

### IV.1-Introduction :

Le plancher est un élément de contreventement horizontale, soit en corps creuse, soit en dalle plains.

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent principalement 3 fonctions :

La résistance : ils doivent supporter leurs poids propre et les surcharges d'exploitations appliquées sur eux et les transmettre aux éléments porteurs (poteaux ; murs, voile), rigidifier la structure et participer à la résistance (répartition des efforts horizontaux)

L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. (en particulier pour les locaux situés sous la terrasse ou ceux situés sur vide sanitaire)

Economie : dans le coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment uncoffrage perdu).

On peut distinguer deux grandes classes de planchers ; les planchers coulés sur place « dits traditionnels » ou bien planchers préfabriqués, la préfabrication pouvant être totale ou partielle.

La structure étudiée constitué de planchers à corps creuse constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis l'ensemble recouverts par une dalle de compression en béton légèrement armé ; les poutrelles sont des poutres de section en T et disposées suivant la petite portée perpendiculaire aux poutres principales, et elles travaillent dans une seule direction.

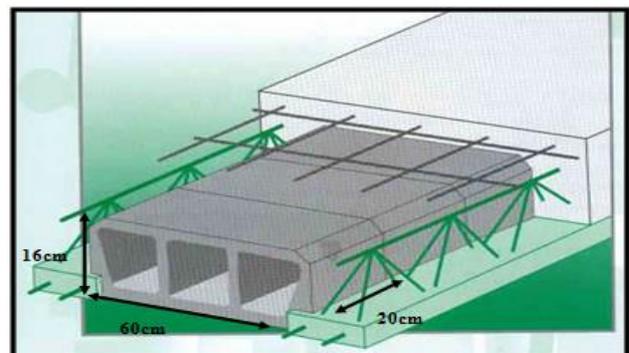
D'après le pré dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 20 et de 21 cm de hauteur dont :

Hauteur du corps creux = 16 cm

Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm ; 5cm

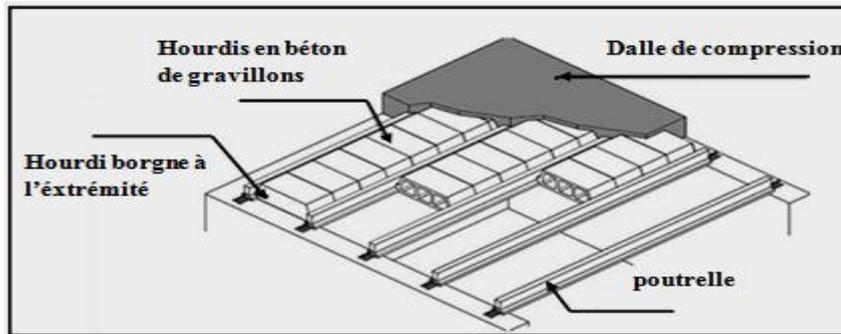
IV-2.Composition du plancher : le plancher est composé de corps creux, des poutrelles, et d'une dalle en béton armé de faible épaisseur

**1-Corps creux** : généralement en béton sont disposée entre les poutrelles et servent du coffrage à la dalle coulée sur toute la surface du plancher



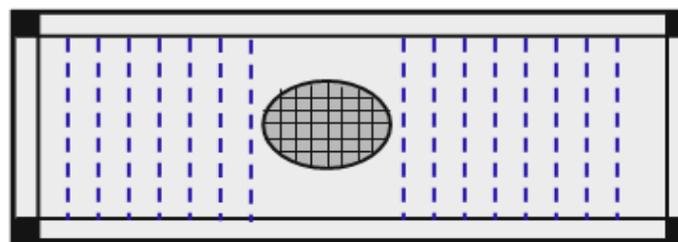
**Figure IV.1.dimension de cours creux**

**2-les poutrelles :** en béton armé coulée sur place ou préfabriquée ont la forme en T inversé les armatures sont entièrement enrobées de béton sont disposés perpendiculaires aux sens porteur et espacées de 65 cm et sur les quelles vient s'appuyer l'ourdis



**Figure IV.2. Détail d'un plancher en corps creux**

**3-la dalle de compression :** armé d'un simple quadrillage d'armature de compression (treillis soudés), et le role de ce dernier est de transmettre les charge ; évités les fissure en béton.



**Figure IV.3. La dalle de compression**

**IV-3.Calcul du plancher à corps creux :**

**IV-3.1.Pré dimensionnement des poutrelles :**

➤ **BLOCS ANGLE :**

Le calcul de la largeur (b) se fait à partir de la condition suivant :  $B = 2b_1 + b_0$ ..... (1)

$$b_1 = \frac{(B - b_0)}{2} = \min(b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} ; b_1 \leq \frac{L}{10} ; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0)$$

Avec :  $L = 4.65m$  ;  $l_1 = 0.65m$  ;  $l_0 = 2 \times b_1$

$h_t$  : la hauteur de la nervure ..... (16 + 5)cm

$h_0$  : la hauteur de la dalle de compression.....5cm

$b_0$  : la largeur de la nervure .....  $b_0 = 12cm$

$l_0$  : La distance entre axes des nervures.....  $l_0 = 2 \times b_1 = 24cm$

$L$  : la longueur max.....  $L = 4.60m$

$B$  : largeur de la poutrelle.....  $B = 2b_1 + b_0$

$l_1$  : la longueur entre axe du poutrelle.....  $l_1 = 0.65m$

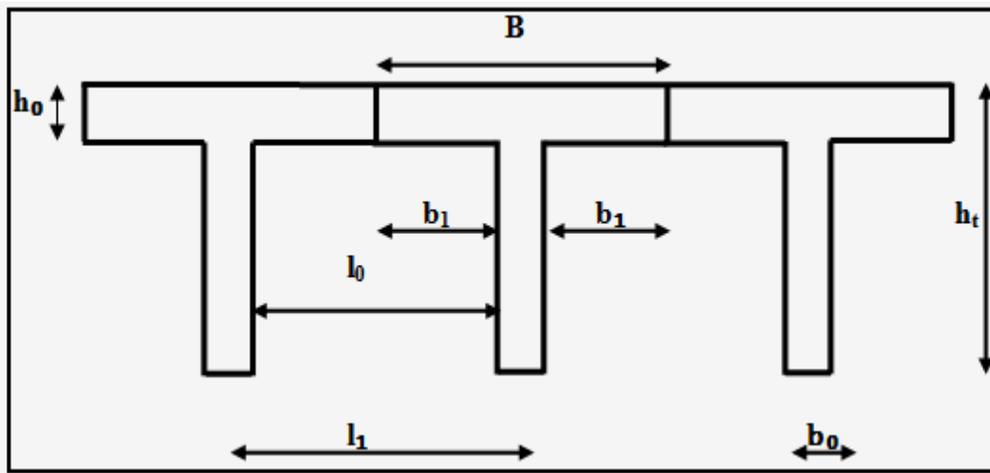


Figure IV.4. Schéma explicatif du poutrelle

Pour la largeur de la nervure on va prendre  $b_o = 12\text{ cm}$

Selon le B.A.E.L 83

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{l_1 - b_o}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_o \leq b_1 \leq 8h_o \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} \\ b_1 \leq \frac{460}{10} \\ 6 \times 4 \leq b_1 \leq 8 \times 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq 26.5\text{cm} \\ b_1 \leq 46\text{cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{cases}$$

$b_1 = \min(26.5 ; 46 ; 32)$  On prendra donc  $b_1 = 26.5\text{ cm}$ .

De (1) on a :  $B = 2b_1 + b_o \rightarrow B = (2 \times 26.5) + 12 = 65\text{cm}$

➤ **BLOCS BARRE :**

$L = 4.60\text{m}$  ;  $l_1 = 0.65\text{m}$  ;  $l_0 = 2 \times b_1$  ;  $h_o = 4\text{cm}$

$b_1 = \min(26.5 ; 46 ; 40)$  On prendra donc  $b_1 = 26.5\text{ cm}$ .

Donc les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes

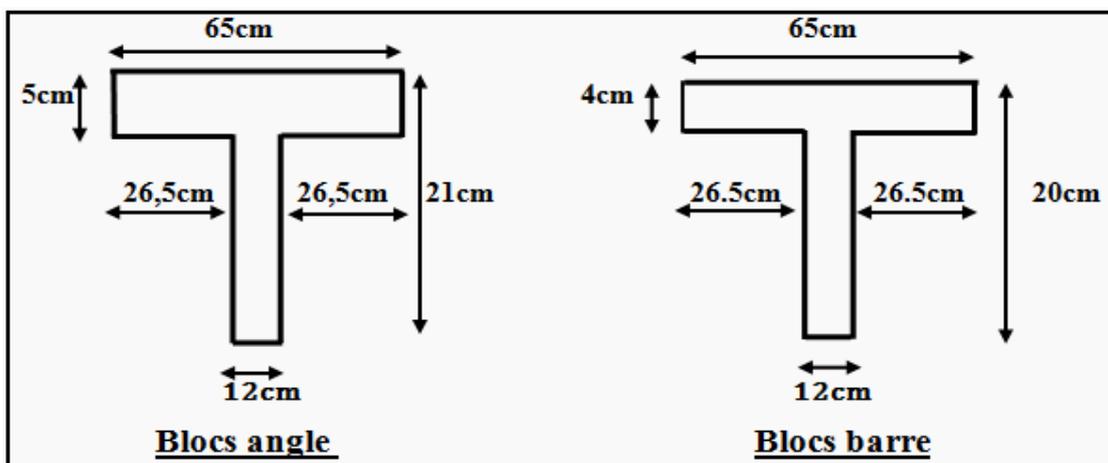


Figure IV.5. Dimension du poutrelle pour les deux blocs

Le calcul des poutrelles se fait en 2 phases (avant et après le coulage de la dalle de compression)

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

### a) 1<sup>ère</sup> phase (avant le collage de la dalle de compression) :

Dans cette phase les poutrelles sont supposées simplement appuyées, elles travaillent isostatiquement et elles sont soumises à leurs poids propre, aux poids des hourdis et une surcharge due à l'ouvrier ( $Q = 1 \text{ kN/m}^2$ ). Ces charges engendrent un moment fléchissant ( $M_0 = \frac{q l^2}{8}$ ), les poutrelles sont incapables de prendre cette sollicitation d'où la nécessité d'un étaieage à mi travée pour diminuer le moment fléchissant.

