$

Donc : As_{cal} = 0,56cm² > A_{min}= 0,339 cm²..............condition vérifiée.

Choix : on adopte: **3T10 = 2 ,35 cm²**

En appuis:

Puisque le béton tendu négligé dans le calcul, donc la section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b_0 x h) = (12 x 20) cm²

$M_{appui-inter}$ = 4,78KN.m

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}.d^2.b_0} = \frac{4,78.10^3}{14,17.(18)^2.12} = 0,087$$

$$\beta = 0,9545$$

$$\sigma_S = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa$$

$$As = \frac{Ma}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{4,78.10^3}{0,9545\times 18\times 348} = 0,80 \ cm^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{I}{0,81\times ht\times V}.\frac{f_{t28}}{fe} = \frac{15475,55}{0,81\times 20\times 6,25}.\frac{2,1}{400} = 0,339 \ cm^2$$

Donc: As_{cal}= 0,80cm² > A_{min} = 0,339 cm² ....condition vérifiée.

Choix : on adopte: **2T10 (soit 1,57 cm²),** 1T10 fil + 1T10 chapeau.

$M_{appui-de\ rive}$ = 1,30KN.m

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}.d^2.b_0} = \frac{1{,}30.10^3}{14{,}17.(18)^2.12} = 0{,}024$$

$$\beta = 0{,}988$$

$$\sigma_S = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348MPa$$

$$As = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{1{,}30.10^3}{0{,}988 \times 18 \times 348} = 0{,}21\, cm^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{I}{0{,}81 \times ht \times V} . \frac{f_{t28}}{fe} = \frac{15475{,}55}{0{,}81 \times 20 \times 6{,}25} . \frac{2{,}1}{400} = 0{,}339\ cm^2$$

Donc: As_{cal}= 0,21 cm² > A_{min} =0,339 cm² ....condition pas vérifiée.

Choix : on adopte: **2T10 (soit 1,57 cm²),** 1T10 fil + 1T10 chapeau.

<u>Vérification des contraintes à L'ELS :</u>

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=65cm ; η = 15 ; A'= 0 , A= 2,35cm^2.

$32{,}5.y^2 + 35{,}25y - 634{,}5 = 0 \Rightarrow y = 3{,}90$ cm

y = 3,90cm < 4cm

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le moment d'inertie:

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

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

$$I_G = \frac{65}{3}(3{,}90)^3 + 15 \times 2{,}35.(18 - 3{,}90)^2 = 8293{,}30 cm^4.$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G}.y = \frac{2,53.10^3}{8293,30}.3,90 = 1,19 \ MPa$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,19MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa.............condition \quad vérifiée.$$

La vérification de Contrainte maximale dans l'acier tendu $\sigma_{st.}$ n'est pas nécessaire puisque la fissuration est peu préjudiciable.

Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal T_{max}=10,70KN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{10,70.10^3}{120 \times 180} = 0,50MPa$$

Fissuration préjudiciable:

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28} / \gamma_b ; 4MPa) = 2,5MPa.$$

$$\tau_u = 0,50MPa < \overline{\tau}_u = 2,5MPa.....................condition\ vérifieé$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

Armatures transversales At (armatures de l'âme):

Diamètre:

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

$$\Phi_t \leq \min(200/35 ; 120/10 ; 10) = 5,71 \approx 6mm.$$

$$on\ adopte : \quad \Phi_t = 8mm.$$

Espacement :

$$\left.\begin{array}{l} St \leq \min (0,9d \ ; \ 40cm) \\ St \leq \min (16,2 \ ; \ 40cm) \end{array}\right\} \Longrightarrow St \leq 16,20cm \Longrightarrow St = 15 \ cm$$

D'après le RPA 99 (version 2003) :

En zone nodale : St ≤ min (10 Φ_1 ; 15cm) ⇒ St ≤ min (10x1,0 ; 15cm) =10cm

⇒**St =10 cm**

En zone courante: (St ≤ 15 Φ_1) ⇒ (St ≤ (15 x 1,0)) ⇒ (St ≤ 15 cm) ⇒ (St = 15 cm)

Section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0.st}.\frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h/2) - 0,3k.f_{tj}^*}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)}............(*)$$

