III.1. Calcul des planchers :

III.1.1. Introduction :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Nous avons choisi deux types des planchers: Plancher en corps creux et plancher en dalle pleine en béton armé.

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 les surcharges d'exploitation.
- **Fonction d'isolation:** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages,

Pour notre projet est à usage d'habitation, on adopte un plancher à corps creux qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les entrevous.

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

III.1.2. Dimensionnement des poutrelles :

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

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

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65cm entre axes.

Hauteur du plancher : **h_t=20 cm**soit**(16+4)**

Épaisseur de la dalle de compression : **h_0=4cm**

Largeur de la nervure: **b_0=12cm**

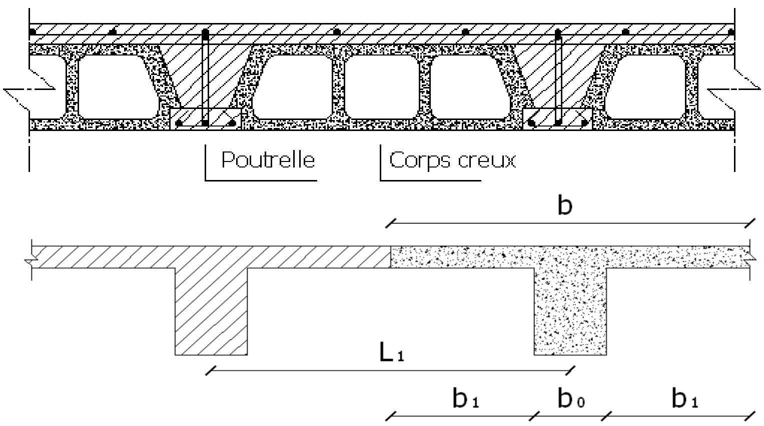


Figure III.1 :Schémad'un plancheràcorpscreux.

III.1.3-Dimensionnement du plancher

- **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 = 4,30 m l_1=65cm

$$b_1=(b-b_0)/2=\min \begin{cases} b_1 \le (b-b_0)/2 \\ b_1 \le L/10 \\ 6h_0 \le b_1 \le 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \min \quad b_1 \le \begin{cases} b_1 \le (65-12)/2=26{,}5cm \\ 430/10=43cm \\ 24 \le b_1 \le 32\ cm \end{cases}$$

On prend: b_1 = 26,5 cm.

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

III.1.4. Méthode de calcul des poutrelles :

1- Planchers étages courants :

Méthode forfaitaire : Le BAEL 91 propose une méthode simplifiée applicable aux planchers courants si les conditions ci-après sont satisfaites.

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

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

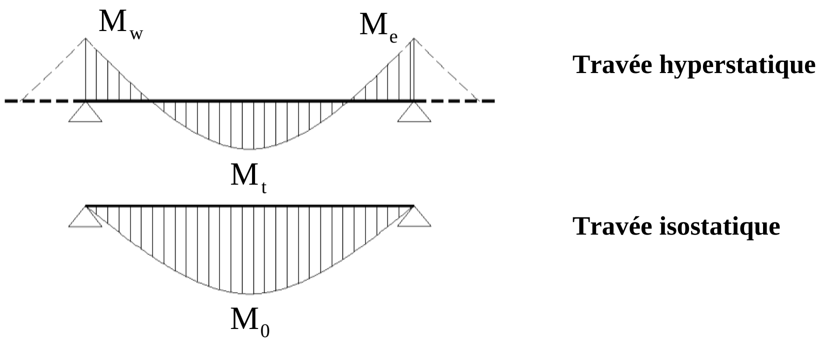
1. La charge d'exploitation $Q \le \max(2G\ ;\ 5kN/m^2)$
2. Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
3. Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0{,}8 \le l_i / l_{i+1} \le 1{,}25$$

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

- **Principe de calcul :**

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis (droit et gauche) en fonction des moments fléchissant 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:

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

M_0 : Le moment maximal isostatique dans la travée indépendante.

Mt : Le moment maximal dans la travée étudiée.

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

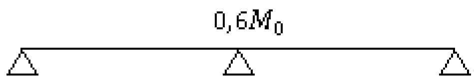
Me : Le moment sur l'appui droit de la travée.

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

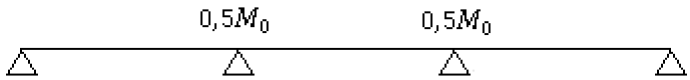
1) Les valeurs des moments aux appuis:

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

- Poutre continue à deux travées :



- Poutre continue à trois travées



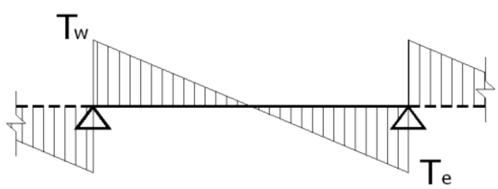
- Poutre continue à plus de quatre travées:

Figure III.2 :Schémas explicatifs (méthode forfaitaire).

2) 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 91/99, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:



- $Tw = Ql/2+(Mw-Me)/l$
- $Te = Ql/2-(Mw-Me)/l$

2-Plancher terrasse :

Méthode des trois moments:

Cette méthode est appliquée pour les poutres hyperstatiques.

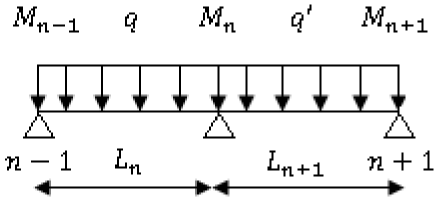


Figure III.3 : Poutre à plusieurs travées.

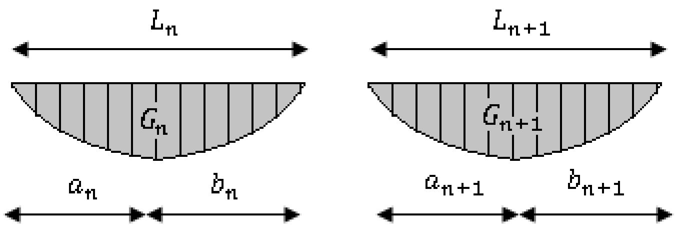
En isolant deux travées adjacentes d'une poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque ; On a un système statistiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système.

Avec :

$M_{n-1}, M_n et M_{n+1}$: Les moments de flexion aux appuis (n-1), (n) et (n+1), Ils supposés positifs.

Suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a : $\theta^{'} = \theta''$.

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



FigureIII.4 :Schéma expliquant la méthode des trois moments .

$G_n et G_{n+1}$: Les centres de gravité des aires des diagrammes des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1} et b_{n+1}$: Les longueurs de part et d'autre du centre de gravité.

$S_n et S_{n+1}$: Les aires des diagrammes des moments pour les travées$L_n et L_{n+1}$.

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

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

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

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

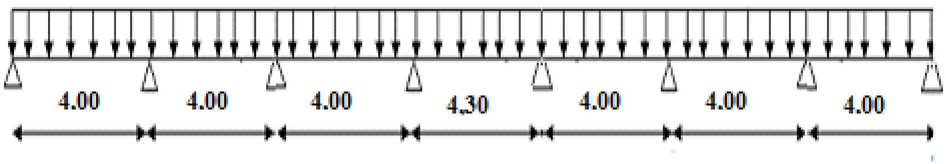
Cette équation est appelée « équation de Clapeyron », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargement

III.1.5. Etude des poutrelles :

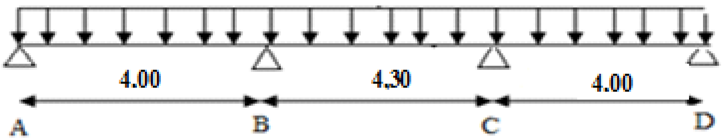
- **Etage courant:**

On a (03) type des poutrelles

Type01 **:**



Type02 :



Type 03:

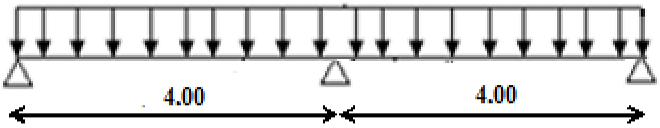


Figure III.5 : Schéma statique des poutrelles d'étage courant

Exemple de calcule :