### b) 2<sup>ème</sup> phase (après le collage de la dalle de compression) :

Après durcissement du béton, la poutrelle forme un corps creux monolithe et continu avec la dalle de compression, elle sera donc sur appuis continus et elle forme un système hyperstatique

## IV-3.2. Evaluation des charges et calcul des combinaisons :

### 1-charge permanente :

-Poids propre de la poutrelle :  $\gamma \times b \times h_0 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/m}$

-Poids propre du corps creux :  $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ kN/m}$

Donc :  $G = 0,74 \text{ kN/m}$

2-surcharge d'exploitation : une surcharge due à l'ouvrier  $q = 1 \text{ kN/m}$

### 3-les combinaisons et les efforts :

le calcul se fait à L.E.L.U et la vérification à L.E.L.S.

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} Q_u = 1,35G + 1,5Q \\ M_u = \frac{Q_u L^2}{8} \\ T_u = \frac{Q_u L}{2} \end{array} \right. ; \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} Q_s = G + Q \\ M_s = \frac{Q_u L^2}{8} \end{array} \right.$$

### 4- ferrailage de la poutrelle :

On a :  $h \left\{ \begin{array}{l} h_0 = 4 \text{ cm blocs barre} \\ h_0 = 5 \text{ cm blocs angle} \end{array} \right. ; d = 0,9 \cdot h_0 \left\{ \begin{array}{l} d = 3,6 \text{ cm blocs barre} ; b_0 = 12 \text{ cm} \\ d = 4,5 \text{ cm blocs angle} ; f_{bu} = 14,17 \text{ MPa} \end{array} \right.$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \mu_r = 0,392$$

Blocs	G KN.m <sup>2</sup>	q KN.m <sup>2</sup>	Q <sub>u</sub> KN/m <sup>2</sup>	Q <sub>s</sub> KN/m <sup>2</sup>	M <sub>u</sub> KN/m	M <sub>s</sub> KN/m	T <sub>u</sub> KN	T <sub>s</sub> KN	μ	μ <sub>r</sub>
Barre	0,74	1	2,49	1,74	6,65	4,60	5,72	4,00	2,98	0,392
Angle	0,77	1	2,53	1,77	6,69	4,68	5,81	4,07	1,94	0,392

**Tableaux IV.1.ferrailage du poutrelle.**

On a :  $\mu > \mu_r$  → ça veut dire que les armatures comprimées sont nécessaire, mais elle est difficiles à mettre en place de par la faible épaisseur de la poutrelle, la solution est de mettre des étaies la poutrelle pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression .

#### IV-4.Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le B.A.E.L 91/99 propose une méthode simplifiée dite « méthode forfaitaire » pour le calcul des moments fléchissant et efforts tranchants concernant les plancher des étages courant, pour le plancher de terrasse on utilise la méthode des trois moments car il ne vérifie pas l'un des 4 conditions de la méthode forfaitaire.

#### IV-4.1.Méthode forfaitaire :

L'application de cette méthode suppose la vérification des conditions suivants :

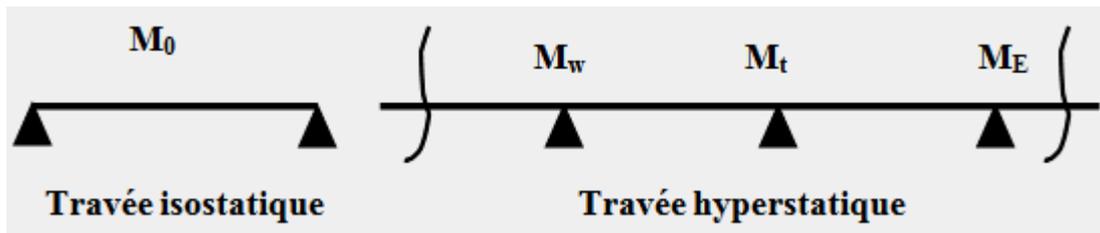
- La surcharge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire  $Q \leq \max(2G ; 5kN/m^2)$  ;
- Les moments d'inertie sont les même dans les différentes travées ;
- Les portés successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

#### IV-4.1.1.Principe du calcul des moments:

Son principe consiste à déterminer des moments sur appuis ( $M_w$  ;  $M_E$ ) et des moments en travée ( $M_t$ ) en fonction du partie fixées approximative de la valeur de la moment fléchissant  $M_0$  dans la travée de référence « travée isostatique indépendante de la même portier que la travée considéré et soumis aux même charge



**Figure IV.6 .Schéma explicatif.**

Avec :

$M_0$  : Moment max de la travée indépendante « référence » ;

$M_t$  : Moment max de la travée étudiée ;

$M_w$  : Moment sur l'appui gauche de la travée ;

$M_e$  : Moment sur l'appui droit de la travée.

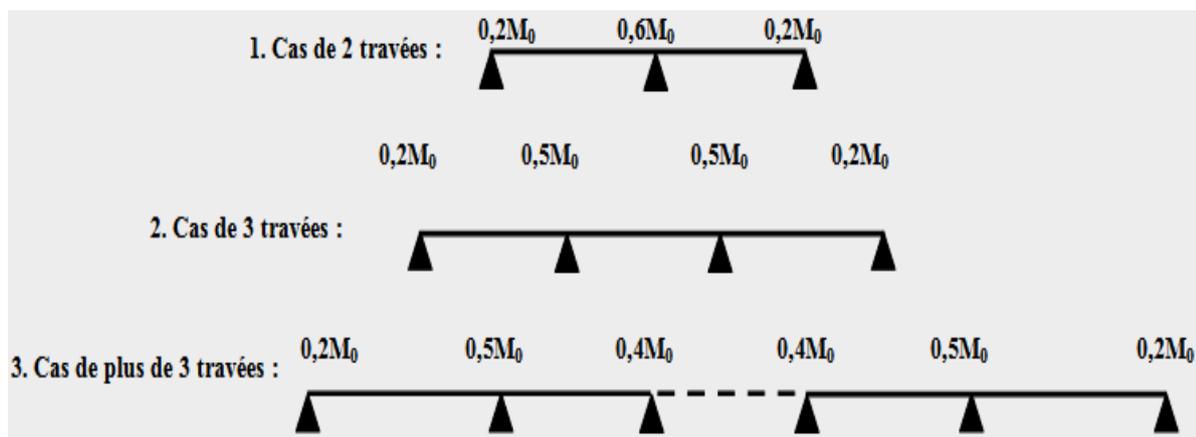
$\alpha$  : Le rapport des charges d'exploitation  $Q$  à la somme des charges permanentes  $G$  et les surcharge d'exploitation  $Q$  :  $\alpha = \frac{G}{G + Q}$

Selon le B.A.E.L. 91 ; les valeurs  $M_t, M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

Travée de rive :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1) M_t \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ 2) \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{travée intermédiaire} \\ M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right) M_0 \quad \text{travée de rive} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :



**Figure IV.7. les moment sur appuis**

#### IV-4.1.2 Principe de calcul de l'effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales le règlement B.A.E.L.91, prévoir que seul l'état limite ultime est vérifié.

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

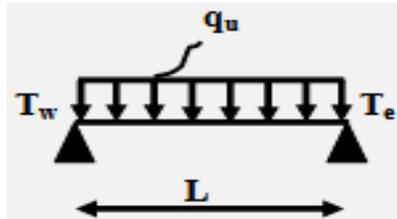


Figure IV.8. Schéma explicatifs du l'effort tranchant

#### IV-4.2 La méthode forfaitaire modifiée :

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

Selon les travées, on distingue deux cas :

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

Il suffit de porter sur l'appui (B) la petite des valeurs admissibles pour le moment sur appuis, soit dans le cas de la figure ci-dessus.  $0,5M_0$  ( $M_0$  correspond à la travée (AB) puis de portée sur l'appui (C) à la petite des valeurs admissibles, c'est-à-dire dans le cas traité  $0,4M_0$  ( $M_0$  correspond au moment isostatique maximal de travée (CD).