K =1 (fissuration non préjudiciable)

f_{tj}^* = min (2,1; 3,3 Mpa) = 2,1 Mpa

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

fe = 235 Mpa ; γ_s=1,15

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

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

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

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

$$X = 1{,}70m$$

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

X - (h/2) = 1,70 - 0,10 = 1,60m

Donc: T_u (h/2) =10,70 x 1,60/1,70 =10,07 KN

T_u (h/2) = 10,07 KN

D'où : τ_u (h/2) = ($10{,}07.10^3$)/(120.180) = 0,47MPa

τ_u (h/2) = 0,47MPa

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0{,}47 - 0{,}3\times1\times2{,}1).12}{0{,}9\times1\times235/1{,}15} = -10{,}43\times10^{-3}\,cm.........(1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\frac{At\times fe}{b\times s_t} \geq \max\left(\frac{0{,}47}{2}; 0{,}4\,Mpa\right) = 0{,}4\,Mpa$$

$$\left(\frac{At}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0{,}4\times b_0}{fe} = \frac{0{,}4\times12}{235} = 0{,}012\,cm.............(2)$$

on prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\dfrac{At}{S_t}\right) \geq 0{,}012\,cm$,

Pour S_t =15 cm $\Rightarrow$ At $\geq$ 0,0122x10= 0,122 cm²

-Zone nodale :

St $\leq$ min (10Φ_L ; 15cm)

St $\leq$ 10cm

-Zone courante:

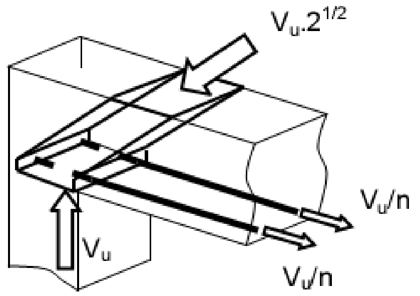
St $\leq$ 15cm

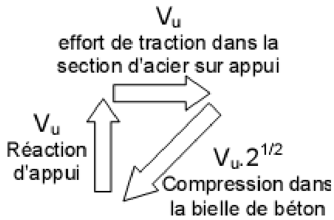
St =15 cm

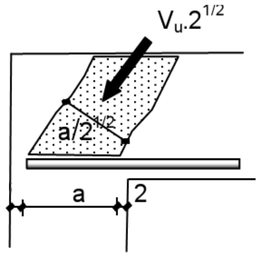
On adopte $\begin{cases} St = 10cm & \text{Zone nodale.} \\ St = 15cm & \text{Zone courante} \end{cases}$

On prend: **2ϕ8 = 1 cm²/ml** avec un espacement : $\mathbf{S_t = 10\ cm}$

Justifications aux appuis (appui simple d'about) :







Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

T_u = 10,70 KN

M_{appui} = 4,78KN.m

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{4{,}78}{0{,}9.18.10^{-2}} = 29{,}51KN > T_u = 10{,}70KN$$

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:

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

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

a : la longueur d'appuis 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 45^0 ,on doit vérifier que :

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

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0{,}85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0{,}85.b_0.f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2.10{,}70.1{,}5}{0{,}85.12.25.10} = 0{,}013cm$$

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; 16,2cm) = 16,20 > 2,00cm………………condition vérifiée.

Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$\tau u_{ser} = T/0{,}9d.\mu.n \leq \overline{\tau u}_{ser} = \psi s.\ ft_{28}$

ψs: coefficient de cisaillement ψs=1,5pour H.A

T: effort tranchant max T=10,70 KN

n : nombre d'armatures longitudinales tendues n = 5

μ : périmètre d'armature tendue $\mu = \pi\phi$ = 3,14 x1,0 = 3,14 cm

τu_{ser} = 10,70 x10^3/0,9x18x3,14x3x10² = 0,70Mpa

$\overline{\tau u}_{ser}$ =1,5 x 2,1 = 3,15Mpa

τu_{ser} = 0,70Mpa ≤ $\overline{\tau u}_{ser}$ = 3,15 Mpa……………condition vérifiée

Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit "$\mathbf{L_s}$" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre Ø pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_{ser}.

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

$\tau_s = 0{,}6\ \psi_s^2.f_{t28} = 0{,}6\ (1{,}5)^2.2{,}1 = 2{,}84$ MPa.

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

Ø : Diamètre d'une barre égale 10 mm = 1,0cm

L_s = 1,0 x 400 /4 x 2,84 = 35,27cm.

