III. CALCUL DES PLANCHERS :

III.1-Introduction :

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

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

Comme notre projet est à usage de bureaux et d'habitation, on adopte un plancher à corps creux le plancher est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton.

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

III-2 Etude des poutrelles :

III-2.1 Les dimensions :

$$\begin{cases} h_t = 20\text{cm.} \\ h_0 = 4 \text{ cm.} \\ b_0 = 12 \text{ cm.} \\ b = 65 \text{ cm.} \end{cases}$$

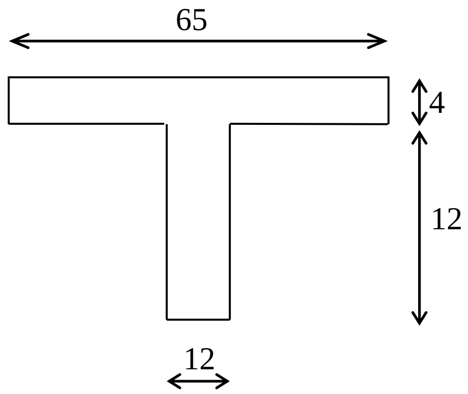


Figure III-1 : Section d'une poutrelle.

III-2.2 Évaluation des charges :

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

***- Terrasse :**

E.L.U : $(1{,}35G + 1{,}5P) \times 0{,}65 = (1{,}35 \times 6{,}60 + 1{,}5 \times 1) \times 0{,}65 = 6{,}77\ KN/ml.$

E.L.S : $(G+P) \times 0{,}65 = (6{,}60 + 1) \times 0{,}65 = 4{,}94K\ N/ml.$

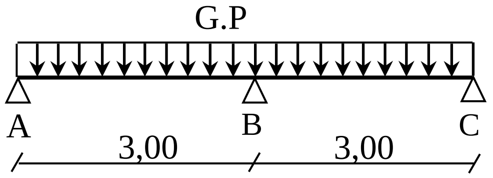
***- Étage courant :**

E.L.U : $(1{,}35G + 1{,}5P) \times 0{,}65 = (1{,}35 \times 5{,}09 + 1{,}5 \times 1.5) \times 0{,}65 = 5{,}93\ KN/ml.$

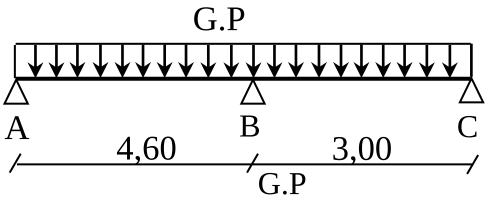
E.L.S : $(G+P) \times 0{,}65 = (5{,}09 + 1{,}5) \times 0{,}65 = 4{,}28\ kN/ml.$

III-2.3 <u>Les types des poutrelles</u> :

<u>Type1:</u>



<u>Type2:</u>



<u>Type 3 :</u>

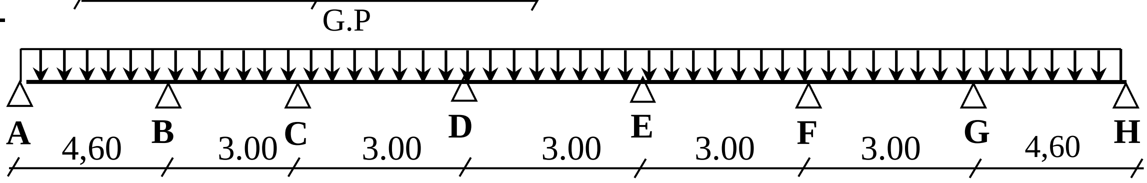


Fig III.2. <u>Schéma statique pour le panneau le plus défavorable</u>

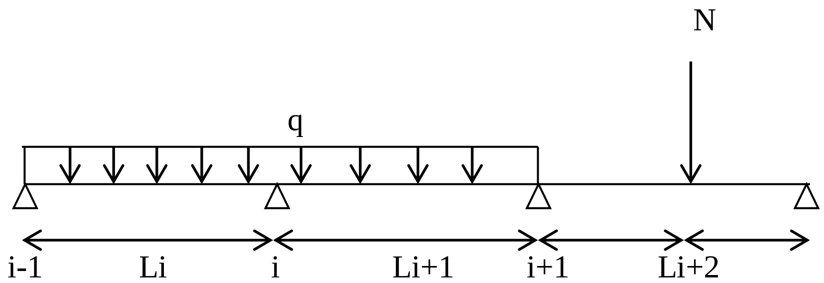
<u>III-2.4 Détermination des sollicitations :</u>

<u>a- Méthode de calcul :</u> (méthode des trois moments):

<u>Principe de la méthode:</u>

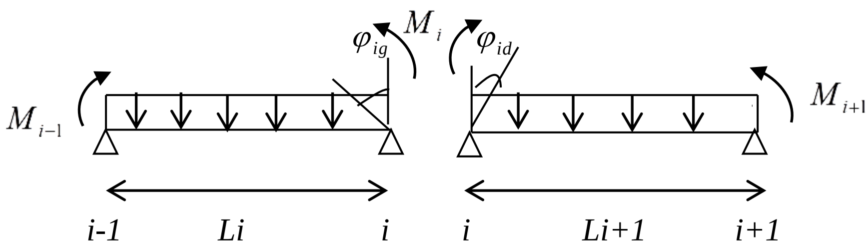
∗ **<u>En appui :</u>**

Soit une poutre continue quelconque on considère l'appui (i), ou on cherche le moment d'appui M_i :



Dans la plus part des calculs les charges est uniformément répartie.

On decompose l'appui (i)



Avec:

φ_{ig} : Rotation en (i) à gauche.