Ayant obtenu la ligne de fermeture des moments sur appuis entre B et C, on devra porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de la travée (BC)



Figure IV.9. Schémas explicatif

Les appuis B et C devront avoir une section correspondante au moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus) qui peut être déterminée par la formule suivante :

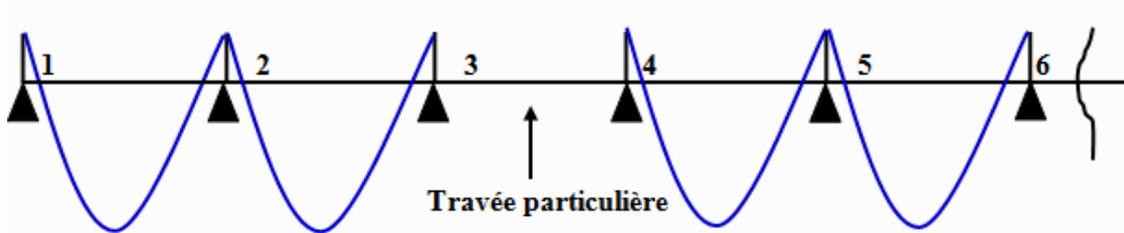
$$M_x = \frac{Q_x(L_{bc} - x)}{2} + M_b \left(1 - \frac{x}{L_{bc}}\right) - M_c \left(\frac{x}{L_{bc}}\right) ; x = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q \times L_{bc}}$$

Les moments en travées des poutrelles (AB) et (BC) sont calculés par la méthode forfaitaire.

La travée (BC) sera armée à la partie inférieure par un moment correspondant à  $0,5M_0$

$M_0$  : Le moment isostatique maximal de la travée (BC).

• **Exemple de calcul :**



On a :

$$M_0^{12} = M_0^{23} = M_0^{45} = M_0^{56} = \frac{QuL^2}{8}$$

$$M_0^{14} = \frac{1,35GL^2}{8}$$

$$M_{a1} = 0,2M^{12}$$

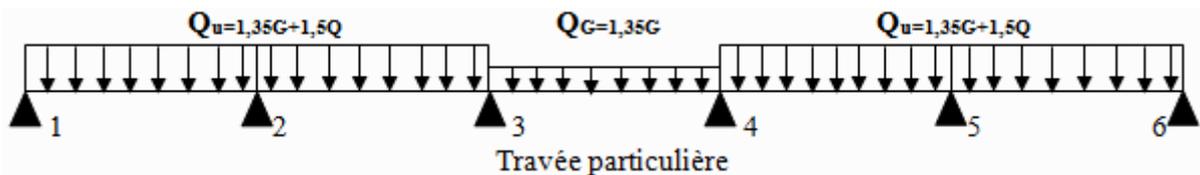
$$M_{a2} = 0,4 \max(M_0^{12}, M_0^{23})$$

$$M_{a3} = 0,5M_0^{23}; M_{a3} = 0,5 M_0^{45}$$

$$M_{a5} = 0,5 \max(M_0^{45}, M_0^{56})$$

**1)-Calcul le moment minialet le moment maximale de la travée particulière :**

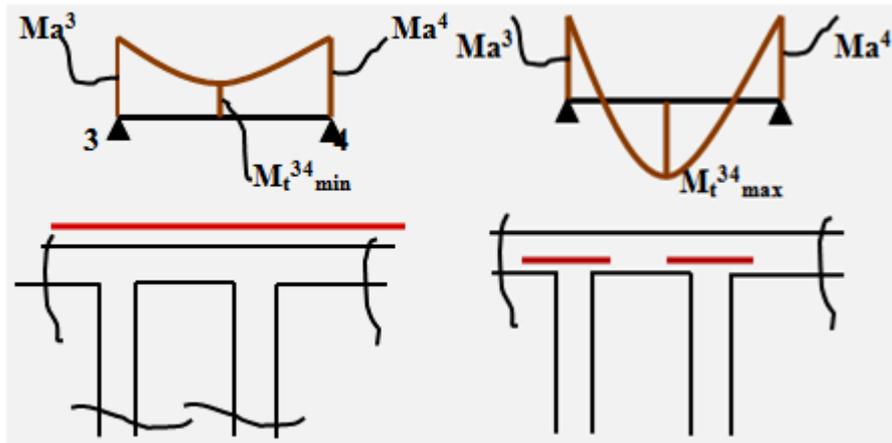
- Pour le recherche du moment  $M_t^{34}$  min, on consider le chargement suivant :



Le moment dans la travée (3-4) peuetre évalué en utilisant l'expression suivante :

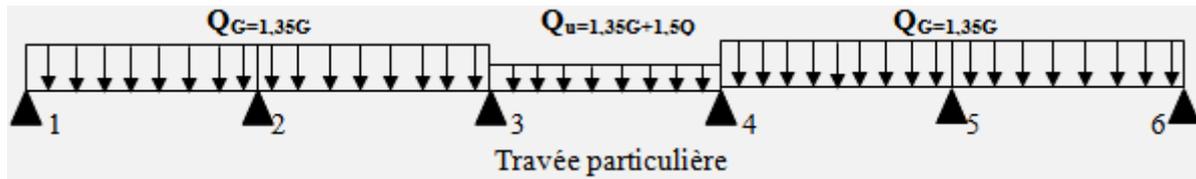
$$M(x) = Q_G \cdot \left(\frac{L-x}{2}\right) + Ma_3 \left(1 - \frac{x}{L}\right) - Ma_4 \cdot \frac{x}{L} \text{ avec } x = \frac{L}{2} + \frac{M_3 - M_4}{Q_G \cdot L}$$

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



**Figure IV.10. Daigramme du moment du potrelle**

- Pour le recherche du moment  $M_t^{34}$  max, on consider le chargement suivant :

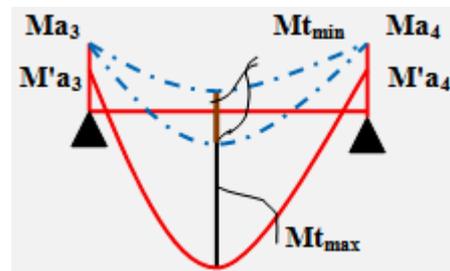


Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant ( $Ma_3$  et  $Ma_4$  en valeur absolue):

$$M(x) = Q_G \cdot \left( \frac{L - x}{2} \right) + M'a_3 \left( 1 - \frac{x}{L} \right) - M'a_4 \cdot \frac{x}{L}$$

Le moment  $M_{t34max}$  est évalué en remplaçant x par la valeur:

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M'a_3 - M'a_4}{Q_t \cdot L}$$



**Figure IV.11. Daigramma du moment max et min**

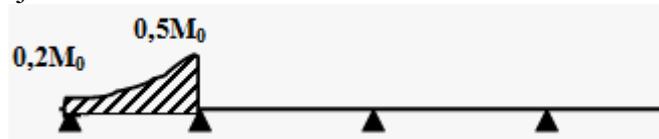
$$M'a_3 = 0,4 \min (M'_{023}, M'_{034}) ; M'a_4 = 0,4 \min (M'_{034}, M'_{045}) ;$$

$$M'_{012} = M'_{023} = M'_{045} = M'_{056} = Q_G \cdot (L)^2 / 8 ; M'_{034} = Q_u \cdot (L)^2 / 8,$$

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

**b) cas d'une travée de rive :**

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



**Figure IV.12. Schémas explicatifs**

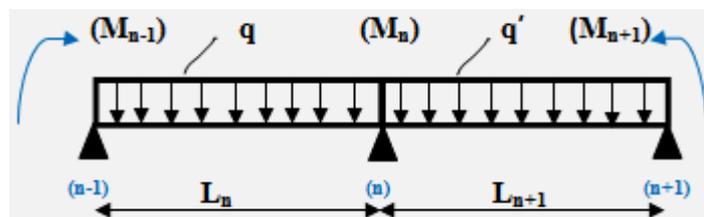
Il suffit de porter sur l'appui (A) la valeur du moment admissible tenu de l'encastrement possible, en (B) ou devra porter la valeur du moment admissible, c'est-à-dire  $0,6M_0$  (BC) s'il y a que deux travées ou  $0,6 M_0$  (BC) s'il a que deux travées au  $0,5M_0$  (BC) s'il existe plus de deux travées, il est alors possible de tracer la ligne de fermeture AB puis de porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de (AB) les prévus en A devront avoir une section correspondante en moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus).

Comme précédemment les armatures inférieures de la travée (AB) devront correspondre au moment  $0,5M_0$  (BC) si la poutrelle est à plus de deux travées et  $0,6 M_0$  (AB) s'il n'y a que deux travées.