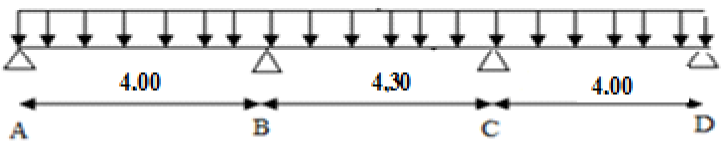


Figure III.6: Schéma d'exemple de calculde la méthode forfaitaire

III.1.5.1. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1- la charge d'exploitation $Q \leq \max$ (2G, 5kN/m²)

Planchers étages courant : G = 5,10 KN/m² ; Q = 1,50 kN/m²

Q = 1,50 KN/m² < 2G = 10,20 kN/m²............................condition vérifiée

2- le rapport entre les travées successives

Tableau III.1 Le rapport entre les travées successives

Travées	A-B	B-C	C-D
Portée	4.00	4.3	4.00
Rapport	0,93	1,07	

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

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

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

Puisque toutes les conditions satisfaites pour les plancher étage courant, la méthode forfaitaire est applicable.

Les charges :

A l'E.L.U :

Plancher courant :

$$\begin{cases} \boldsymbol{G} = 5{,}10x\ 0{,}65 = 3{,}315\ {kN}/{ml} \\ \boldsymbol{Q} = 1{,}5x\ 0{,}65 = 0{,}975\ {kN}/{ml} \end{cases} \begin{cases} Qu = 5{,}94\ {kN}/{ml} \\ Qs = 4{,}29\ {kN}/{ml} \end{cases}$$

Calcul dessollicitations: plancher étage courant (ELU):

q_u = 5,94 kN/ml

1. **Calcul des moments isostatiquessur travées :**

$$TravéeAB:\ M = {q_u L^2}/{8} = 11.88\ kN.m$$

$$TravéeBC:\ M = {q_u L^2}/{8} = 13.72kN.m$$

2. **Calcul des moments sur appuis :**

$$MA = MD = 0{,}2M_{0^{AB}} = 2.38kN.m$$

$$MB = 0.5Max\ (M_{0^{AB}}, M_{0^{BC}}) = 0.5\ \ M_{0^{BC}} = 6.86\ kN.m$$

$$MC = 0.5Max\ (M_{0^{BC}}, M_{0^{CD}}) = 0.5\ \ M_{0^{BC}} = 6.86\ kN.m$$

3. **Calcul des moments en travées :**

- Mt ≥ max [1,05M0 ; (1+0,3α)M_0] - (Mw+Me)/2.
- Mt≥ (1+0,3α) M_0 /2. . . . . cas d'une travée intermédiaire.
- Mt≥ (1,2+0,3α) M_0 /2 . . . . cas d'une travée de rive.

$$\boldsymbol{\alpha} = \frac{\boldsymbol{Q}}{(\boldsymbol{Q}+\boldsymbol{G})} = \boldsymbol{0{,}227}$$

$Mt \geq \max\ [1{,}05M0\ ;\ (1+0{,}3\alpha)M_0] - (Mw+Me)/2$

$.\Rightarrow \text{Mt}\ \geq \max[1{,}05\text{M0}\ ;\ 1.07\text{M0}] - M_W + M_E/2$

$1+0.3\alpha=1.07>1.05$

$$\begin{cases} \mathbf{Mt \geq 1.07M0 - \dfrac{Mw + Me}{2}} \\ \mathbf{\dfrac{1\ +\ 0{,}3\alpha}{2} =\ 0{,}534}(\textbf{travéeintermédiaire}) \\ (\mathbf{1{,}2 + 0{,}3}\boldsymbol{\alpha})/\mathbf{2}\ =\ \mathbf{0{,}634}\ \ (\boldsymbol{travéederive}) \end{cases}$$

1) Travée AB et CD :(travée de rive)

$$\begin{cases} \text{Mt}\ \geq\ 1.07M_{0\ AB} - \dfrac{\text{M}_A + \text{M}_B}{2} = 1.07 * 11.38 - \dfrac{2.38 + 6.86}{2} = 8.09\ kN.m \\ \text{M}_\text{t} \geq 0{,}634\ M_{0\ AB} = 7.48\ \text{KN.m} \end{cases}$$

$$=>\ \ \boldsymbol{M_t = max\{8.09, 7.48\}}$$

Donc: $\boldsymbol{Mt = 8.09kN.m}$

2) Travée BC : (travée intermédiaire)

$$\begin{cases} \text{Mt}\ \geq\ 1.07\text{M}_{BC} - \dfrac{\text{M}_B + \text{M}_C}{2} = 7.82\ kN.m \\ \text{M}_\text{t} \geq 0{,}534\ \text{M}_\text{BC} = 7.27\ \text{KN.m} \\ \Rightarrow \boldsymbol{M_t = max(7.27; 7.82) = 7.82kN.m} \\ \text{Donc: } \boldsymbol{Mt = 7.82kN.m} \end{cases}$$

- ✓ **Efforts tranchants :**

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

$$\begin{cases} \text{Tw} = \dfrac{\text{M}_\text{i} - \text{M}_\text{i+1}}{\text{Li}} + \text{q}_\text{u}\dfrac{\text{Li}}{2} \\ \text{Te} = \dfrac{\text{M}_\text{i} - \text{M}_\text{i+1}}{\text{Li}} - \text{q}_\text{u}\dfrac{\text{Li}}{2} \end{cases} \qquad \text{Avec : } \begin{cases} \text{Tw : effort tranchant a droit} \\ \text{Te : effort tranchant a gauche} \end{cases}$$

Travée (A-B) $\begin{cases} Tw = \dfrac{2.38 - 6.86}{4} + 5{,}94\dfrac{4}{2} = 10.76kN \\ Te = \dfrac{2.38 - 6.86}{4} - 5{,}94\dfrac{4}{2} = -13kN \end{cases}$

Travée (B-C) $\begin{cases} Tw = \dfrac{6.86-6.86}{4.3} + 5{,}94\dfrac{4.3}{2} = 12.77kN \\ Te = \dfrac{2.38-6.86}{4.3} - 5{,}94\dfrac{4.3}{2} = -12.77kN \end{cases}$

Travée (C-D) $\begin{cases} Tw = \dfrac{6.86-2.38}{4} + 5{,}94\dfrac{4}{2} = 13kN \\ Te = \dfrac{6.86-2.38}{4} - 5{,}94\dfrac{4}{2} = -10.76kN \end{cases}$

Les diagrammes :

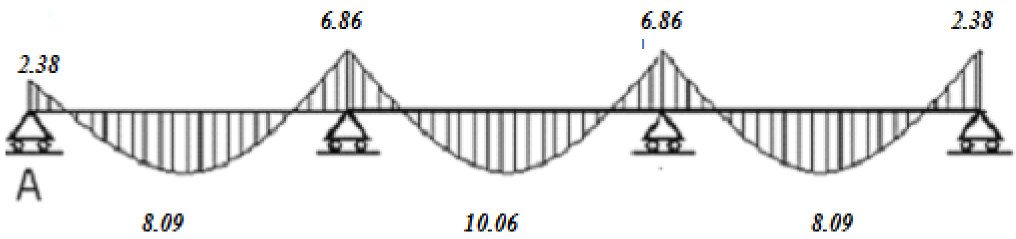
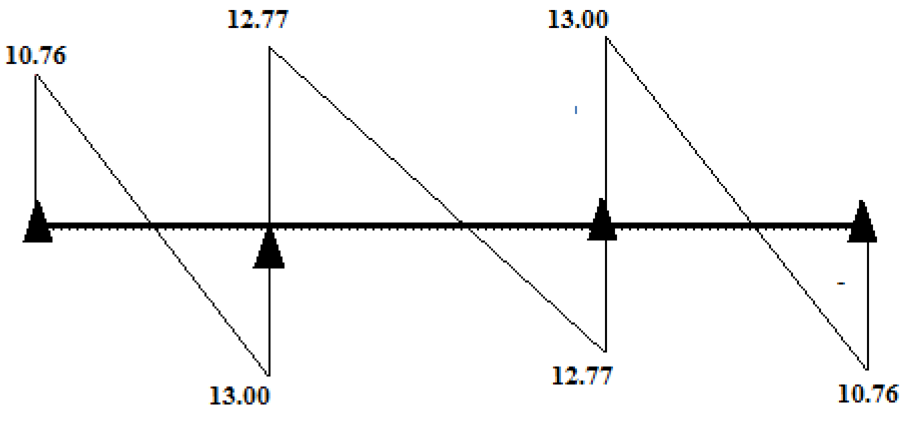