φ_{id} : Rotation en (i) à droite.

$$\varphi_{ig} = \frac{M_{i-1} \cdot L_i}{6EI} + \frac{M_i \cdot L_i}{3EI} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1).$$

$$\varphi_{id} = \frac{M_i \cdot L_{i+1}}{3EI} + \frac{M_{i+1} \cdot L_{i+1}}{6EI} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2).$$

La somme (1) et (2) nous donne :

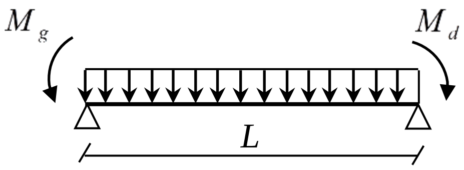
$$\frac{M_{i-1} \cdot L_i}{6EI} + \frac{M_i \cdot L_i}{3EI} + \frac{M_i \cdot L_{i+1}}{3EI} + \frac{M_{i+1} \cdot L_{i+1}}{6EI} = \varphi_{id} + \varphi_{ig} .$$

D'où ce résultat est comme suit :

$$M_{i-1} \cdot L_i + 2\, M_i \left(L_{i+1} + L_i\right) + M_{i+1} \cdot L_{i+1} = -6EI\left(\varphi_{id} + \varphi_{ig}\right).$$

∗ **<u>En travée :</u>**

$$Ra = \frac{q \cdot L}{2} + \frac{M_g - M_d}{L} .$$



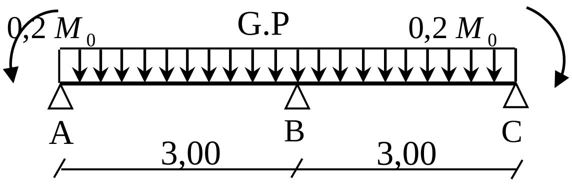
$$T = Ra - q \cdot x .$$

$$M_t^{\max} = Ra \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} - M_g .$$

<u>III-2.5 Exemple de calcul :</u>

<u>Étage courant :</u>

Pour l'étage courant, on a le type 1



1-<u>ELU</u> :

q_u = 5,93 KN/ml.

$$M_{0_u}^{AB} = q_u \frac{L^2}{8} = 5{,}93 \times \frac{(3{,}00)^2}{8} = 6{,}67 KN..m .$$

$$M_{0_u}^{CD} = q_u \frac{L^2}{8} = 5{,}93 \times \frac{(3{,}00)^2}{8} = 6{,}67 KN.m .$$

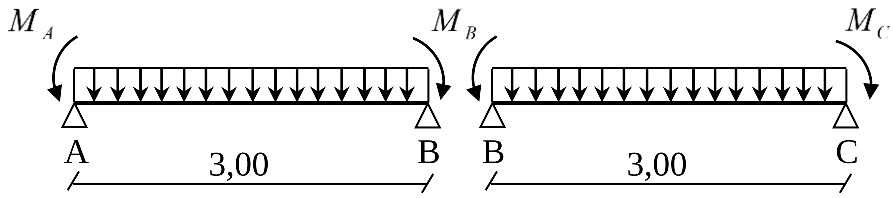
<u>Calcul des moments au niveau de l'appui :</u>

∗ **<u>En appui A :</u>**

M_A = - 0,2. M_{0u}^{AB} = - 0,2. 6,67 = - 1,33 $KN.m.$

M_D = - 0,2 M_{0u}^{CD} = - 0,2. 6,67 = -1,33 $KN.m.$

*** En appui B :**

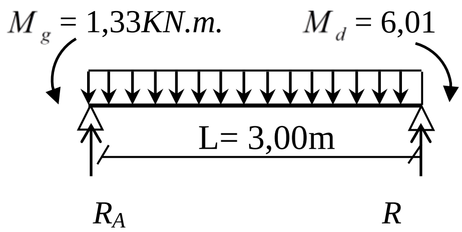


$$\begin{cases} 3{,}00\,M_A + 2(3{,}00+3{,}00)M_B + 3{,}00\,M_C = -q_u \dfrac{\left[(3{,}00)^3 + (3{,}00)^3\right]}{4} \\ 12M_B = -72{,}075\ldots\ldots\ldots\ldots(1) \end{cases}$$

M_B = - 6,01 *KN.m.*

Les efforts tranchants et les moments en travée:

Travée 1 : (A – B)



q_u = 5,93KN/ml.

$$R_A = \frac{q \cdot L}{2} + \frac{M_g - M_d}{L}.$$

$$R_A = \frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_A - M_B}{L} = \frac{5{,}93 \times 3{,}00}{2} + \frac{1{,}33 - 7{,}34}{3{,}00} = 7{,}335KN\ .$$

R_{B1} = (5,93 . 3,00) – 7,335 $\longrightarrow$ R_{B1} = 10,455 *KN.*

R_A = 7,335 *KN*	R_{B1} = 10,455 *KN*

$T = R_A - q \cdot x$ = 7,335 – 5,93.*x* *pour :* $\begin{cases} x = 0 \longrightarrow T = 10{,}455\ KN. \\ x = 4{,}60 \longrightarrow T = -7{,}335\ KN. \end{cases}$

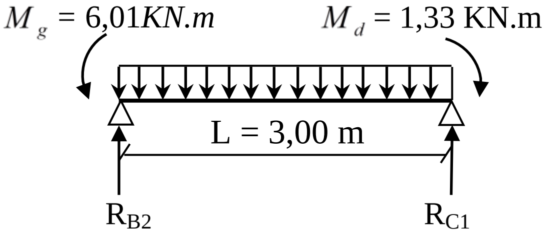
$T = 0 \longrightarrow x = \dfrac{R_a}{q} = \dfrac{6{,}89}{5{,}93} = 1{,}24\ m.$

$$M_t^{\max} = R_A \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} - M_g$$

$$M_t^{AB}(1{,}24) = 7{,}335 \cdot 1{,}24 - \frac{5{,}93 \cdot (1{,}24)^2}{2} - 1{,}33 = 3{,}21KN.m$$

Travée 2 : (B -C)

R_{B2} = 10,455 *KN* R_{C1} = 7,335 *KN*



$T = 10,455 - 5,93\,x.$

$$T \longrightarrow \begin{cases} x = 0 \longrightarrow T = 10,455KN. \\ x = 3 \longrightarrow T = -7,335\,KN. \end{cases}$$