**IV-4.3. Méthode des trois moments :**

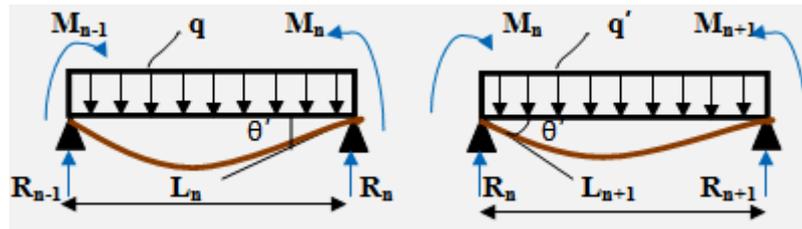
Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis, et si la 4<sup>ème</sup> condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée

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



**Figure IV.13. Schémas explicatifs**

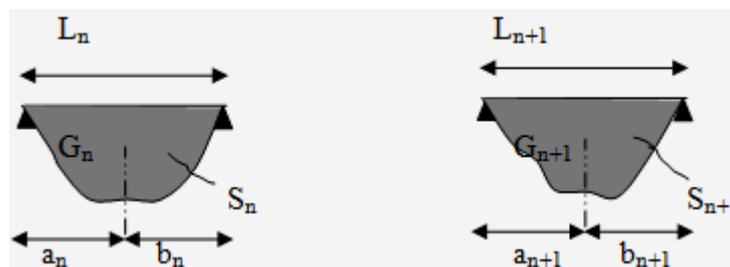
En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque, donc on a un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système



**Figure IV.14. Schéma explicatif**

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

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



**Figure IV.15 Diagramme du moment de la méthode du trois moment**

$G_n$  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 :

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

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

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

**IV-4.4 Méthode de Kaquot :**

Cette méthode est dérivée du théorème des trois moments, mais avec certains ajustements, propre aux poutres en béton armé. Méthode de CAQUOT minorée :

Dans le cas où la méthode forfaitaire ne peut pas être applicable et on a  $Q < 2G$  ou  $Q < 5 \text{ KN/m}^2$ , on applique la méthode de CAQUOT en multipliant la part des moments sur appui provenant des seules charges permanentes par un coefficient variant entre 1 et 2/3. (Généralement on fixe le coefficient multiplicateur par 2/3). On reprend la totalité de G ensuite pour le calcul des moments en travée.

#### IV-4.4 .1.Principe de la Méthode :

La méthode de Caquot consiste à calculer le moment sur chaque appui d'une poutre continue. La poutre continue est assimilée, pour le calcul des moments sur appuis, à une succession de poutres à deux travées de part et d'autre de l'appui étudié.

La méthode de CAQUOT tient compte de cela en remplaçant les portées réelles par des portées fictives  $l'$ .

##### **a)- Hypothèses :**

Pour le calcul des moments sur appui  $M_a$ , on fait les hypothèses suivantes :

-Seules les charges sur les travées voisines de l'appui considéré sont prises en compte,

$$G' = 2/3G$$

-On adopte des longueurs de portées fictives  $l'$ , telles que :

$l' = l$  pour les deux travées de rive,

$l' = 0.8l$  pour les travées intermédiaires

Pour le cas de charges réparties, les moments sur appui intermédiaire sont donnés par :

$$M_{\text{appui}} = - \left( \frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8.5(L'_w + L'_e)} \right)$$

Pour des charges ponctuelles (concentrées), et sous l'action d'une charge concentrée  $P_w$  sur la travée de gauche appliquée à une distance (a) de l'appui, Le moment  $M_{\text{appui}}$  est donné par la formule suivante :

$$M_{\text{appui}}(P_w) = - \frac{k \cdot q_w L'_w{}^2}{L'_w + L'_e} ; \quad k = \frac{x(x-1)(x-2)}{2.125} ; \quad x = \frac{a}{l'}$$

-Pour les calculs des moments en travée  $M_t$  on considère la longueur des portées réelles  $l$  (et non pas  $l'$ ).

$$M_{t_{\text{max}}} = \frac{qL^2}{8} - \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{2qL^2}$$

**b)-Efforts tranchants :** Les efforts tranchants sont calculés en tenant compte des moments sur appuis évalués par la méthode de CAQUOT.

$$V_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L} ; \quad V_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

**IV-5.Calcul des poutrelles :**

-Évaluation des charges :

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

- **Terrasse :  $Q=1\text{KN/m}^2$** 

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{E.L.U: } Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 \\ \text{E.L.S: } Q_{ser} = (G + Q) \times 0,65 \end{array} \right.$$
- **Etage courant:  $Q=1,5\text{KN/m}^2$** 

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{E.L.U: } Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 \\ \text{E.L.S: } Q_{ser} = (G + Q) \times 0,65 \end{array} \right.$$

Blocs		G	Q	G*0.65	Q*0.65	Qu	Qs
		KN/m <sup>2</sup>					
<b>Barre</b>	Plancher terrasse	5.48	1	3.56	0.65	5.78	4.21
	Plancher Etage courant	5.16	1.5	3.35	0.97	6.00	4.32
<b>Angle</b>	Plancher terrasse	5.68	1	3.69	0.65	5.95	4.34
	Plancher Etage courants	5.36	1.5	3.48	0.97	6.16	4.45

Tableaux IV.2. évaluation des charges qui subit les poutrelles

**IV.5.1.Les type du poutrelles :**

**A-blocs barre :**

1)plancher RDC + étage courente :

2)-plancher terrasse :

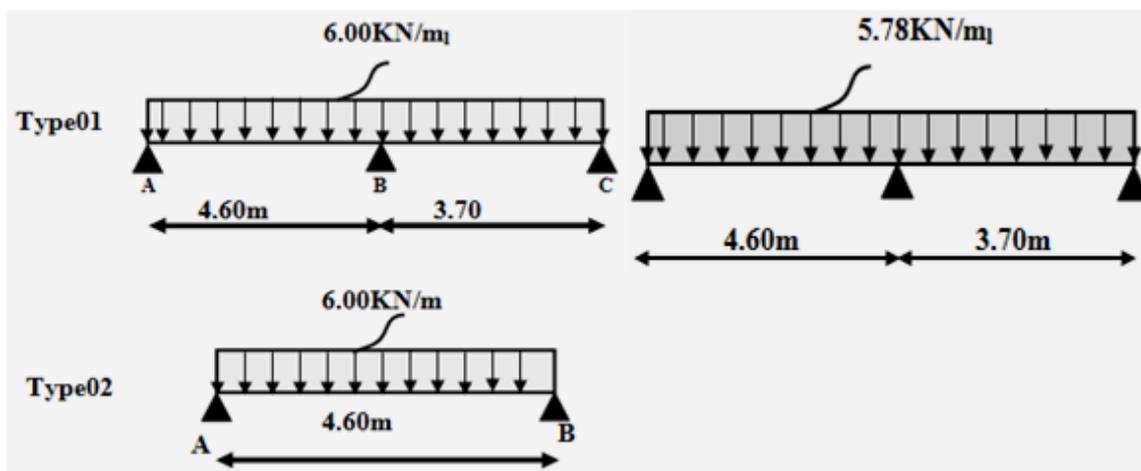


Figure IV.16. Les type du potrelle du blocs barre .

B-blocs angle :