Figure III.7 :Diagramme des moments fléchissants à ELU (kN.m)



FigureIII.8 :Diagramme des effort tranchants à ELU (kN)

A l'ELS :

1. Les moments isostatiques :

$$TravéeAB : M = {}^{qL^2}/_8 = 8.58\ kN.m$$

$$TravéeBC : M = {}^{qL^2}/_8 = 9.91\ kN.m$$

$$TravéeCD : M = {}^{qL^2}/_8 = 8.58\ kN.m$$

2. Les moments sur appuis:

$MA = MD = 0,2\ MAB = 1,716\ kN.m$

$MB = 0.5Max\ (M_{AB}, M_{BC}) = 0.5\ M_{BC} = 4.955\ kN.m$

$MC = 0.5Max(M_{BC}, M_{CD}) = 0.5\ M_{BC} = 4.955kN.m$

3. Les moments en travées :

Travée AB et CD : (travée de rive) :

$$\begin{cases} \mathrm{Mt} \geq 1.07 M_{0\ AB} - \dfrac{\mathrm{M}_A + \mathrm{M}_B}{2} = 1.07 * 8.58 - \dfrac{1.716 + 4.955}{2} = 5.84\ kN.m \\ \mathrm{M_t} \geq 0,634\ M_{0\ AB} = 5.44\ \mathrm{kN.m} \end{cases}$$

$$=> \quad \boldsymbol{M_t = max\{5.84, 5.44\}}$$

Donc: $\boldsymbol{Mt = 5.84kN.m}$

Travée BC : (travée intermédiaire) :

$$\begin{cases} \mathrm{Mt} \geq 1.07 \mathrm{M}_{BC} - \dfrac{\mathrm{M}_B + \mathrm{M}_C}{2} = 5.94kN.m \\ \mathrm{M_t} \geq 0,534\ \mathrm{M_{BC}} = 5.29\ \mathrm{kN.m} \end{cases} \Rightarrow \boldsymbol{M_t = 5.94kN.m}$$

- ✓ **Efforts tranchants :**

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

$$\begin{cases} \mathrm{Tw} = \dfrac{\mathrm{M_i} - \mathrm{M_{i+1}}}{\mathrm{Li}} + \mathrm{q_u} \dfrac{\mathrm{Li}}{2} \\ \mathrm{Te} = \dfrac{\mathrm{M_i} - \mathrm{M_{i+1}}}{\mathrm{Li}} - \mathrm{q_u} \dfrac{\mathrm{Li}}{2} \end{cases} \qquad \text{Avec :} \begin{cases} \text{Tw : effort tranchant a droit} \\ \text{Te : effort tranchant a gauche} \end{cases}$$

Travée (A-B
$$\begin{cases} Tw = \dfrac{1{,}716 - 4{,}955}{4} + 4{,}29\dfrac{4}{2} = 7.77kN \\ Te = \dfrac{1{,}716 - 4{,}955}{4} - 4{,}29\dfrac{4}{2} = -9.39kN \end{cases}$$

Travée (B-C)
$$\begin{cases} Tw = \dfrac{4{,}955 - 4.955}{4.3} + 4{,}29\dfrac{4.3}{2} = 9.22kN \\ Te = \dfrac{4.955 - 4.955}{4.3} - 4{,}29\dfrac{4.3}{2} = -9.22kN \end{cases}$$

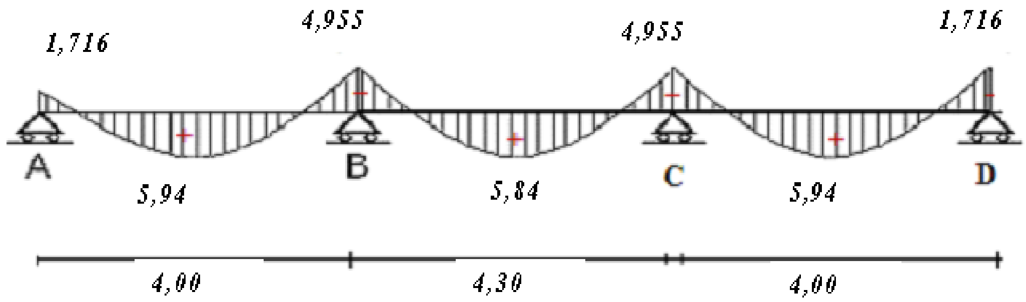


Figure III.9: Diagramme des moments fléchissant ELS (kN.m).

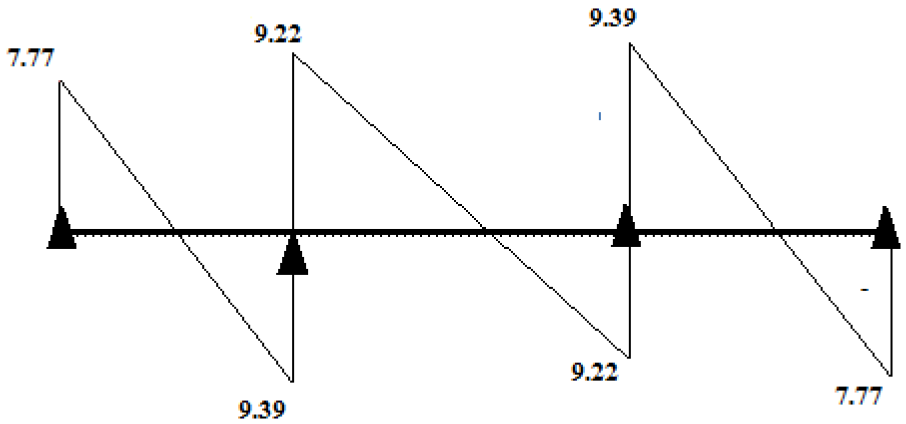


Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants (kN)

Tableaux III.2:Récapitulatif des résultats obtenus aux planchers courants (ELU) :

Type de poutrelles :	Travée	L(m)	ELU				
			Mt	**Mw**	**Me**	**Tw**	**Te**
TYPE (01)	**AB**	**4**	***8.55***	**2.38**	**5.94**	***10.99***	**-12.77**
	BC	**4**	***9.37***	**5.94**	**4.75**	***12.09***	**-9.2**
	CD	**4**	***7.59***	**4.75**	**5.49**	***11.69***	**-12.06**
	DE	**4.3**	***9.33***	**5.49**	**5.49**	***12.68***	**-12.77**
	EF	**4**	***7.59***	**5.49**	**4.75**	***12.06***	**-11.69**
	FG	**4**	***7.36***	**4.75**	**5.49**	***11.58***	**-12.18**
	GH	**4**	***8.55***	**5.94**	**2.38**	***12.77***	**-10.99**

Type de poutrelles :	Travées	L(m)	ELU				
			Mt	**Mw**	**Me**	**Tw**	**Te**
TYPE (02)	**AB**	**4**	***7.96***	**2.38**	**7.13**	***10.69***	**-13.07**
	BC	**4**	***7.96***	**7.13**	**2.38**	***13.07***	**-10.69**

Type de poutrelles :	Travées	L(m)	ELU				
			Mt	***Mw***	***Me***	***Tw***	***Te***
TYPE (03)	***AB***	***4***	***8.09***	***2.38***	***6.86***	***10.76***	**-13**
	BC	***4.3***	***7.82***	***6.86***	***6.86***	***12.77***	**-12.77**
	CD	**4**	***8.09***	**6.86**	**2.38**	***13***	**-10.76**