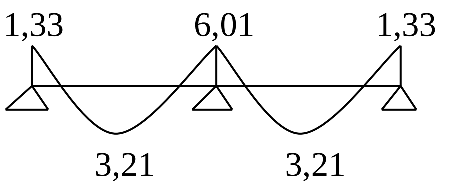
$T = 0 \longrightarrow x = R_{B2} / q = 10,455 / 5,93 = 1,76\ m.$

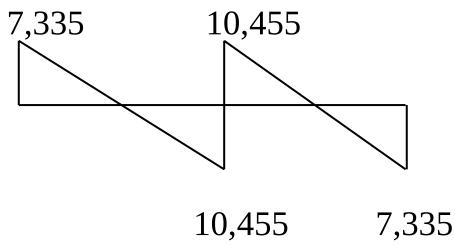
$$M_t^{BC}(1,84) = 10,455 \cdot 1,76 - \frac{5,93 \cdot (1,76)^2}{2} - 6,01 = 3,21 KN.m\ .$$

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :
Pour les étages courants :

1- ELU : **Mf (KN.m)** *et* ***T (KN)***

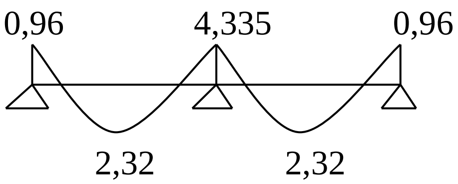
Type 1:

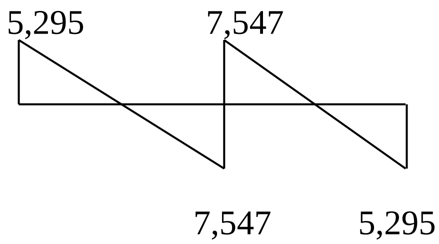




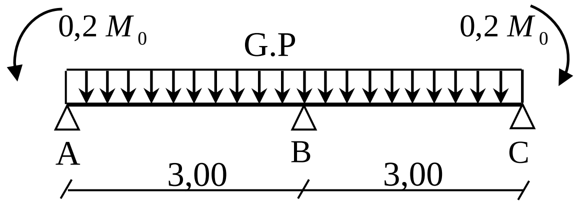
1- ELS : **Mf (KN.m)** et **T (KN)**

Type 1:





Terrasse :



Pour la terrasse, on a le type 1

2-ELU :

q_s = 6,77KN/ml.

$$M_{0_u}^{AB} = q_u \frac{L^2}{8} = 6{,}77 \times \frac{(3{,}00)^2}{8} = 7{,}62 KN..m .$$

$$M_{0_u}^{BC} = q_u \frac{L^2}{8} = 6{,}77 \times \frac{(3{,}00)^2}{8} = 7{,}62 KN.m .$$

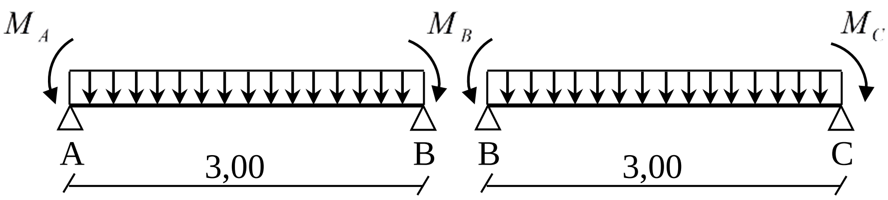
Calcul des moments au niveau de l'appui :

*** En appui A :**

M_A = - 0,2. M_{0u}^{AB} = - 0,2. 7,62 = - 1,52 *KN.m.*

M_C = - 0,2 M_{0u}^{CD} = - 0,2. 7,62 = -1,52 *KN.m.*

*** En appui B :**

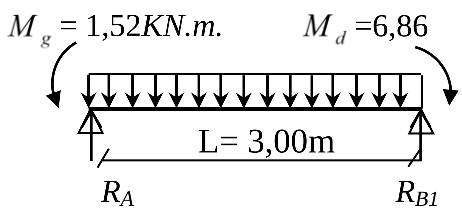


$$\begin{cases} 3{,}00 M_A + 2(3{,}00 + 3{,}0) M_B + 3{,}0 M_C = -q_u \dfrac{\left[(3{,}00)^3 + (3{,}0)^3\right]}{4} \\ 12 M_B = -82{,}275 \ldots\ldots\ldots\ldots (1) \end{cases}$$

M_B = - 6,86 *KN.m.*

Les efforts tranchants et les moments en travée:
Travée 1 : (A – B)

q_u = 6,77KN/ml.



$$R_A = \frac{q \cdot L}{2} + \frac{M_g - M_d}{L} .$$

$$R_A = \frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_A - M_B}{L} = \frac{6{,}77 \times 3{,}00}{2} + \frac{1{,}52 - 6{,}86}{4{,}00} = 8{,}375 KN .$$

R_{B1} = (6,77 . 3,00) – 8,375 $\longrightarrow$ R_{B1} = 11,935 *KN.*

$$\boxed{R_A = 8{,}375\ KN \qquad R_{B1} = 11{,}935\ KN}$$

$$T = R_A - q \cdot x = 8{,}375 - 6{,}77.x \quad pour : \begin{cases} x = 0 & T = 8{,}375\ KN. \\ x = 3{,}00 \longrightarrow & T = -11{,}935\ KN. \end{cases}$$

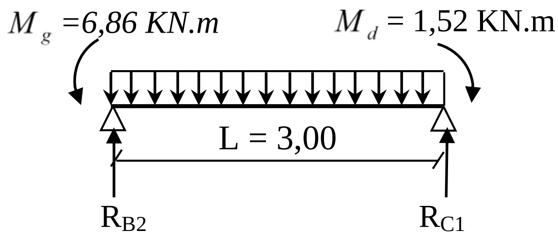
$$T = 0 \longrightarrow x = \frac{R_a}{q} = \frac{8{,}375}{6{,}77} = 1{,}24m.$$

$$M_t^{max} = R_A \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} - M_g$$

$$M_t^{AB}(1{,}24) = 8{,}375 \cdot 1{,}24 - \frac{6{,}77 \cdot (1{,}24)^2}{2} - 1{,}52 = 3{,}66KN.m$$