1)-Plancher RDC+étage courant

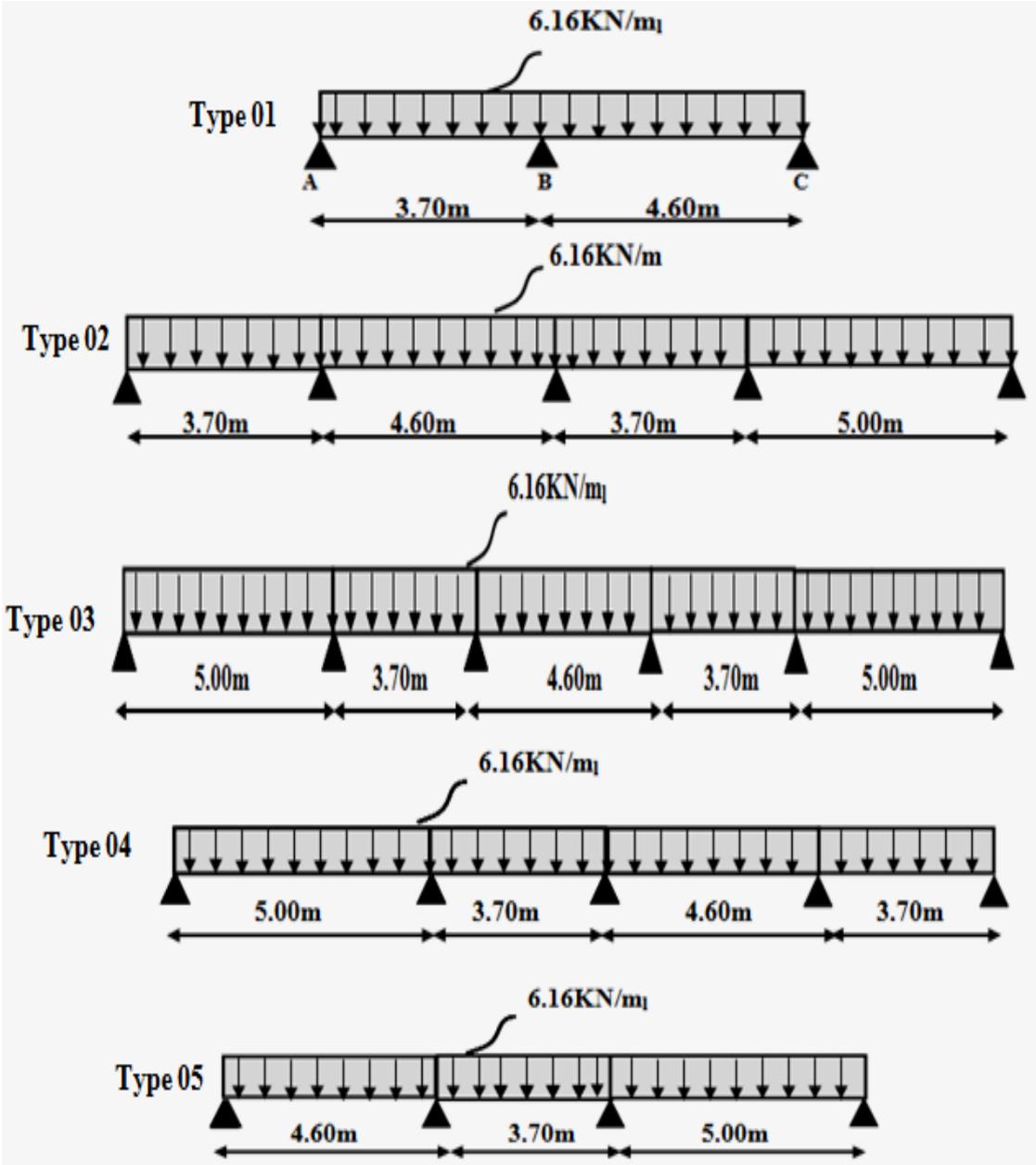


Figure IV.17. Les type du potrelle du blocs angle plancher étage courant

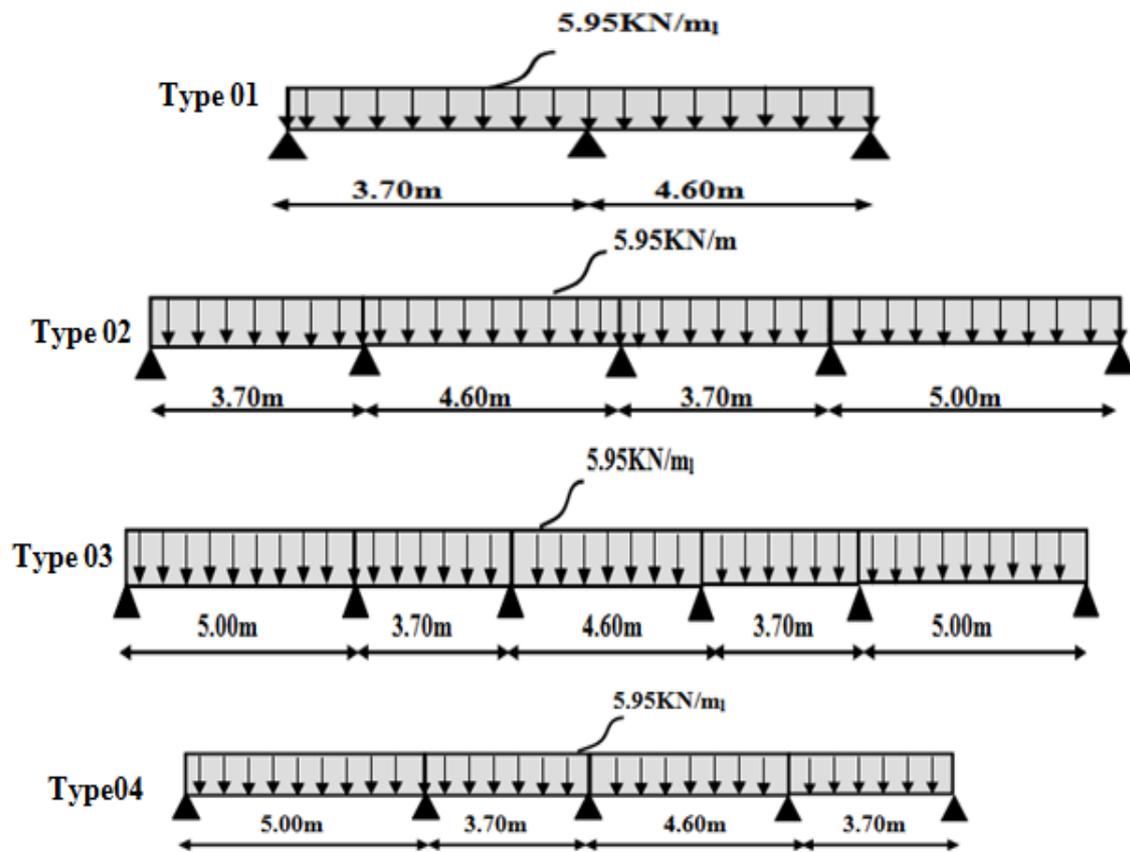
2)Plancher terrasse :

Figure IV.18. les type du potrelle du blocs angle plancher terrasse .

IV-6.férrailage de la poutrelle :IV-6.1Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1-La surcharge d'exploitation :  $Q \leq \max(2G; 5\text{KN/m}^2)$

a-blocs barre :

a.1) plancher étage courant :  $G=5.16\text{KN/m}^2$ ;  $Q= 1.5\text{KN/m}^2$

$$Q = 1,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < 2G = \frac{10,32\text{kN}}{\text{m}^2}; \text{Condition vérifiée.}$$

a.2) plancher terrasse :  $G=5.48\text{KN/m}^2$ ;  $Q= 1\text{KN/m}^2$

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2 < 2G = 10,96\text{kN/m}^2; \text{Condition vérifiée.}$$

b-blocs angle :

b.1-) plancher étage courant :  $G=5.36\text{KN/m}^2$ ;  $Q= 1.5\text{KN/m}^2$

$$Q = 1,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < 2G = \frac{10,72\text{kN}}{\text{m}^2}; \text{Condition vérifiée.}$$

b.2) plancher terrasse ::  $G=5.68\text{KN/m}^2$ ;  $Q= 1\text{KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ kN/m}^2 < 2G = 11.16 \text{ kN/m}^2$ ; Condition vérifiée.

2-Fissuration peu préjudiciable :

2.a) plancher étage courant « blocs barre ; angle ».....fussuration peut préjudiciable.....C.V

2.b) plancher terrasse « blocs barre ; angle »...fussuration préjudiciable ...C.N.V ;donc on applique la méthode du trois moments pour le blocs angle et la methode du caquot pour le blocs barre sur le plancher terrasse.

3- Rapport du longeur successive :  $\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$ ....cette condition n'est pas vérifier por tous les types des étages ; alors on utilise la méthode forfaitaire modifier

4-Poutres à inerties transversales constantes ;..... Condition vérifiée.

➤ La méthode forfaitaire est applicable sur les planchers étage courants

**IV-6.2. calcul de poutrelle du plancher RDC+ étage courant:**

**A).Blocs barre type01 « la méthode forfaitaire »:**

**1)Calcul des sollicitations :**  $Q_u = 6.00 \text{ KN/ml}$ ;  $Q_{ser} = 4.32 \text{ KN/ml}$

$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{5,16 + 1,5} = 0,225$	$1 + 0,3\alpha = 1,063 > 1,05$
	$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,63$ travée de rive
	$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,53$ travée intermediaire

**Tableaux IV.3. les valeurs de coefficient  $\alpha$  de la méthode forfaitaire**

**2)Moment isostatique**

$M_0^{AB} = \frac{Q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{6,16 \times 4,6^2}{8} = 15,87 \text{ KN.m}$

$M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot l_{BC}^2}{8} = \frac{6,16 \times 3,7^2}{8} = 10,26 \text{ KN.m}$

**3)Moment sur appuis:**

$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 15,87 = 3,17 \text{ KN.m}$

$M_B = 0,6 \text{ Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0.6M_0^{AB} = 0,6 \times 15,87 = 9,52 \text{ KN.m}$

$M_C = 0,2M_0^{BC} = 0,2 \times 10,26 = 2,05 \text{ KN.m}$

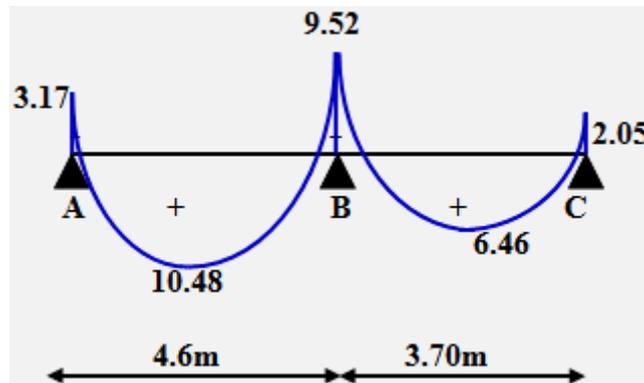
**4)Moments en travée**

**Travée AB :**

$$\left. \begin{aligned} M_T^{AB} &\geq 1,063 \times M_0^{AB} - \frac{3,17+9,52}{2} \geq 10,48 \text{ KN.m} \\ M_T^{AB} &\geq 0,63 \times M_0^{AB} = 9,99 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} M_T^{AB} = 10,48 \text{ KN.m}$$

**Travée BC:**

$$\left. \begin{aligned} M_T^{BC} &\geq 1,063 \times M_0^{BC} - \frac{9,52+2,05}{2} \geq 5,12 \\ M_T^{BC} &\geq 0,57M_0^{BC} \geq 6,46 \end{aligned} \right\} M_T^{BC} \geq 6,46 \text{KN.m}$$