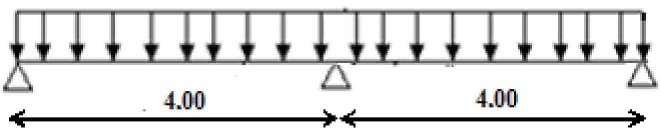
Tableaux III.3:Récapitulatif des résultats obtenus aux planchers courants (ELS) :

Type de poutrelles :	Travée	L(m)	ELS				
			Mt	**Mw**	**Me**	**Tw**	**Te**
TYPE (01)	**AB**	**4**	***6,177***	**1,716**	**4,29**	***9,22***	**-9,22**
	BC	**4**	***5,32***	**4,29**	**3,43**	***8,795***	**-8,365**
	CD	**4**	***5,48***	**3,43**	**3,96**	***8,44***	**-8,71**
	DE	**4.3**	***6,64***	**3,96**	**3,96**	***9,22***	**-9,22**
	EF	**4**	***5,48***	**3,96**	**3,43**	***8,71***	**-8,44**
	FG	**4**	***5,32***	**3,43**	**4,29**	***8,37***	**-8,95**
	GH	**4**	***6,17***	**4,29**	**1,716**	***9,22***	**-7,94**

Type de poutrelles :	Travées	L(m)	ELS				
			Mt	**Mw**	**Me**	**Tw**	**Te**
TYPE (02)	**AB**	**4**	***5,75***	**1,716**	**5,15**	***7,72***	**-6,86**
	BC	**4**	***5,75***	**5,15**	**1,716**	***9,44***	**-7,72**

Type de poutrelles :	Travées	L(m)	ELS				
			Mt	***Mw***	***Me***	***Tw***	***Te***
TYPE (03)	***AB***	***4***	***5,84***	***1,716***	***4,955***	***7,77***	**-9,39**
	BC	***4.3***	***5,94***	***4,955***	***4,955***	***9,39***	**-9,22**
	CD	**4**	***5,84***	**4,955**	**1,716**	***9,22***	**-7,77**

❖ **Etude des poutrelles Plancher terrasse :**

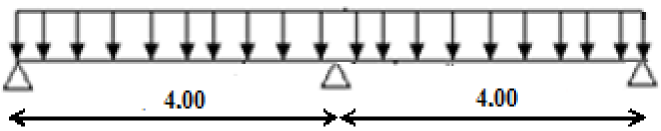


:

Figure III.11 : Schéma statique des poutrelles.

A B C

Exemple de calcul :



Plancher terrasse **:**

G = 6,48 kN/m²

Q = 1,00 kN/m²

$$\begin{cases} G = 6{,}48\ X 0{,}65 = 4{,}212\ {}^{kN}/_{ml} \\ Q = 1\ X\ 0{,}65 = 0{,}65\ {}^{kN}/_{ml} \end{cases} \begin{cases} Qu = 6{,}66\ {}^{kN}/_{ml} \\ Qs = 4{,}862\ {}^{kN}/_{ml} \end{cases}$$

Type (01) : poutrelles à 2travées

Le calcul se fait selon la formule:

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

Avec :

$M_{n-1}, M_n et M_{n+1}$: Les moments de flexion aux appuis (n-1), (n) et (n+1), Ils supposés positifs.

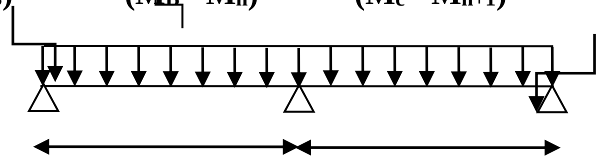
Suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a : $\theta' = \theta''$.

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

Cette équation est appelée « équation de Clapeyron ».Le théorème des trois moments est applicable

Q = 6,66kN.m

(M_A= $M_{n-1=}$ 0,2M_{0AB}) **(M_B= M_n)** **(M_c= M_{n+1})**



L_n=4L_{n+1} =4

Figure III.12: Schéma du cas particulier de la méthode de trois moments

1. **Travée AB :**

$$M_{0AB} = \frac{Ql^2}{8} = 13.32kN.m$$

$$an = bn = \frac{4}{2} = 2m$$

$$Sn = \frac{2}{3}.Ln.M_{0AB}$$

$$\frac{2}{3}4 \times 13.32 = 35.52m^2$$

2) Travée BC :

$$M_{0BC} = \frac{Ql^2}{8} = 13.32kN.m$$

$$an + 1 = bn + 1 = 2m$$

$$Sn + 1 = \frac{2}{3}.Ln + 1.M_{0BC} = \frac{2}{3} \times 4 \times 13.32 = 35.52m^2$$

$$\Rightarrow 4MA + 2(4 + 4)\ MB + 4MC = -6[(35.52 \times 2/4) + (35.52 \times 2/4)]$$

$$MA = -0,2.M0AB = -2.66kN.m$$

$$10.64 + 16MB + 10.64 = -88.8$$

$$16MB + 21.28 = -88.8$$

$$=> MB = -6.88kN.m$$

- **les moments sur appuis sont:**

$$MA = -2.66kN.mMC = -2.66kN.m$$

$$MB = -6.88kN.m$$

- **Les moments en travées :**

$$M_{tAB} = \left[\frac{M_A + M_B}{2}\right] + M_{0AB} = \mathbf{18,09kN.m}$$

$$M_{tBC} = \left[\frac{M_B + M_C}{2}\right] + M_{0BC} = \mathbf{18,09kN.m}$$

Diagramme de (M):

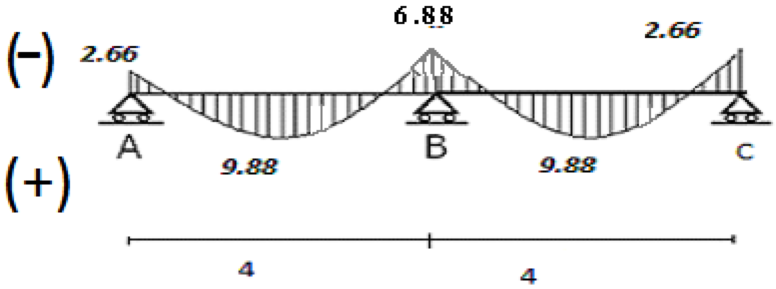


Figure III.13 : Diagramme des moments fléchissant à ELU (kN.m)

Effort tranchant :

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

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

Travée (A-B) $\begin{cases} Tw = \dfrac{2.66 - 6.88}{4.00} + 13.32\dfrac{4.00}{2} = 25.59kN \\ Te = \dfrac{2.26 - 6.88}{4.00} - 13.32\dfrac{4.00}{2} = -27.69kN \end{cases}$

Travée (B-C) $\begin{cases} Tw = \dfrac{6.88 - 2.66}{4.00} + 13.32\dfrac{4.00}{2} = 27.69kN \\ Te = \dfrac{6,88 - 2.66}{4.00} - 13.32\dfrac{4.00}{2} = -25.59kN \end{cases}$

Diagrame de (T) :

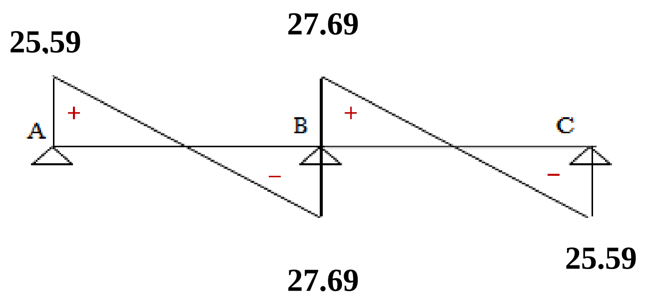
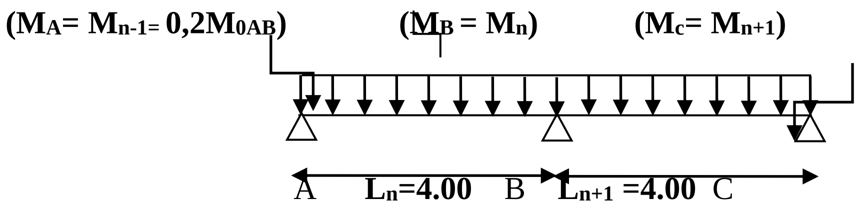