Travée 2 : (B -C)

R_{B2} = 11,935 *KN* R_{C1} = 8,375 *KN*



$$T = 11{,}935 - 6{,}77\ x.$$

$$T \longrightarrow \begin{cases} x = 0 \longrightarrow T = 11{,}935KN. \\ x = 3 \longrightarrow T = -\ 8{,}375\ KN. \end{cases}$$

$$T = 0 \longrightarrow x = R_{B2} / q = 11{,}935 / 6{,}77 = 1{,}76\ m.$$

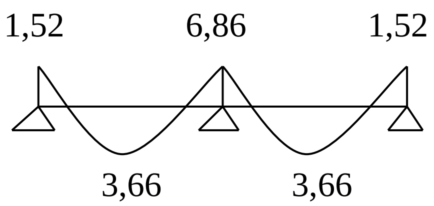
$$M_t^{BC}(1{,}76) = 11{,}935 \cdot 1{,}76 - \frac{6{,}77 \cdot (1{,}76)^2}{2} - 6{,}86 = 3{,}66KN.m\,.$$

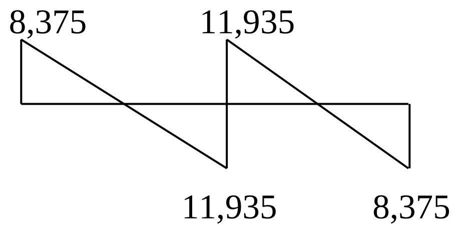
Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

Pour la terrasse:

1- ELU : **Mf (KN.m)** et **T (KN)**

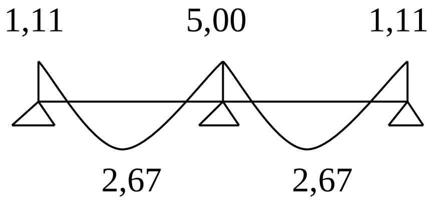
Type 1:





1- ELS : **Mf (KN.m)** et **T (KN)**

Type 1:



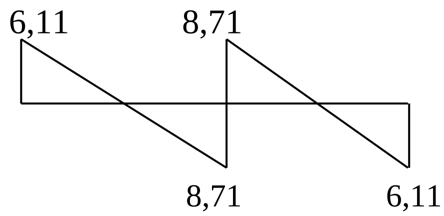


Tableau récapitulatif des résultats obtenus :

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

Type de Poutrelle	travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M_0	Mt	Mw	Me	Tw	Te	M_0	Mt	Mw	Me
01	A-B	3,00	7,62	3,66	1,52	6,86	8,375	11,935	5,56	2,67	1,11	5,00
	B-C	3,00	7,62	3,66	6,86	1,52	11,935	8,375	5,56	2,67	5,00	1,11
02	A-B	4,60	17,91	10,16	3,58	12,46	13,64	17,50	13,07	7,42	2,61	9,09
	B-C	3,00	7,62	1,61	12,46	1,52	13,80	6,51	5,56	1,17	9,09	1,11
02	A-B	4,60	17,91	10,31	3,58	12,13	13,71	17,43	13,07	7,52	2,61	8,85
	B-C	3,00	7,62	0,59	12,13	3,22	13,125	7,185	5,56	0,43	8,85	2,35
	C-D	3,00	7,62	3,32	3,22	5,45	9,41	10,90	5,56	2,42	2,35	3,98
	D-E	3,00	7,62	2,17	5,45	5,45	10,155	10,155	5,56	1,58	3,98	3,98
	E-F	3,00	7,62	3,32	5,45	3,22	10,90	9,41	5,56	2,42	3,98	2,35
	F-G	3,00	7,62	0,59	3,22	12,13	7,185	13,125	5,56	0,43	2,35	8,85
	G-H	4,60	17,91	10,31	12,13	3,58	17,43	13,71	13,07	7,52	8,85	2,61

Les sollicitations maximales de calcul sont:

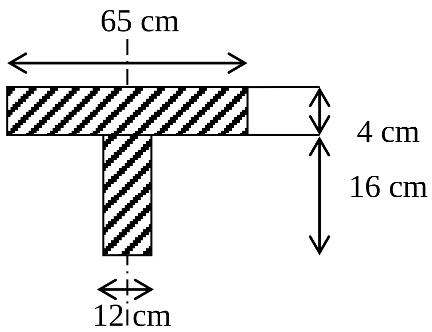
$$\text{E.L.U}\begin{cases} M\ \text{travée}_{\ max} = 10{,}31\ \text{KN.m} \\ M\ \text{appui}_{\ max} = 12{,}46\ \text{KN.m} \\ T_{\ max} = 17{,}50\ \text{KN} \end{cases} \qquad \text{E.L.S}\begin{cases} M\ \text{travée}_{\ max} = 7{,}52\ \text{KN.m} \\ M\ \text{appui}_{\ max} = 9{,}09\ \text{KN.m} \end{cases}$$

II.3-Calcul du ferraillage des poutrelles :(à l'ELU) :

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

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

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



Données :

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

Et on a :

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

III.3.1-Plancher étage courant:

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

$$\text{E.L.U}\begin{cases} \text{Mtravée}_{max} = 9{,}03 \text{ KN.m} \\ \text{Mappui}_{max} = 10{,}91 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 15{,}33 \text{ KN} \end{cases}$$

II.3.1.1-Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

- **En travée** :

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

On calcule le moment équilibre par la table

$Mt = bh_0fbc(d-h_0/2) = 65x4x14,17(18-4/2)x10^{-3} = 58,95$ KN.m

Mtmax = 9,03 KN.m < 58,95 KN.m

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (b x ht) = (65 x20) cm² soumise à Mtmax = 9,03 KN.m

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{9,03.10^3}{14,17.(18)^2.65} = 0,030 \prec 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,030 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,0309$$

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

$$As = \beta.b.d.\frac{f_{bc}}{\sigma_{su}} = 0,0309.65.18.\frac{14,17}{348} = 1,47 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} \geq 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.65.18.\frac{2,1}{400} = 1,41\ cm^2$$

Donc: As_{cal}=1,47cm²> A_{min}=1,41 cm².............condition vérifiée.