**Figure IV.19. Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]**

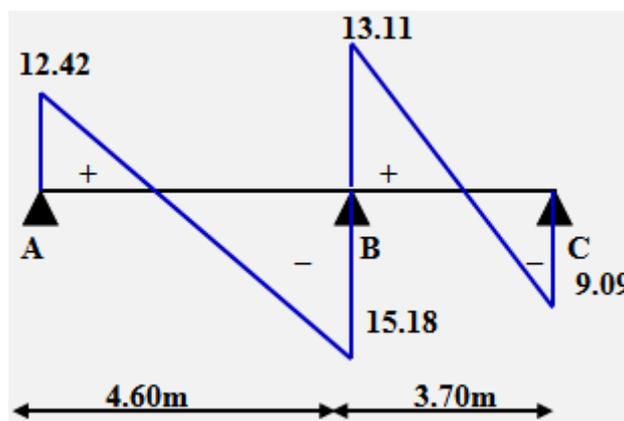
**5).Calcul de l'effort tranchant T :**

-L'effort tranchant est donnée par :

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \\ T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \end{cases}$$

**Travée AB**  $\left\{ \begin{aligned} T_A &= \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{6,00 \times 4,6}{2} + \frac{3,17 - 9,52}{4,6} = 12,42 \text{KN} \\ T_B &= -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{6,00 \times 4,6}{2} + \frac{3,17 - 9,52}{4,6} = -15,18 \text{KN} \end{aligned} \right.$

**Travée BC**  $\left\{ \begin{aligned} T_B &= \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{6,00 \times 3,5}{2} + \frac{9,52 - 2,05}{3,5} = 13,11 \text{KN} \\ T_C &= -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{6,00 \times 3,5}{2} + \frac{9,52 - 2,05}{3,5} = -9,09 \text{KN} \end{aligned} \right.$



**Figure IV.20. Diagramme des efforts tranchant T.[KN]**

**B).Blocs angle type03 « la méthode forfaitaire modifier »:**

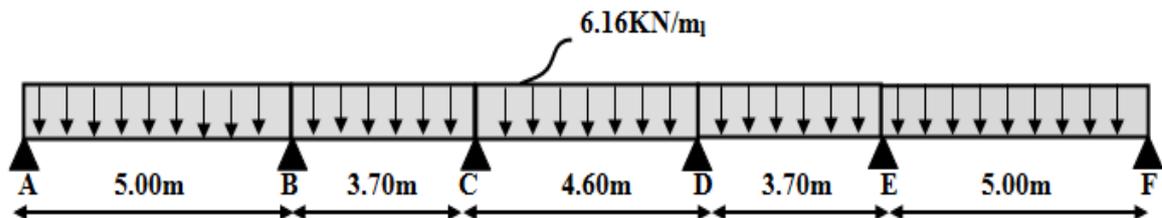
**1)-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

Les conditions 1-2 et 4 sont déjà vérifiées

3-rapport du travée successives.  $\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25] ; \frac{3,70}{5} = 0,74 ; \frac{5}{3,70} = 1,35$  ;Condition non vérifiée.

La méthode forfaitaire modifiée est applicable sur tous les planchers étage courant du blocs.

Types 03 forfaitaire modifier :



**2).Calcul des sollicitations :**

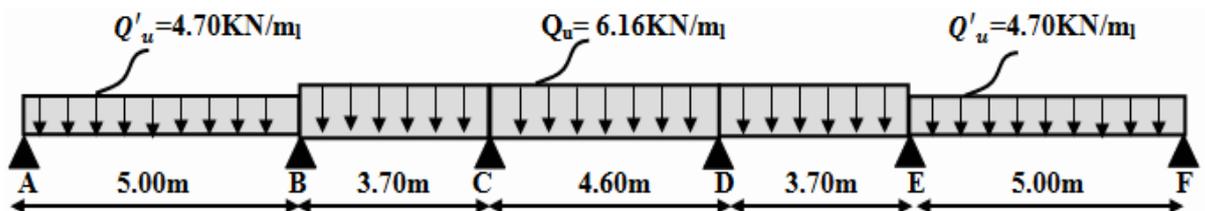
Les travées AB – BC –CD – DE seront calculées avec la méthode forfaitaire, la travée EF ne vérifiant pas la condition du rapport des portées successives qui doit être compris entre 0,8 et 1,25, sera calculée avec la méthode forfaitaire modifiée.

$Q_u = 6,16 \text{ kN/ml}; Q_{ser} = 4,45 \text{ kN/ml}$

$Q'_u = 1,35G = 1,35 \times (5,36 \times 0,65) = 4,70 \text{ kN/ml}$

$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{5,16 + 1,5} = 0,225$	$1 + 0,3\alpha = 1,063 > 1,05$
	$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,63$ travée de rive
	$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,53$ travée intermédiaire

1)



**1.1).Moment isostatique :**

$M_0^{AB} = \frac{Q'_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{4,70 \times 5^2}{8} = 14,68 \text{ kN.m}$

$M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot l_{BC}^2}{8} = \frac{6,16 \times 3,7^2}{8} = 10,54 \text{ kN.m}$

$$M_0^{CD} = \frac{Q_u \cdot l_{CD}^2}{8} = \frac{6,16 \times 4,6^2}{8} = 16,29 \text{KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{Q_u \cdot l_{DE}^2}{8} = \frac{6,16 \times 3,7^2}{8} = 10,54 \text{KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{Q'_u \cdot l_{EF}^2}{8} = \frac{4,70 \times 5,00^2}{8} = 14,68 \text{KN.m}$$

### 1.2).Moment sur appuis:

$$MA = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 14,68 = 2,93 \text{KN.m}$$

$$MB = 0,5 \text{Max} (M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,5M_0^{AB} = 0,5 \times 14,68 = 7,34 \text{KN.m}$$

$$MC = 0,4 \text{Max} (M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 0,4M_0^{CD} = 0,4 \times 16,29 = 6,51 \text{KN.m}$$

$$MD = 0,4 \text{Max} (M_0^{CD}; M_0^{DE}) = 0,4M_0^{CD} = 0,5 \times 16,29 = 6,51 \text{KN.m}$$

$$ME = 0,5 \text{Max} (M_0^{DE}; M_0^{EF}) = 0,5M_0^{EF} = 0,5 \times 14,68 = 7,34 \text{KN.m}$$

$$MF = 0,2M_0^{EF} = 0,2 \times 14,68 = 2,93 \text{KN.m}$$

### 1.3).Moments en travée :

**Travée AB :** « forfaitaire modifier »

$$x = \frac{5}{2} + \frac{2,93 - 7,34}{4,70 \times 5} = 2,31$$

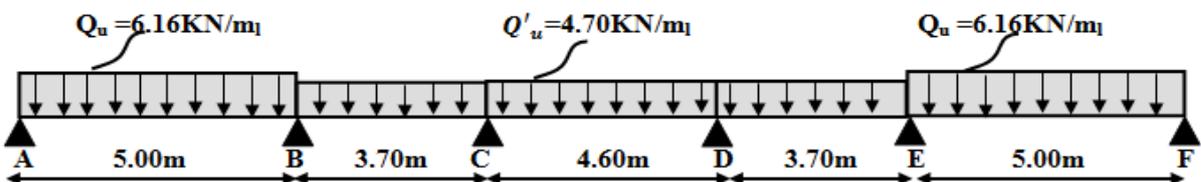
$$M_{tmin}^{AB} = (4,70) \frac{5 - 2,31}{2} + 2,93 \left( \frac{1 - 2,31}{5} \right) - 7,34 \left( \frac{2,31}{5} \right) = 2,16 \text{KN.m}$$

**Travée EF :** « forfaitaire modifier »

$$x = \frac{5}{2} + \frac{7,34 - 2,93}{4,70 \times 5} = 2,68$$

$$M_{tmin}^{EF} = (4,70) \frac{5 - 2,68}{2} + 7,34 \left( \frac{1 - 2,68}{5} \right) - 2,93 \left( \frac{2,68}{5} \right) = 1,42 \text{KN.m}$$

2)



### 2.1).Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = \frac{Q'_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{6,16 \times 5^2}{8} = 19,25 \text{KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot l_{BC}^2}{8} = \frac{4,70 \times 3,7^2}{8} = 8,04 \text{KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{Q_u \cdot l_{CD}^2}{8} = \frac{4,70 \times 4,6^2}{8} = 12,43 \text{KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{Q_u \cdot l_{DE}^2}{8} = \frac{4,70 \times 3,7^2}{8} = 8,04 \text{KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{Q' u \cdot l_{EF}^2}{8} = \frac{6,16 \times 5^2}{8} = 19,25 \text{KN.m}$$

### 2.2).Moment sur appuis:

$$MA = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 19,25 = 3,85 \text{KN.m}$$

$$MB = 0,5 \text{Min} (M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,5M_0^{BC} = 0,5 \times 8,04 = 4,02 \text{KN.m}$$

$$MC = 0,4 \text{Min} (M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 0,4M_0^{BC} = 0,4 \times 8,04 = 3,21 \text{KN.m}$$

$$MD = 0,4 \text{Min} (M_0^{CD}; M_0^{DE}) = 0,4M_0^{DE} = 0,5 \times 8,04 = 3,21 \text{KN.m}$$

$$ME = 0,5 \text{Min} (M_0^{DE}; M_0^{EF}) = 0,5M_0^{DE} = 0,5 \times 8,04 = 4,02 \text{KN.m}$$

$$MF = 0,2M_0^{EF} = 0,2 \times 19,25 = 3,85 \text{KN.m}$$

### 2.3).Les moment en travée :

Travée AB : « forfaitaire modifier »

$$x = \frac{5}{2} + \frac{3,85 - 4,02}{6,16 \times 5} = 2,49$$

$$M_{tmax}^{AB} = (6,16) \frac{5 - 2,49}{2} + 3,85 \left( \frac{1 - 2,49}{5} \right) - 4,02 \left( \frac{2,49}{5} \right) = 4,59 \text{KN.m}$$