Figure III.14 : Diagramme des efforts tranchants à ELU (kN)

A L'ELS

Q = 4,862



1. Travée AB

$$M_{0AB} = \frac{Ql^2}{8} = \ 9.724kN.m$$

$$an \ = \ bn \ = \ 2m$$

$$Sn = \frac{2}{3}.Ln\ .M_{0AB} = \frac{2}{3} \times 4 \times 9.724 = 25.93m^2$$

2. Travée BC

$$M_{0BC} = \frac{Ql^2}{8} = \ 9.724m^2$$

$$an + 1 \ = \ bn + 1 = 2m$$

$$Sn + 1 = \frac{2}{3}.Ln + 1\ .M_{0BC} \ = \frac{2}{3} \times 4 \times 9.724 = 25.93m^2$$

$$\Rightarrow 4MA + 2(4+4)\ MB + 4MC \ = \ -6[\left(25.93 \times \frac{2}{4}\right) + \left(25.93 \times \frac{2}{4}\right)]$$

$$MA = MC \ = \ -0{,}2.M0AB \ = \ -1{,}94kN.m$$

$$7.76 + 16MB + 7.76 \ \ = -155.58$$

$$16MB \ = -140.06$$

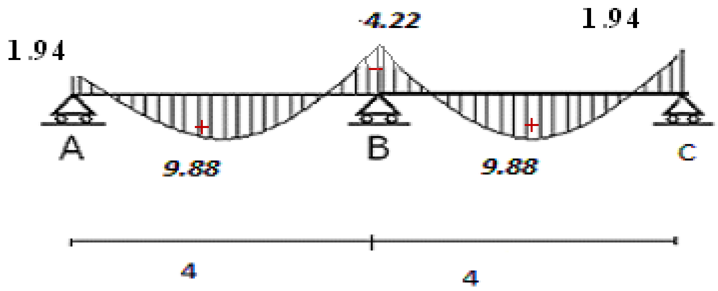
$$=> MB = -8.75\ kN.m$$

- **Les moments en travées :**

$$M_{tAB} = \left[\frac{M_A + M_B}{2}\right] + M_{0AB} = \mathbf{15,07 kN.m}$$

$$M_{tBC} = \left[\frac{M_B + M_C}{2}\right] + M_{0BC} = \mathbf{15,07 kN.m}$$

Diagramme de (M)



FigureIII.15.Diagramme des moments fléchissant à ELS

Efforts tranchants :

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

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

Travée (A-B) $\begin{cases} Tw = \dfrac{1.94 - 8.75}{4.00} + 9.72 \dfrac{4.00}{2} = 17.74 kN \\ Te = \dfrac{1{,}94 - 8.75}{4.00} - 9.72 \dfrac{4.00}{2} = -21.14 kN \end{cases}$

Travée (B-C) $\begin{cases} Tw = \dfrac{8.75 - 1.94}{4.00} + 9.72 \dfrac{4.00}{2} = 21.14 kN \\ Te = \dfrac{8.75 - 1.94}{4.00} - 9.72 \dfrac{4.00}{2} = -17.74 kN \end{cases}$

Diagrame de (T) :

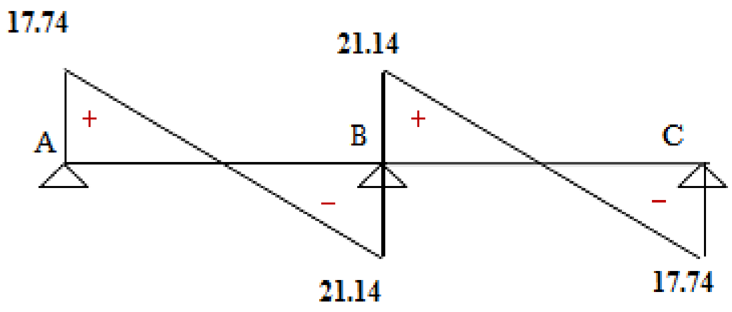


Figure III.16 : Diagramme des efforts tranchants (kN).

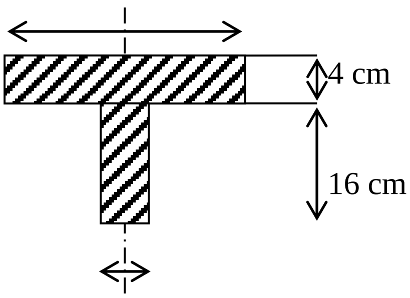
III.2.Calcul du ferraillage des poutrelles :(à l'ELU) :

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:

65cm



12cm

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.2.1.Plancher étage courant

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

- **E.L.U**

$$\begin{cases} \mathbf{Mtravée_{max}} = 9.37\text{kN.m} \\ \mathbf{Mappui_{max}} = 7.13\text{kN.m} \\ \mathbf{T_{max}} = 13.06\text{Kn} \end{cases}$$

III.2.1.1Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

- **En travée** :

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

On calcule le moment équilibré par la table

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

Mtmax =9.37 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 (bxht) = (65 x20) cm² .

M_{tmax} =9,37kN.m

$$\mu = \frac{\text{Mt}}{f_{\text{bc}}.\text{d}^2.\text{b}} = \frac{9.37.10^3}{14{,}17.(18,)^2.65} = 0{,}031 \prec 0{,}392 \rightarrow \text{A's} = 0$$

$$\mu = 0{,}031 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0{,}9845$$

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

$$\text{As} = \frac{\text{Mt}}{\beta.\text{d}.\sigma_S} = \frac{9{,}37.10^3}{0{,}9845.18.348} = 1.52\ \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en Té):

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

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

$$V' = ht - V$$

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

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

$I = 12.(20)^3/3+(65-12).(4)^3/3-[12.20+(65-12).4].(6,25)^2$

$I = 14414,4\ cm^4$

V' = ht-V = 20-6,25 = 13,75 cm

$$A_{min} = \frac{17602{,}62}{0{,}81.20.13{,}75}.\frac{2{,}1}{400} = 0{,}34\ cm^2$$

Donc: As_{cal} =1,52 cm² > A_{min}= 0,34 cm²..............condition vérifiée.

Le choix: **3T10 = 2.35 cm²**

- **Sur appuis:**

Puis le béton tendu est négligé dans le calcul, la section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b_0 x h)

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}.d^2.b_0} = \frac{7.13.10^3}{14{,}17.(18)^2.12} = 0{,}129 \prec 0{,}392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0{,}129 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0{,}9305$$

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

$$As = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{7.13.10^3}{0{,}9305.18.348} = 1{,}22cm^2$$

Condition de non fragilité (section en Té):

$$A_{min} = \frac{I}{0{,}81.ht.V}.\frac{f_{t28}}{fe} = \frac{14414{,}4}{0{,}81.20.6{,}25}.\frac{2{,}1}{400} = 0{,}75\ cm^2$$

Donc: As_{cal} =1,22 cm² > A_{min} = 0,75 cm² ....condition vérifiée.

Le choix: **3T10 = 2.35 cm².**

III.2.1.2.Vérification des contraintes à l' E.L.S :

- **Plancher étage courant :**

$\mathbf{M_{sermax}}$ = 6.177kN.m

- **Position de l'axe neutre :**

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

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

b = 65cm ; η = 15 ; A'= 0 , A = 2,26 cm^2.

32,5.y^2-15.2,26. (d-y) = 0.