Le choix: **3T10 = 2.35 cm²**.

- **sur appuis intermédiaire:.**

la section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b_0 xh)=(12x20)cm²

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc}.d^2.b_0} = \frac{10,91.10^3}{14,17.18^2.12} = 0,198 < 0,,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,198 \rightarrow \beta = 0,2228.$$

$$A_s = \beta.d.b.\frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0,2228.12.18.\frac{14,17}{348} = 1,96\ cm^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} \geq 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.12.18.\frac{2,1}{400} = 0,26\ cm^2$$

Donc: As_{cal}=1,96cm²> A_{min} = 0,26 cm² ....condition vérifiée.

Le choix: **2T12 =2,26 cm².**

❖ **sur appuis de rive:**

la section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b_0 xh)=(12x20)cm²

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc}.d^2.b_0} = \frac{3,14.10^3}{14,17.18^2.12} = 0,057 < 0,,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,057 \rightarrow \beta = 0,0604.$$

$$A_s = \beta.d.b.\frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0,0604.12.18.\frac{14,17}{348} = 0,53\ cm^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} \geq 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.12.18.\frac{2,1}{400} = 0,26\ cm^2$$

Donc: As_{cal}=0,53cm²> A_{min} = 0,26 cm² ....condition vérifiée.

Le choix: **2T10 =1,57 cm².**

II.3.1.2-Vérification des contraintes à L'E.L.S :

-étage courant :

M_{ser} = 6,52 KN.m

-Position de l'axe neutre :

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

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

b = 65cm ; η = 15 ; A'= 0 , A= 2,35cm^2.

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

$32,5.y^2$+ 35,25y-634,5 = 0 $\Rightarrow$ y =3,91 cm

y =3,91 cm< 4cm $\Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le moment d'inertie:

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

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

$$I_G = \frac{65}{3}(3,91)^3 + 15.2,35.(18 - 3,91)^2 = 8293,27cm^4.$$

II.4.3.3-Calcul des contraintes :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G}.y = \frac{6,52.10^3}{8293,27}.3,91 = 3,07MPa$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,07MPa \prec \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa..............\text{c ondition} \quad \text{vérifiée.}$$

2-Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal T_{max}=15,33 KN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{15,33.10^{-3}}{0,12.0,18} = 0,71\ MPa$$

Fissuration préjudiciable:

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

$$\tau_u = 0,71MPa \prec \bar{\tau}_u = 2,5MPa.....................\text{conition vérifieé}$$

On utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne

3-Les armatures transversales At:

Diamètre:

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

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

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

4-Calcul des espacements :

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

5-La section des armatures transversales :

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

k=1 (fissuration préjudiciable)

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

α=90° $\Rightarrow$ sinα +cos α = 1fe=235 Mpa ; δ_s=1,15

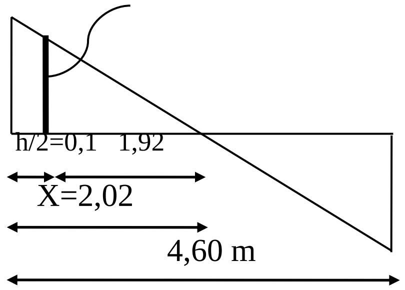
D'où: $\tau_u(h/2) = \dfrac{T_u(h/2)}{b_0.d}$

On calcul la valeur de l'effort tranchant T_u (h/2) par la méthode des tringles 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": T_{max}=15,33KN $T_u(h/2)$?

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



X= 4,60/2+(3,14-10,91)/5,93.4,60 = 2,02 m

h/2 = 0,2/2 = 0,1 m

X-(h/2) = 2,02 -0,1= 1,92 m

Donc: $T_u(h/2)$ =15,33.1,92/2,02 =14,57 KN

T_u (h/2) = 14,57 KN

D'où: $\tau_u(h/2) = (14,57.10^{-3})/(0,12.0,18) = 0,67$ MPa

τ_u (h/2) = 0,67 MPa

(*)$\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right) \geq \frac{(0,67-0,3.1.2,1).12}{0,9.1.\frac{235}{1,15}} = 2,61.10^{-3}$ … … … … … … .. (1)

<u>6-Pourcentage minimal des armatures transversales :</u>

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

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max\left(\frac{0,58}{2}; 0,4\,\text{Mpa}\right) = 0,4\,\text{Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{fe} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,020\,\text{cm}\ldots\ldots\ldots\ldots(2)$$

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

$\Rightarrow$ At ≥ 0,02.15 = 0,30 cm² $\Rightarrow \begin{cases} 2\phi\ 6 = 0,57\ \text{cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15\ \text{cm} \end{cases}$

<u>-Zone nodale :</u>

St ≤ min (10Φ_L,; 15cm)

St ≤ 10cm

<u>-Zone courante:</u>

St ≤15cm

St=15cm

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

7-Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :.

T_u = 15,33 KN

M_{appui} = 10,91 KN.m

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{10{,}91}{0{,}9.18.10^{-2}} = 67{,}35KN > T_u = 15{,}33KN$$

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

8-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: longueur d'appui de la biellette

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

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

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

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

$$\Rightarrow a \ge \frac{2.15{,}33.1{,}5}{0{,}8.12.25.10} = 0{,}019m = 1{,}90 \text{ cm}$$

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

a = min (41cm; 16,2cm) = 16,2 cm> 1,90 cm………………condition vérifiée.

9-Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

τu_{ser} = 15,33x10^3/0,9x18x3,14x3x10² =1,00 Mpa

$\overline{\tau u}_{ser}$ =1,5x2,1=3,15Mpa

τu_{ser} = 1,00 Mpa $\le \overline{\tau u}_{ser}$ = 3,15 Mpa……………condition vérifiée

-Ancrage des armatures tendues :

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

$\tau_s = 0{,}6\ \psi_s^2.f_{t28} = 0{,}6\ (1{,}5)^2.2{,}1 = 2{,}835$ MPa.