Travée EF : « forfaitaire modifier »

$$x = \frac{5}{2} + \frac{4,02 - 3,85}{6,16 \times 5} = 2,50$$

$$M_{tmax}^{EF} = (6,16) \frac{5 - 2,50}{2} + 4,02 \left( \frac{1 - 2,50}{5} \right) - 3,85 \left( \frac{2,50}{5} \right) = 4,58 \text{KN.m}$$

Travée BC:

$$\left. \begin{array}{l} M_t^{BC} \geq 1,063 \times M_0^{BC} - \frac{7,34 - 6,51}{2} \geq 4,28 \\ M_t^{BC} \geq 0,53M_0^{BC} \geq 5,58 \end{array} \right\} M_t^{BC} \geq 5,58 \text{KN.m}$$

Travée CD :

$$\left. \begin{array}{l} M_t^{CD} \geq 1,063M_0^{CD} - \frac{6,51 - 6,51}{2} \geq 10,80 \\ M_t^{CD} \geq 0,53M_0^{CD} \geq 8,63 \end{array} \right\} M_t^{CD} \geq 10,80 \text{KN.m}$$

Travée DE :

$$\left. \begin{array}{l} M_t^{DE} \geq 1,063M_0^{DE} - \frac{6,51 - 7,34}{2} \geq 4,28 \\ M_t^{DE} \geq 0,53M_0^{DE} \geq 5,58 \end{array} \right\} M_t^{DE} \geq 5,58 \text{KN.m}$$

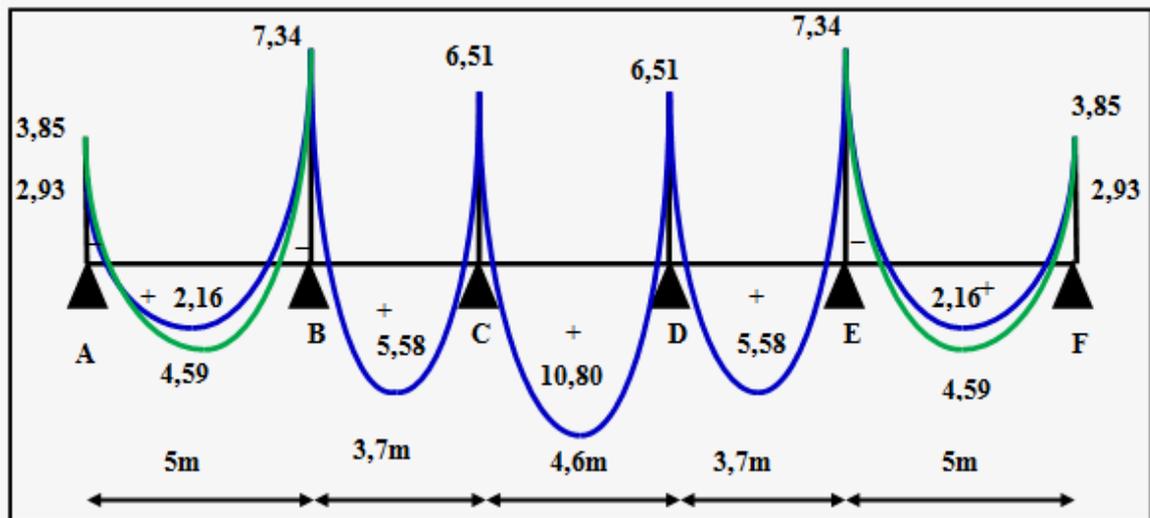


Figure IV.21. Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

3). Calcul de l'effort tranchant  $T$  : L'effort tranchant est donnée par

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \\ T_E = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \end{cases}$$

$$\text{Travée ABmin} \begin{cases} T_A = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{4,70 \times 5}{2} + \frac{2,93 - 7,34}{5} = 10,86 \text{ kN} \\ T_B = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{4,70 \times 5}{2} + \frac{2,93 - 7,34}{5} = -12,63 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée ABmax} \begin{cases} T_A = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{6,16 \times 5}{2} + \frac{3,85 - 4,02}{5} = 15,36 \text{ kN} \\ T_B = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{6,16 \times 5}{2} + \frac{3,85 - 4,02}{5} = -15,43 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} T_B = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{6,16 \times 3,7}{2} + \frac{7,34 - 6,51}{3,7} = 11,62 \text{ kN} \\ T_C = -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{6,16 \times 3,7}{2} + \frac{7,34 - 6,51}{3,7} = -11,17 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD} \begin{cases} T_C = \frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = \frac{6,16 \times 4,6}{2} + \frac{6,51 - 6,51}{4,6} = 14,16 \text{ kN} \\ T_D = -\frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = -\frac{6,16 \times 4,6}{2} + \frac{6,51 - 6,51}{4,6} = -14,16 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée DE} \begin{cases} T_D = \frac{ql_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = \frac{6,16 \times 3,7}{2} + \frac{6,51 - 7,34}{3,7} = 11,17 \text{ kN} \\ T_E = -\frac{ql_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = -\frac{6,16 \times 3,7}{2} + \frac{6,51 - 7,34}{3,7} = -11,62 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée EFmin} \left\{ \begin{aligned} T_E &= \frac{ql_{EF}}{2} + \frac{M_E - M_F}{l_{EF}} = \frac{4,70 \times 5}{2} + \frac{7,34 - 2,93}{5} = 12,63 \text{KN} \\ T_F &= -\frac{ql_{EF}}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = -\frac{4,70 \times 5}{2} + \frac{7,34 - 2,93}{5} = -10,86 \text{KN} \end{aligned} \right.$$

$$\text{Travée EFmax} \left\{ \begin{aligned} T_E &= \frac{ql_{EF}}{2} + \frac{M_E - M_F}{l_{EF}} = \frac{6,16 \times 5}{2} + \frac{4,02 - 3,85}{5} = 15,43 \text{KN} \\ T_F &= -\frac{ql_{EF}}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = -\frac{6,16 \times 5}{2} + \frac{4,02 - 3,85}{5} = -15,36 \text{KN} \end{aligned} \right.$$

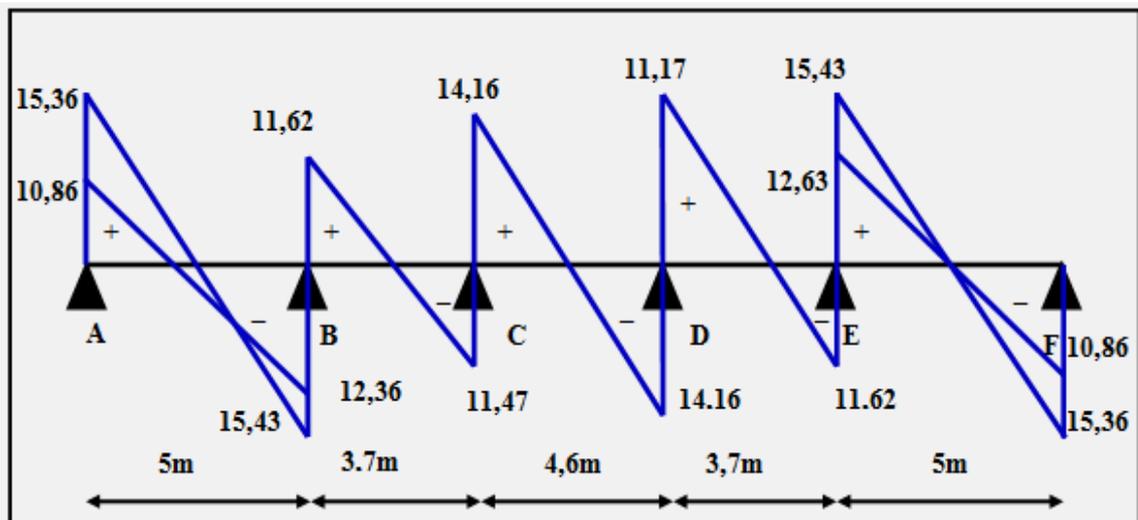


Figure IV.22. Diagramme des efforts tranchant [KN]

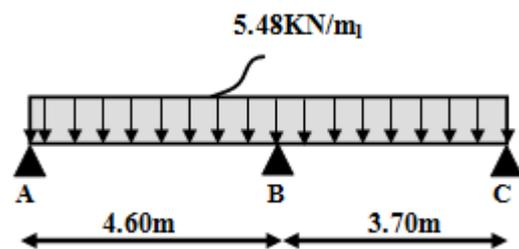
**IV-6.3. calcul de la poutrelle du plancher terrasse :**