32,5.y^2+ 33.8y-610.2 = 0 $\Rightarrow$ y = 3,84cm

y =3,84cm< 4cm $\Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

- **Le moment d'inertie:**

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

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

$$I_G = \frac{65}{3}(3,84)^3 + 15.2,26.(18 - 3,84)^2 = 7116.62 cm^4.$$

III.2.1.3.Calcul des contraintes :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G}.y = \frac{6.117.10^3}{7116.62}.3,84 = 3,32 MPa$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,32 MPa \prec \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa .... \text{condition vérifiée.}$$

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

Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st}

- **Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)**

L'effort tranchant maximal T_{max} =13.06kN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{13,06.10^{-3}}{0,12.0,18} = 0,6 MPa$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\overline{\tau}_u = \min(0,2 f_{c28}/1.5; 5 MPa) = 3,33 MPa.$$

$$\tau_u = 0,6 MPa \prec \overline{\tau}_u = 3,33 MPa .... \text{conition vérifieé}$$

On utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne

III.2.1.5.Les armatures transversales At:

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

$$\Phi_t \le \min(200/35\ ;\ 120/10; 8) = 6 mm.$$

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

Diamètre

- **Calcul des espacements :**

St ≤ min (0,9d ; 40cm)

St ≤ min (16,2 ; 40cm) St ≤ 16,20cm

- **La section des armatures transversales :**

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

k =1 (fissuration non préjudiciable)

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

α=90° $\Rightarrow$ sinα +cosα = 1

fe =325Mpa ; δ_s =1,15

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

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

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

- On calcul la distance"X":

T_{max}=13,06;T_u(h/2)?

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

X= 4,30/2+(7,84-2,61)/6,22.4,3 = 5,76 m

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

X-(h/2)=5,76 -0,1=5,66m

Donc: T_u(h/2) =14,03.5,76/5,66 =14,28kN

T_u(h/2) = 14,28kN

D'où: τ_u(h/2) = (14,28.10^{-3})/(0,12.0,18) = 0,66MPa

τ_u (h/2) = 0,66MPa

$$(*)\Rightarrow\left(\frac{At}{s_t}\right)_{cal}\geq\frac{(0{,}66-0{,}3.1.2{,}1).12}{0{,}9.1.\dfrac{235}{1{,}15}}=0{,}00195cm\text{.........(1)}$$

- **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

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

$$\frac{At\times fe}{b\times s_t}\geq\max\left(\frac{0{,}66}{2};0{,}4\text{ Mpa}\right)=0{,}4\text{ Mpa}$$

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

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

$\Rightarrow$ At ≥0,02.15 = 0,3 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 =15 cm

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

- **Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :.**

T_u = 13,06kN

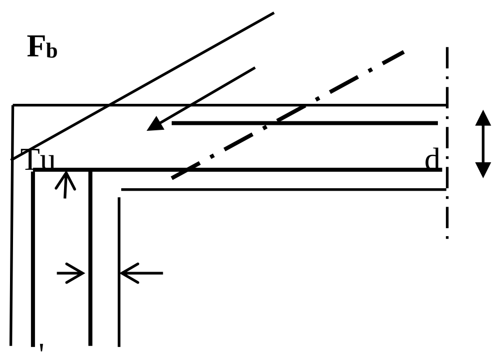
M_{appui} = 7,13kN.m

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{7{,}13}{0{,}9.18.10^{-2}} = 44{,}01\text{kN} > T_u = 13{,}06\text{kN}$$

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

- **Compression de la bille d'about :**

La contrainte de compression dans la biellette est :



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

' 2cm

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

a: la 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 :

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

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

$$\Rightarrow a \geq \frac{2.13{,}06.1{,}5}{0{,}8.12.25.10} = 0{,}016\text{m} = 1{,}75\text{ cm}$$

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

a = min (31cm; 16,2cm) = 16,2 > 1,75 cm………………condition vérifiée.

III.2.1.6.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=13,06KN

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} = 13,06 x10^3/0,9x18x3,14x5x10² = 0,51Mpa

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

τu_{ser} = 0,51Mpa ≤ $\overline{\tau u}_{ser}$ = 3,15 Mpa……………condition vérifiée.

- **Ancrage des armatures tendues :**

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

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

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

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

ϕ : Diamètre d'une barre égale 1cm

L_s = 1.400 /4.2, 835 =35,27 cm.

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre b = 35cm

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que

r = 5,5ø = 5,5.1 = 5,5 cm.

- **Vérification de la flèche :**

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\begin{cases} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}\right) \Rightarrow \left(\frac{20}{430} = 0,0465 > 0,0444\right) \text{........................condit ion vérifi ée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}}\right) \Rightarrow \left(\frac{20}{430} = 0,0465 \succ \frac{6,117}{15.9,92} = 0,0411\right) \text{..conditio n vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e}\right) \Rightarrow \left(\frac{2,26}{12.18} = 0,0104 > \frac{3,6}{400} = 0,009\right) \text{.......condition } \textit{non}\text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque une des trois conditions de la flèche pas satisfaite, donc le calcul de la flèche est nécessaire :

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

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

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

Avec: $Ei=11000(fc_{28})^{1/3}$ =32164,19MPa

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

- **Détermination du centre de gravité :**

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

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

$$y_G = 12,90 \cong 13cm$$

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

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

$$I_g = \frac{65.(13)^3}{3} - \frac{(65 - 12).(13 - 4)^3}{3} + \frac{12.(20 - 13)^3}{3} + 15.2,36.(18 - 13)^2$$

$$I_g = 25385,67 \text{ cm}^4$$

Pour As on a adopter As max 3T10(2,36).

- **Charges prises en comptes :**

1-charge avant mise de revêtement : **j** = 2,85x0, 65 = **1,85 kN/m.**

2-charge après mise de revêtement : **G** = 5,10x0, 65 = **3,315 kN/m**

3-charge total à l'E.L.S : P = (G+Q): **P** = (5,10+1,5) x0, 65 = **4,29 kN/m**

- **Calcul des moments correspondants :**

$\mathbf{M_j = 0,85.J.L^2/8 =}$ 0,85 .1,85. $(4,3)^2/8$ **= 3,63kN.m**

$\mathbf{M_G = 0,85.G.L^2/8 =}$ 0,85.3,315. $(4,3)^2/8$ **= 6,51kN.m**

$\mathbf{M_P = 0,85.P.L^2/8 =}$ 0,85. 4,29$(4,3)^2/8$ **= 8,43kN.m**

- **Calcul des contraintes:**

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A_S.Z} = \frac{3,63.10^3}{2,36.0,9.18} = 94,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_S.Z} = \frac{6,51.10^3}{2,36.0,9.18} = 170,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_S.Z} = \frac{8,43.10^3}{2,36.0,9.18} = 220,05\text{MPa}$$

- **Calcul des coefficients:** $f; \lambda_i ; \lambda_v$

$$f = \frac{A_S}{b_0.d} = \frac{2,36}{12.18} = 0,011$$

$$\lambda_i = \frac{0,05.f_{t28}}{(2+3.b_0/b).f} = \frac{0,05.2,1}{(2+3.12/65).0,011} = 3,74.$$

$$\lambda_V = (2/5).\lambda_i = (2/5).3,74 = 1,496.$$

- **<u>Caltgtcul des coefficients (μ_i) :</u>**

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

$$\mu_j = 1 - \left[(1,75.\times 2,1)/(4 \times 0,011 \times 94,94) + 2,1\right] = 0,42$$

$$\mu_G = 1 - \left[(1,75.\times 2,1)/(4.\times 0,011.\times 170,27) + 2,1\right] = 0,62$$

$$\mu_P = 1 - \left[(1,75.\times 2,1)/(4.\times 0,011.\times 220,04) + 2,1\right] = 0,69$$

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

$$I_{Fi} = \frac{1,1.I_0}{(1+\lambda_i.\mu_i)}; I_0 = I_G = 25385,67cm^4.$$

$$I_{FJ} = \frac{1,1\times 25385,67}{(1+3,74\times 0,42)} = 14026,6 \quad cm^4.$$

$$I_{FG} = \frac{1,1.\times 25385,67}{(1+3,74\times 0,62)} = 9501,9 \quad cm^4.$$

$$I_{FP} = \frac{1,1.\times 25385,67}{(1+3,74\times 0,69)} = 8537,9 \quad cm^4.$$

$$I_{FV} = \frac{1,1\times 25385,67}{(1+1,496\times 0,62)} = 18044,5 \quad cm^4.$$