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

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

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

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que

r = 5,5ø = 5,5.1 =5,5 cm.

10-Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\begin{cases} \left(\dfrac{h_t}{L} \geq \dfrac{1}{22{,}5}\right) \Rightarrow \left(\dfrac{20}{460} = 0{,}043 \prec 0{,}0444\right) \text{..................... condition. vérifiée.} \\ \left(\dfrac{h_t}{L} \geq \dfrac{M_{ser}}{15.M_{0ser}}\right) \Rightarrow \left(\dfrac{20}{460} = 0{,}043 > \dfrac{6{,}52}{15.11{,}32} = 0{,}038\right) \text{.....condition vérifiée} \\ \left(\dfrac{A_s}{b_0.d} \leq \dfrac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow \left(\dfrac{2{,}35}{12.18} = 0{,}0109 \succ \dfrac{4{,}2}{400} = 0{,}0105\right) \text{.............condition non vérifiée} \end{cases}$$

la 3éme condition et 2éme condition ne sont 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

$Ev=3700(fc_{28})^{1/3} =10818{,}87$ MPa

$$If_i = \frac{1{,}1.I_0}{1+\lambda_i.\mu_i} \quad ; If_v = \frac{1{,}1.I_0}{1+\lambda_v.\mu_g}$$

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

a- Détermination du centre de gravité :

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

$$y_G = \frac{(65.4)(2+20-4)+\left[(20-4).12.(20-4)/2\right]+15.2,35.2}{(65.4)+(20-4).12+15.2,35}$$

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

b- Détermination du moment d'inertie:

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

$$I_g = \frac{65.(12,90)^3}{3} - \frac{(65-12).(12,9-4)^3}{3} + \frac{12.(20-12,90)^3}{3} + 15.2,35.(18-12,90)^2$$

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

c- Charges prises en comptes :

1-charge avant mise de revêtement : **j** = 2,8x0, 65 = **1,82 KN/m.**

2-charge après mise de revêtement : **G** = 5,09x0, 65 = **3,31KN/m**

3-charge total à l'E.L.S : P = (G+Q): **P** = (5,09+1,5) x0, 65 = **4,28 KN/m**

d- Calcul des moments correspondants :

M_j = 0,85.J.L²/8 = 0,85 .1,82. $(4,60)^2/8$ **= 4,09 KN.m**

M_G = 0,85.G.L²/8 = 0,85.3,31 $(4,60)^2/8$ **= 7,44 KN.m**

M_p = 0,85.P.L²/8 = 0,85. 4,28 $(4,60)^2/8$ **= 9,62 KN.m**

e- calcul des contraintes:

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A_S.Z} = \frac{4,09\times10^3}{2,35\times0,9\times18} = 107,43\,\text{MPa}$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_S.Z} = \frac{7,44\times10^3}{2,35\times0,9\times18} = 195,43\,\text{MPa}$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_S.Z} = \frac{9,62\times10^3}{2,35\times0,9\times18} = 252,69\,\text{MPa}$$

f- Calcul des coefficients:

$$f = \frac{A_S}{b_0.d} = \frac{2,35}{12\times18} = 0,011$$

f; λ_i ; λ_v

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{(2+3b_0/b)f} = \frac{0,05\times2,1}{(2+3\times12/65)0,011} = 3,74$$

$$\lambda_V = (2/5)\lambda_i = (2/5)3,74 = 1,50$$

g- Calcul des coefficients (μ_i) :

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

$*\mu_j = 1 - [(1{,}75 \times 2{,}1)/(4 \times 0{,}011 \times 107{,}43) + 2{,}1] = 0{,}46$

$*\mu_G = 1 - [(1{,}75 \times 2{,}1)/(4 \times 0{,}011 \times 195{,}43) + 2{,}1] = 0{,}66$

$*\mu_P = 1 - [(1{,}75 \times 2{,}1)/(4 \times 0{,}011 \times 252{,}69) + 2{,}1] = 0{,}72$

h- Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = \frac{1{,}1.I_0}{(1 + \lambda_i.\mu_i)} \quad : I_0 = I_G = 36405{,}64 cm^4.$$

$$I_{FJ} = \frac{1{,}1 \times 36405{,}64}{(1 + 3{,}74 \times 0{,}46)} = 14720{,}70 m^4.$$

$$I_{FG} = \frac{1{,}1 \times 36405{,}64}{(1 + 3{,}74 \times 0{,}66)} = 11546{,}02 cm^4.$$

$$I_{FP} = \frac{1{,}1 \times 36405{,}64}{(1 + 3{,}74 \times 0{,}72)} = 10844{,}40 cm^4.$$

$$I_{FV} = \frac{1{,}1 \times 36405{,}64}{(1 + 1{,}5 \times 0{,}66)} = 20123{,}72 cm^4.$$

i- Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:

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

$$.F_{ij} = \frac{4{,}09x(4{,}60)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164{,}2 \times 14720{,}70)} = 0{,}18 cm.$$

$$-F_{ig} = \frac{7{,}44 \times (4{,}60)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164{,}2 \times 11546{,}02)} = 0{,}42 cm.$$

$$F_{ip} = \frac{9{,}62(4{,}60)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164{,}2 \times 10844{,}40)} = 0{,}58 cm.$$

$$F_{vg} = \frac{7{,}44(4{,}60)^2 \times 10^7}{(10 \times 10818{,}87 \times 20123{,}72)} = 0{,}72 cm.$$

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

F_{total} = 0,72-0,18+0,58 -0,42 = 0,70 cm

F_{total}= 0,70cm

F_{adm} = L/500 = 460/500 =0,92 cm.