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

Donc nous sommes obligés de prévoir des ancrages courbes de telle sorte que

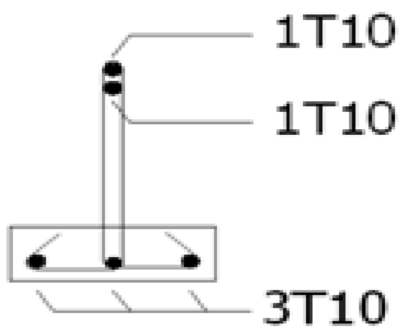
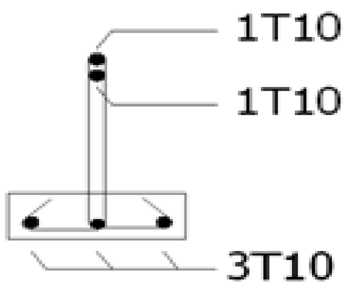
r = 5,5 Ø = 5,5x1,0 = 5,5 cm.

Vérification de la flèche :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \left(\dfrac{h_t}{L} \geq \dfrac{1}{22,5}\right) \Rightarrow \left(\dfrac{20}{300} = 0,067 > 0,044\right) \text{.............................} \textit{condition vérifiée.} \\ \left(\dfrac{h_t}{L} \geq \dfrac{M_{ser}}{15.M_{0ser}}\right) \Rightarrow \left(\dfrac{20}{300} = 0,067 > \dfrac{2,53}{15 \times 4,74} = 0,036\right) \text{.......} \textit{condition vérifiée} \\ \left(\dfrac{A_s}{b_0.d} \leq \dfrac{3,6}{f_e}\right) \Rightarrow \left(\dfrac{2,35}{12 \times 18} = 0,01 \leq \dfrac{3,6}{400} = 0,01\right) \text{..............} \textit{condition vérifiée} \end{cases}$$

Tableau IV .3: Résume le ferraillage des poutrelles

Plancher Terrasse	
	En appuis et En travée
Planchers Etages (RDC jusqu'au 6éme)	
	En appuis et En travée

IV-5-Calcul du ferraillage de la dalle de compression :

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

- 20 cm (5 par mètre) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles :
- 33 cm (3 par mètre) pour les armatures parallèle aux poutrelles

-$A_\perp \geq$ 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 = 215 Mpa

50cm $\leq$ L = 65 cm $\leq$ 80 cm $\rightarrow$ $A_\perp \geq$ 4x65/215 = 1,20 cm²/ml

On prend **$A_\perp$ = 5 ϕ 8 =2,51 cm²/ml**

$A_{//} \geq$ 2,51/2 =1,12 cm²/ml on prend **$A_{//}$ =5 ϕ 8 =2,51 cm²/ml**

Donc le quadrillage qu'on prendra est de section **5 ϕ 8**

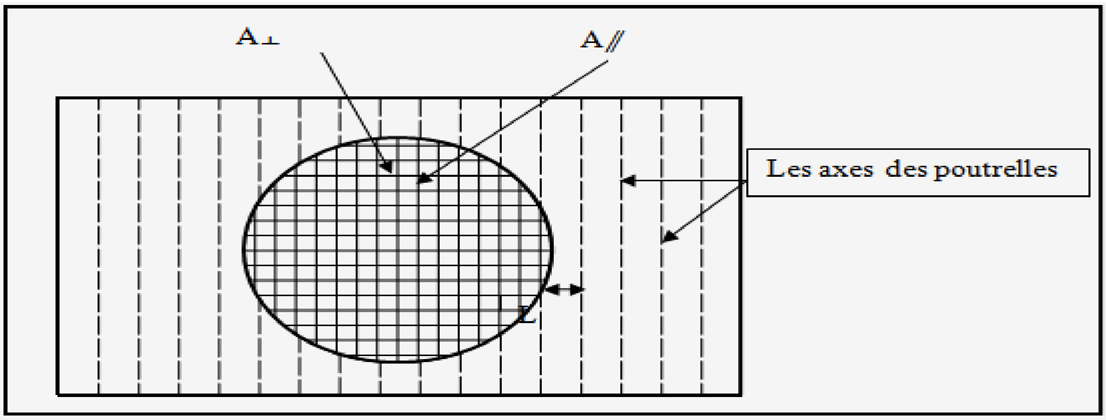


Figure IV.10 : **Ferraillage de la dalle de compression**