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

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

$$.F_{ij} = \frac{3,63(4,3)^2.10^7}{(10\times 32164,19 \times 14026,6)} = 0,14cm.$$

$$F_{ig} = \frac{6,51.(4,3)^2.10^7}{(10\times 32164,19 \times 9501,9)} = 0,39cm.$$

$$F_{ip} = \frac{8,43.(4,3)^2.10^7}{(10\times 32164,19 \times 8537,9)} = 0,56cm.$$

$$F_{vg} = \frac{6,51.(4,3)^2.10^7}{(10\times 10818,86 \times 18044,5)} = 0,62cm.$$

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

F_{total}= 0,62-0,14+0,56 -0,39 = 0,65 cm

F_{adm} = L/500 = 430/500 =0,86 cm.**F_{total}= 0,65 cm<F_{adm} = 0,86 cm**………..condition vérifiée

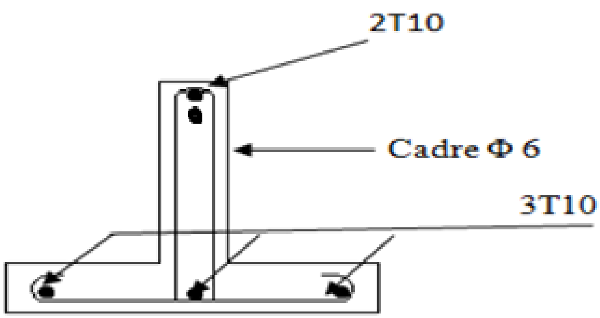


Figure III.17: Disposition constructive des armatures des poutrelles d'étage courant..

III.2.2 Plancher terrasse:

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

$$\text{E.L.U}\begin{cases} Mtravée_{max} = 13.32kN.m \\ Mappui_{max} = 6.88kN.m \\ T_{max} = 27.69kN \end{cases}$$

III.2.2.1.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

$M_{tmax} = 6{,}56$ 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 $M_{tmax} = 6{,}56$ kN.m

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{13{,}32.10^3}{14{,}17.(18)^2.65} = 0{,}045 \prec 0{,}392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0{,}045 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0{,}977$$

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

$$As = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{13{,}32.10^3}{0{,}977.18.348} = 2.17 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (section en Té):**

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

$$A_{min} = \frac{15475{,}55}{0{,}81.20.13{,}75}.\frac{2{,}1}{400} = 0{,}36\, cm^2$$

Donc: As_{cal}=2.17cm²> A_{min}=0,36 cm²..............condition vérifiée.

Le choix: **3T10 = 2.35 cm²**.

❖ **sur appuis:**

M_{app}^{max}=6.88kN.m

la section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b_0xh)=(12x20)cm²

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}.d^2.b_0} = \frac{6.88.10^3}{14,17.(18)^2.12} = 0,12 \prec 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,12 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,936$$

$$As = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{6.88.10^3}{0,936*18*348} = 1,17\ cm^2$$

Condition de non fragilité (section en Té):

$$A_{min} = \frac{I}{0,81.ht.V}.\frac{f_{t28}}{fe} = \frac{15475,55}{0,81.20.6,25}.\frac{2,1}{400} = 0,80\ cm^2$$

Donc: As_{cal}=1,17cm²> A_{min} = 0,80 cm² ....condition vérifiée.

Le choix: **2T10 =1.57cm².**

III.2.2.2.Vérification des contraintes à L'E.L.S :

- **Plancher terrasse**

M_{ser} = 8.75kN.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= 1.57cm^2.

32,5y^2-15*1.57* (d-y) = 0

$\Rightarrow$ y =3,26 cm

y =3,26 cm< 4cm $\Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

- **Le moment d'inertie:**

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

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

$$I_G = \frac{65}{3}(3,26)^3 + 15.1,57.(18 - 3,26)^2 = 5867,3cm^4.$$

III.2.2.3.Calcul des contraintes :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G}.y = \frac{8.75.10^3}{5867,3}.3,26 = 4,86MPa$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,86MPa \prec \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa.............\text{condition vérifiée.}$$

- **Contrainte maximale dans l'acier tendue σ_{st} :**

$$\sigma_{st} = \eta\frac{M_{ser.}(d-y)}{I} = 15\frac{8,75(18-3,26).10^3}{5867.3} = 329,7Mpa.$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(2/3.fe\ ; 110\sqrt{n.f_{tj}})MPa................\text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\sigma_{st} = 329.7MPa \prec \overline{\sigma}_{st} = 266.6MPa....................\text{condition vérifieé}$$

- **Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)**

L'effort tranchant maximal T_{max}=27,69kN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{27,69.10^{-3}}{0,12.0,18} = 1,28MPa$$

Fissuration préjudiciable:

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

$$\tau_u = 1,28MPa \prec \overline{\tau}_u = 2,5MPa.....................\text{conition vérifieé}$$

On utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne

III.2.2.4.Les armatures transversales At:

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

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

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

Diamètre:

- **Calcul des espacements :**

$$\left.\begin{array}{l} St \le \min(0,9d\ ;\ 40cm) \\ St \le \min(16,2\ ;\ 40cm) \end{array}\right\} \quad St \le 16.2cm$$

- **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

$\alpha=90° \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$;fe=235 Mpa ; $\delta_s=1{,}15$

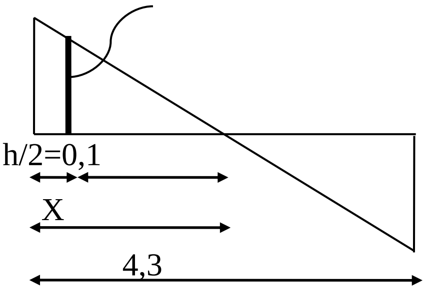
D'où: $\tau_u(h/2) = \dfrac{T_u(h/2)}{b_0.d}$

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

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

- On calcul la distance"X": T_{max}=13,45KN T_u(h/2)?

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



X= 4,30/2+(8,75-1.94)/4.862.4,3 = 2,48 m

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

X-(h/2) = 2,48 -0,1= 2,38 m

Donc: T_u(h/2) =13,45.2,22/2,32 =12,87 kN

T_u (h/2) = 12,87 kN

D'où: τ_u(h/2) = (12,87.10^{-3})/(0,12.0,18)= 0,60 MPa

τ_u (h/2) = 0,60 MPa

$$(*)\Rightarrow \left(\frac{At}{s_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0{,}60-0{,}3.1.2{,}1).12}{0{,}9.1.\dfrac{235}{1{,}15}} = 0{,}002.10^{-3}\,cm.........(1)$$

III.2.2.5.Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

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

$$\left(\frac{At}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0{,}4 \times b_0}{fe} = \frac{0{,}4 \times 12}{235} = 0{,}012\ cm............(2)$$

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

$\Rightarrow$ At $\geq$ 0, 02.15 = 0,306 cm² $\Rightarrow \begin{cases} 2\phi\ 6 = 0{,}56\ cm^2/ml \\ S_t = 15\ cm \end{cases}$

-Zone nodale :

St $\leq$ min (10Φ_L,; 15cm)

St ≤ 10cm

-Zone courante:

St ≤15cm St=15cm

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

- **Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :.**

$T_u = 13,45$ KN

$M_{appui} = 8,93$ kN.m

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{8,75}{0,9.18.10^{-2}} = 55,12kN > T_u = 13,45kN$$

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: longueur d'appui de la biellette

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

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

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

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

$$\Rightarrow a \ge \frac{2.13,45.1,5}{0,8.12.25.10} = 0,017m = 1,70 \text{ cm}$$

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

a = min (31cm; 16,2cm) = 16,2 cm> 1,70 cm………………condition vérifiée.

III.2.2.6.Entraînement des armatures :

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

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

$\tau u_{ser} = 13,45 \text{ x}10^3/0,9\text{x}18\text{x}3,14\text{x}2\text{x}10^2 = 1,32$ Mpa

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

τu_{ser} =1,32 Mpa ≤ $\overline{\tau u}_{ser}$ = 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 = 35cm

Nous somme obligés de courber les armatures de telle sorte que

r = 5,5ø = 5,5.1 =5,5 cm.