F_{adm} = 0,92 cm

F_{total}= 0,70 cm < F_{adm} = 0,92 cm ……………………..condition vérifiée

II.3.2-Plancher terrasse:

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

$$\text{E.L.U}\begin{cases} Mtravée_{max} = 10{,}31 \text{ KN.m} \\ Mappui_{max} = 12{,}46 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 17{,}50 \text{ KN} \end{cases}$$

II.3.2.1-Calcul des armatures longitudinales à(l'E.L.U):

- **En travée** :

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

On calcule le moment équilibre par la table

$Mt = bh_0fbc(d-h_0/2) = 65x4x14{,}17(18 - 4/2)x10^{-3} = 58{,}95$ KN.m

Mtmax = 10,31 KN.m< 58,95 KN.m

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (b x ht) = (65 x20) cm² soumise à Mtmax = 10,31 KN.m

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{10{,}31.10^3}{14{,}17.(18)^2.65} = 0{,}035 \prec 0{,}392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0{,}035 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0{,}0372$$

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

$$\text{As} = \beta.b.d.\frac{f_{bc}}{\sigma_{bc}} = 0{,}0372.65.18.\frac{14{,}17}{348} = 1{,}77 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} \geq 0{,}23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23.65.18.\frac{2{,}1}{400} = 1{,}41\ cm^2$$

Donc: As_{cal} =1,77cm²> A_{min}= 1,41 cm²..............condition vérifiée.

Le choix: **3T10 =2,35 cm²**.

❖ **sur appuis intermédiaire:**

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

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}.d^2.b_0} = \frac{12,46.10^3}{14,17.(18)^2.12} = 0,226 \prec 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,226 \xrightarrow{Tableau} \beta = 0,2597$$

$$As = \beta.b.d.\frac{f_{bc}}{\sigma_S} = 2,26\,cm^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} \geq 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.12.18.\frac{2,1}{400} = 0,26\ cm^2$$

Donc: As_{cal}= 2,26cm²> A_{min} = 0,26 cm² ....condition vérifiée.

Le choix: **2T12 = 2,26 cm².**

❖ **sur appuis de rive:**

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

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}.d^2.b_0} = \frac{6,86.10^3}{14,17.(18)^2.12} = 0,125 \prec 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,125 \xrightarrow{Tableau} \beta = 0,1359$$

$$As = \beta.b.d.\frac{f_{bc}}{\sigma_S} = 1,19\,cm^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} \geq 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.65.18.\frac{2,1}{400} = 0,26\ cm^2$$

Donc: As_{cal}=1,19cm² > A_{min} =0,26 cm² ....condition non vérifiée ;

Le choix: **2T10 =1,57 cm².**

II.3.2.2-Vérification des contraintes à L.E.S :

-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= 2,35 cm^2.

32,5.y^2-15.2,35. (d-y) = 0

$32,5.y^2 + 35,25y - 634,5 = 0 \Rightarrow y = 3,91$ cm

$y = 3,91cm < 4cm \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le moment d'inertie:

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

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

$$I_G = \frac{65}{3}(3,91)^3 + 15.2,35.(18 - 3,91)^2 = 8293,27cm^4.$$

II.3.2.3-Calcul des contraintes :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G}.y = \frac{7,52.10^3}{8293,27}.3,91 = 3,55MPa$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,55MPa \prec \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa..............c\ ondition \quad vérifiée.$$

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

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

2-Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal T_{max}=17,50 KN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{17,50.10^{-3}}{0,12.0,18} = 0,81MPa$$

Fissuration peu préjudiciable:

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

$$\tau_u = 0,81MPa \prec \bar{\tau}_u = 3,25MPa.....................conition\ vérifieé$$

On utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne

3-Les armatures transversales At:

Diamètre :

$$\Phi_t \le \min(h/35; b_0/10; \Phi_L) \quad en\text{''}mm\text{''}$$

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

$$on\ adopte: \quad \Phi_t = 6mm.$$

4-Calcul des espacements :

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

5-La section des armatures transversales :

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

k=1 (fissuration non préjudiciable)

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

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

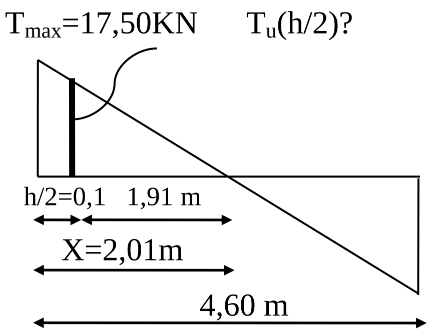
fe =235 Mpa ; δ_s=1,15

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

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

- On calcul la distance"X":



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

X=4,60/2+(3,58-12,46)/6,77.4,60 =2,01 m

h/2 = 0,2/2 = 0,1 m

X-(h/2)=2,01 -0,1 = 1,91 m

Donc: $T_u(h/2)$=17,50.1,91/2,01 =16,63 KN

T_u(h/2) = 16,63 KN

D'où: $\tau_u(h/2) = (16{,}63.10^{-3})/(0{,}12.0{,}18) = 0{,}77$ MPa

τ_u (h/2) = 0,77 MPa

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t}\right)_{cal} \ge \frac{(0{,}77 - 0{,}3.1.2{,}1).12}{0{,}9.1.\frac{235}{1{,}15}} = 9{,}13\cdot10^{-3}\,cm.........(1)$$

6-Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max\left(\frac{0,78}{2}; 0,4\ \text{Mpa}\right) = 0,4\ \text{Mpa}$$

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

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

$\Rightarrow$ At ≥ 0,02.15 = 0,30 cm² $\Rightarrow \begin{cases} 2\phi\ 6 = 0,56\ \text{cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15\ \text{cm} \end{cases}$

-Zone nodale :

St ≤ min (10Φ_L; 15cm)

St ≤ 10cm

-Zone courante:

St ≤15cm

St=15cm

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

7-Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :.

T_u = 17,50 KN

M_{appui} = 12,46 KN.m

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{12,46}{0,9.18.10^{-2}} = 76,91\text{KN} > T_u = 17,55\text{KN}$$

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

8-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: longueur d'appui de la biellette

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

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

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

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

$$\Rightarrow a \geq \frac{2.17{,}50.1{,}5}{0{,}8.12.25.10} = 0{,}022m = 2{,}2\text{cm}$$

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

a = min (41cm; 16,2cm) = 16,2 cm > 2,2 cm………………condition vérifiée.