- **Vérification de la flèche :**

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}\right) \Rightarrow \left(\frac{20}{430} = 0,0488 > 0,0444\right) \text{..........................condition.vérifiée.}$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}}\right) \Rightarrow \left(\frac{20}{430} = 0,05 \geq \frac{8,75}{15.11,24} = 0,05\right) \text{.....condition vérifiée}$$

Puisque

$$\left(\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e}\right) \Rightarrow \left(\frac{2,35}{12.18} = 0,00727 < \frac{3,6}{400} = 0,009\right) \text{............condition \textit{non} vérifiée}$$

une des trois conditions de la flèche pas satisfaite, donc le calcul de la flèche est nécessaire :

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: $Ei=11000(fc_{28})^{1/3}$ =32164,19MPa

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

- **Détermination du centre de gravité :**

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

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

$$y_G = 12{,}90 \cong 13cm$$

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

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

$$I_g = \frac{65.(13)^3}{3} - \frac{(65-12).(13-4)^3}{3} + \frac{12.(20-13)^3}{3} + 15.2{,}36.(18-13)^2$$

$$I_g = 25385{,}67\ cm^4$$

Pour As on a adopter As =2,36 cm².

- **Charges prises en comptes :**

1-charge avant mise de revêtement : **j** = 2,85x0, 65 = **1,85 kN/m.**

2-charge après mise de revêtement : **G** = 6,48x0, 65 = **4,212kN/m**

3-charge total à l'E.L.S : P = (G+Q): **P** = (6,48+1) x0, 65 = **4,86kN/m**

- **Calcul des moments correspondants :**

M_j = 0,85.J.L²/8 = 0,85 .1,85. $(4,3)^2/8$ **= 3,63kN.m**

M_G = 0,85.G.L²/8 = 0,85.4,21. $(4,3)^2/8$ **= 8,27 kN.m**

M_P = 0,85.P.L²/8 = 0,85. 4,86 $(4,3)^2/8$ **=9,55 kN.m**

- **<u>Calcul des contraintes:</u>**

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A_S.Z} = \frac{3{,}63.10^3}{2{,}36.0{,}9.18} = 94{,}94\ MPa$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_S.Z} = \frac{8{,}27.10^3}{2{,}36.0{,}9.18} = 216{,}3\ MPa$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_S.Z} = \frac{9{,}55.10^3}{2{,}36.0{,}9.18} = 249{,}79\ MPa$$

- **Calcul des coefficients:** $f; \lambda_i; \lambda_v$

$$f = \frac{A_S}{b_0.d} = \frac{2{,}36}{12.18} = 0{,}011$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05.f_{t28}}{(2+3.b_0/b).f} = \frac{0{,}05.2{,}1}{(2+3.12/65).0{,}011} = 3{,}74.$$

$$\lambda_V = (2/5).\lambda_i = (2/5).3{,}74 = 1{,}496.$$

- **Calcul des coefficients (μ_i) :**

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

$$\mu_j = 1 - \left[(1{,}75.\times 2{,}1)/(4\times 0{,}011\times 94{,}94) + 2{,}1\right] = 0{,}42$$

$$\mu_G = 1 - \left[(1{,}75.\times 2{,}1)/(4.\times 0{,}011.\times 216{,}3) + 2{,}1\right] = 0{,}7$$

$$\mu_P = 1 - \left[(1{,}75.\times 2{,}1)/(4.\times 0{,}011.\times 249{,}79) + 2{,}1\right] = 0{,}72$$

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

$$I_{Fi} = \frac{1{,}1.I_0}{(1+\lambda_i.\mu_i)}; I_0 = I_G = 25385{,}67\text{cm}^4.$$

$$I_{FJ} = \frac{1{,}1\times 25385{,}67}{(1+3{,}74\times 0{,}42)} = 14026{,}6 \quad \text{cm}^4.$$

$$I_{FG} = \frac{1{,}1.\times 25385{,}67}{(1+3{,}74\times 0{,}7)} = 8415{,}98 \quad \text{cm}^4.$$

$$I_{FP} = \frac{1{,}1.\times 25385{,}67}{(1+3{,}74\times 0{,}72)} = 8182{,}2 \quad \text{cm}^4.$$

$$I_{FV} = \frac{1{,}1\times 25385{,}67}{(1+1{,}496\times 0{,}7)} = 15982{,}2 \quad \text{cm}^4.$$

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

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

$$.F_{ij} = \frac{3{,}63.(4{,}3)^2.10^7}{(10\times 32164{,}19 \times 14026{,}6)} = 0{,}014\text{cm}.$$

$$F_{ig} = \frac{8{,}27.(4{,}3)^2.10^7}{(10\times 32164{,}19 \times 8415{,}98)} = 0{,}56\text{cm}.$$

$$F_{ip} = \frac{9{,}55.(4{,}3)^2.10^7}{(10\times 32164{,}19 \times 8182{,}2)} = 0{,}67\text{cm}.$$

$$F_{vg} = \frac{8{,}27.(4{,}3)^2.10^7}{(10\times 10818{,}86 \times 15982{,}2)} = 0{,}88\text{cm}.$$

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

F_{total}= 0,88-0,14+0,67 -0,56 = 0,85cm

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

F_{total}= 0,85 cm<F_{adm} = 0,86 cm ……………………..condition vérifiée.

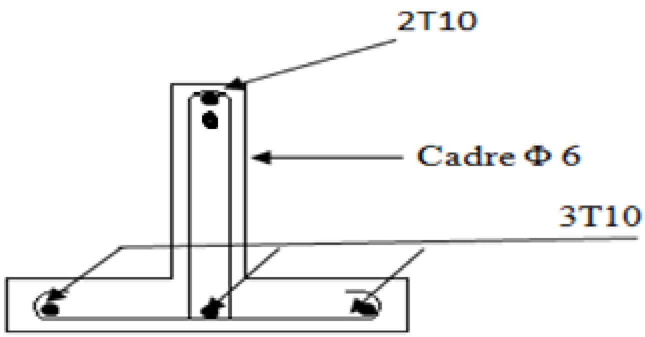


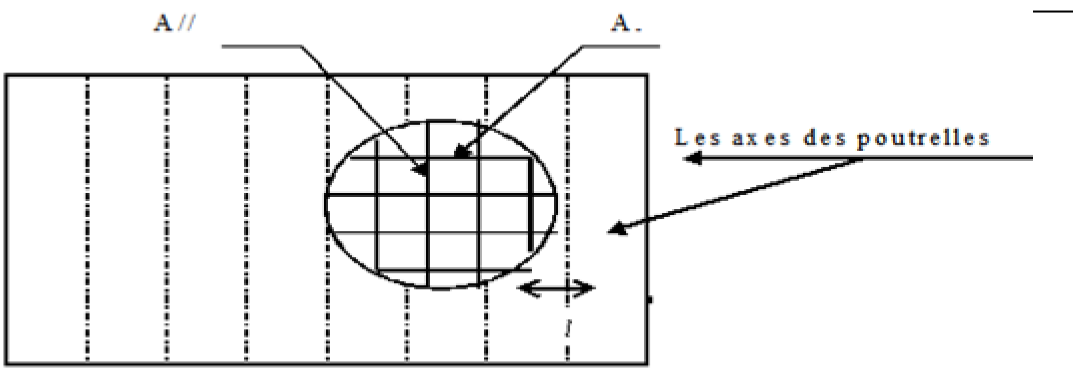
Figure III.18 : Disposition constructive des armatures des poutrelles du plancher terrasse

III.3.Calcul du ferraillage de la dalle de compression :

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

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

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



FigureIII.19 : Section minimale des armatures perpendiculaires 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

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

$L = 0{,}60$ m

$Fe = 235$ Mpa

$50cm \leq l = 60\ cm \leq 80\ cm \rightarrow A_{\perp} \geq 4x60/235 = 1{,}12\ cm^2/ml$

On prend $A_{\perp} = 5\phi 8 = 2{,}51\ cm^2/ml$

$A_{/\!/} \geq 2{,}51/2 = 1{,}12\ cm^2/ml$ on prend $A_{/\!/} = 5\phi 8 = 2{,}51\ cm^2/ml$

On prend un quadrillage de section $5\phi 8$ avec un espacement de 20 cm