9-Entraînement des armatures :

-Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

$\tau u_{ser} = 17{,}50 \times 10^3/0{,}9 \times 18 \times 3{,}14 \times 3 \times 10^2 = 1{,}15$ Mpa

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

$\tau u_{ser} = 1{,}15$ Mpa $\leq \overline{\tau u}_{ser} = 3{,}15$ Mpa……………condition vérifiée

-Ancrage des armatures tendues :

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

$\tau_s = 0{,}6\ \psi_s^2.f_{t28} = 0{,}6\ (1{,}5)^2.2{,}1 = 2{,}835$ MPa.

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

ϕ : Diamètre d'une barre égale 1 cm

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

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

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que

r = 5,5ø = 5,5.1 = 5,5 cm.

10-Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\begin{cases} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}\right) \Rightarrow \left(\frac{20}{460} = 0,043 \prec 0,0444\right) \text{..........................condition. non vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}}\right) \Rightarrow \left(\frac{20}{460} = 0,043 \succ \frac{7,52}{15.13,07} = 0,038\right) \text{..condition vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e}\right) \Rightarrow \left(\frac{2,35}{12.18} = 0,0109 \succ \frac{4,2}{400} = 0,0105\right) \text{...........condition non vérifiée} \end{cases}$$

la $1^{\text{éme}}$condition et $3^{\text{éme}}$condition ne sont 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

$Ev=3700(fc_{28})^{1/3}$ =10818,87 MPa

$If_i = \frac{1,1.I_0}{1+\lambda_i.\mu_i} \quad ; If_v = \frac{1,1.I_0}{1+\lambda_v.\mu_g}$ 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

a- Détermination du centre de gravité :

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

$$y_G = \frac{(65.4)(2 + 20 - 4) + \left[(20 - 4).12.(20 - 4)/2\right] + 15.2,36.2}{(65.4) + (20 - 4).12 + 15.2,36}$$

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

b- Détermination du moment d'inertie:

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

$$I_g = \frac{65.(12,90)^3}{3} - \frac{(65 - 12).(12,9 - 4)^3}{3} + \frac{12.(20 - 12,90)^3}{3} + 15.2,35.(18 - 12,90)^2$$

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

c- Charges prises en comptes :

1-charge avant mise de revêtement : **j** = 2,8x0, 65 = **1,82 KN/m.**

2-charge après mise de revêtement : **G** = 6,6x0, 65 = **4,29KN/m**

3-charge total à l'E.L.S : P = (G+Q): **P** = (6,60+1) x0, 65 = **4,94 KN/m**

d- Calcul des moments correspondants :

$M_j = 0,85.J.L^2/8 = 0,85 .1,82. (4,60)^2/8 = 4,09$ **KN.m**

$M_G = 0,85.G.L^2/8 = 0,85.4,29 (4,60)^2/8 = 9,64$ **KN.m**

$M_p = 0,85.P.L^2/8 = 0,85. 4,94 (4,60)^2/8 = 11,11$ **KN.m**

e- calcul des contraintes:

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A_S.Z} = \frac{4,09\times10^3}{2,35\times0,9\times18} = 107,43\,\text{MPa}$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_S.Z} = \frac{9,64\times10^3}{2,35\times0,9\times18} = 253,22\,\text{MPa}$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_S.Z} = \frac{11,11\times10^3}{2,35\times0,9\times18} = 291,83\,\text{MPa}$$

f- Calcul des coefficients:

$$f = \frac{A_S}{b_0.d} = \frac{2,35}{12\times18} = 0,011$$

$f;\ \lambda_i\ ;\ \lambda_v$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{(2+3b_0/b)f} = \frac{0,05\times2,1}{(2+3\times12/65)0,011} = 3,74$$

$$\lambda_V = (2/5)\lambda_i = (2/5)3,74 = 1,50$$

g- Calcul des coefficients (μ_i) :

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

$*\mu_j = 1-\left[(1,75\times2,1)/(4\times0,011\times107,43)+2,1\right] = 0,46$

$*\mu_G = 1-\left[(1,75\times2,1)/(4\times0,011\times253,22)+2,1\right] = 0,72$

$*\mu_P = 1-\left[(1,75\times2,1)/(4\times0,011\times291,83)+2,1\right] = 0,75$

h- Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = \frac{1{,}1.I_0}{(1+\lambda_i.\mu_i)} \quad : I_0 = I_G = 36405{,}64cm^4.$$

$$I_{FJ} = \frac{1{,}1\times 36405{,}64}{(1+3{,}74\times 0{,}46)} = 14720{,}70m^4.$$

$$I_{FG} = \frac{1{,}1\times 36405{,}64}{(1+3{,}74\times 0{,}72)} = 10844{,}40cm^4.$$

$$I_{FP} = \frac{1{,}1\times 36405{,}64}{(1+3{,}74\times 0{,}75)} = 10524{,}63cm^4.$$

$$I_{FV} = \frac{1{,}1\times 36405{,}64}{(1+1{,}5\times 0{,}72)} = 19252{,}98cm^4.$$

i- Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:

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

$$.F_{ij} = \frac{4{,}09x(4{,}60)^2\times 10^7}{(10\times 32164{,}2\times 14720{,}70)} = 0{,}18cm.$$

$$-F_{ig} = \frac{9{,}64\times (4{,}60)^2\times 10^7}{(10\times 32164{,}2\times 10844{,}40} = 0{,}58cm.$$

$$F_{ip} = \frac{11{,}11(4{,}60)^2\times 10^7}{(10\times 32164{,}2\times 10524{,}63)} = 0{,}69cm.$$

$$F_{vg} = \frac{9{,}64(4{,}60)^2\times 10^7}{(10\times 10818{,}87\times 19252{,}98)} = 0{,}98cm.$$

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

F_{total} = 0,98-0,18+0,69 -0,58 = 0,91 cm

F_{total}= 0,91cm

F_{adm} = L/500 = 460/500 =0,92 cm.

F_{adm} = 0,92 cm

F_{total}= 0,91 cm < F_{adm} = 0,92 cm ……………………..condition vérifiée