**A). Blocs barre type 01 « méthode de caquot »**

**1). Méthode de calcul :**

$$G' = \frac{2}{3}G = \frac{2}{3} \times 5,48 = 3,65 \text{KN.m}^2$$

$$Q_u = (1,35G' + 1,5Q) \times 0,65 \rightarrow ((1,35 \times 3,65) + (1,5 \times 1)) \times 0,65 = 4,17 \text{KN/ml}$$



Les moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = 11,02 \text{KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = 7,13 \text{KN.m}$$

**2).Les moment aux appuis :**

$$L_1 = L = 4,60\text{m} \quad ; \quad L_2 = L = 3,70\text{m} ; M_A = -0.2 M_0^{AB} = 2,20 \text{ KN.m} ; M_C = -0.2 M_0^{BC} = 1,42\text{KN.m}$$

Dans le calcul on suppose que les moment est nulle ;  $M_A = M_C = 0$

$$M_B = \frac{-Qu.Lw'^3 + Qu.Le'^3}{8.5(Lw' + Le')} = \frac{4.17(4.6)^3 + 4.17(3.7)^3}{8.5(4.6 + 3.7)} = -2,75 \text{ KN.m}$$

**3).Les moments en travée:**

$$M_t^{AB} = \frac{Qu.L^2}{8} - \frac{Mw + Me}{2} + \frac{(Mw - Me)^2}{2Qu.L^2} = \frac{4.17x(4.6)^2}{8} - \frac{0 - 2.75}{2} + \frac{(0 + 2.75)^2}{2 \times 4.17 \times (4.6)^2}$$

$$= 12.44\text{KN.m}$$

$$M_t^{BC} = \frac{Qu.L^2}{8} - \frac{Mw + Me}{2} + \frac{(Mw - Me)^2}{2Qu.L^2}$$

$$= \frac{4.17x(3.7)^2}{8} - \frac{-2.75 + 0}{2} + \frac{(-2.75 - 0)^2}{2 \times 4.17 \times (3.7)^2} = 8.57\text{KN.m}$$

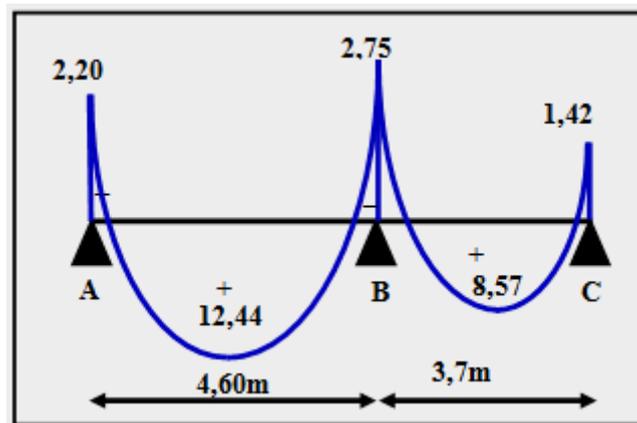


Figure IV.23. Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

**4).L'effort tranchant :**

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} T_w = \frac{M_A + M_B}{l} + Qu \frac{l}{2} = \frac{0 + 2.76}{4.6} + \left(4.17 \times \frac{4.6}{2}\right) = 10,21 \text{ kN} \\ T_e = \frac{M_A - M_B}{l} - Qu \frac{l}{2} = \frac{0 + 2.76}{4.6} - \left(4.17 \times \frac{4.6}{2}\right) = -10,21 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} T_w = \frac{M_B + M_C}{l} + Qu \frac{l}{2} = \frac{-2.76 - 0}{3.7} + \left(4.17 \times \frac{3.7}{2}\right) = 5,86 \text{ kN} \\ T_e = \frac{M_B - M_C}{l} - Qu \frac{l}{2} = \frac{-2.76 - 0}{3.7} - \left(4.17 \times \frac{3.7}{2}\right) = -8,46 \text{ kN} \end{cases}$$

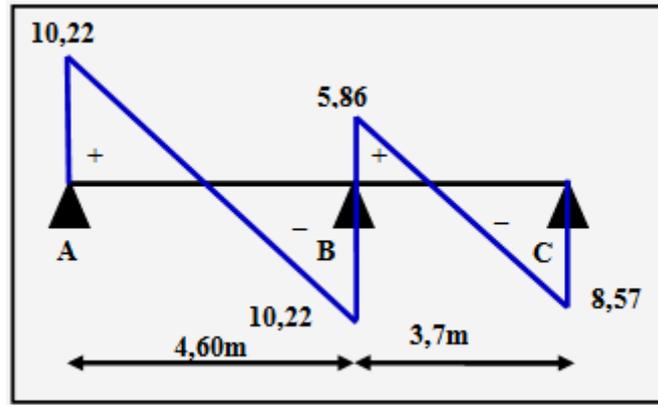


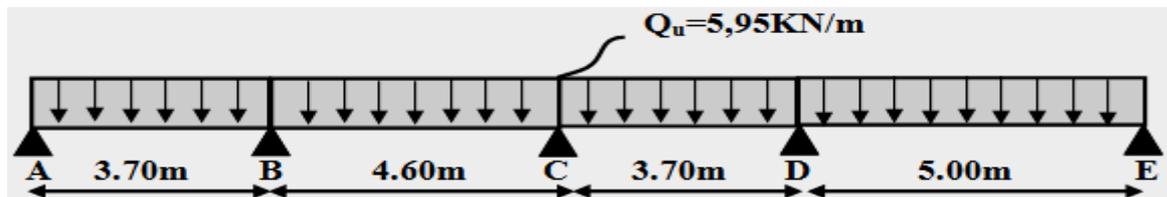
Figure IV.24. Diagramme des efforts tranchant [KN]

**B).Blocs angle type 02 « method du trois moment »**

On utilise la méthode du trois moments :

La poutrelle de type 2 sera prise comme exemple de calcul détaillé, les autres poutrelles suivent les même étapes de calcul

**1)-Calcul de sollicitation :**



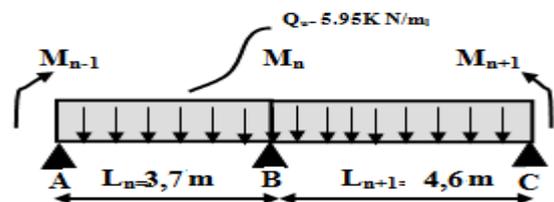
Le calcul se fait suivant s la formule suivants :

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

**➤ Partier AB, BC :**

on a :  $M_A = M_{n-1}$  ;  $M_B = M_n$  et  $M_C = M_{n+1}$

$L_n = 3.7m$  ;  $L_{n+1} = 5.00m$



**Travée AB :**

$$\left\{ \begin{aligned} M_0^{AB} &= \frac{Qu \cdot L^2}{8} = \frac{5,95 \cdot (3,70)^2}{8} = 10,18KN \cdot m \\ &= 15,73KN \cdot m \\ S_n &= 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{AB} = 25,11m^2 \\ a_n &= 1,85m \end{aligned} \right.$$

**Travée BC :**

$$\left\{ \begin{aligned} M_0^{BC} &= \frac{Qu \cdot L^2}{8} = \frac{5,95 \cdot (4,6)^2}{8} \\ S_{n+1} &= 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{BC} = 48,23m^2 \\ b_{n+1} &= 2,3m \end{aligned} \right.$$

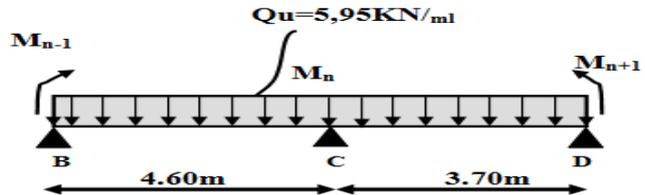
$$M_A = -0.2 M_0^{AB} = -2,03 \text{KN.m}$$

$$3,7M_A + 16,6M_B + 4,6M_C = -6 \left[ \frac{25,11 \times 1,85}{3,7} + \frac{48,23 \times 2,3}{4,6} \right]$$

$$\Rightarrow 16,6M_B + 4,6M_C + 212,48 \dots \dots \dots (1)$$

➤ Partier BC,CD :

on a :  $M_b = M_{n-1}$  ;  $M_c = M_n$  et  $M_d = M_{n+1}$   
 $L_n = 4.6\text{m}$  ;  $L_{n+1} = 3.70\text{m}$



Travée BC :

Travée CD :

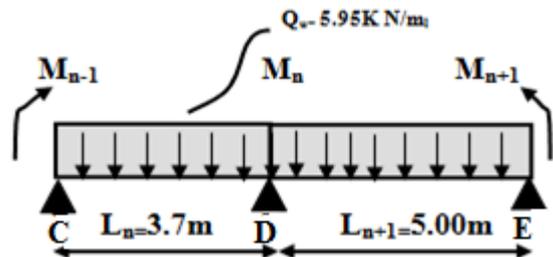
$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^{BC} = \frac{Qu \cdot L^2}{8} = \frac{5,95 \cdot (4,6)^2}{8} = 15,73 \text{KN.m} \\ \quad \quad \quad = 10,18 \text{KN.m} \\ S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{BC} = 48,23 \text{m}^2 \\ a_n = 2,3 \text{ m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_0^{CD} = \frac{Qu \cdot L^2}{8} = \frac{5,95 \cdot (3,7)^2}{8} \\ S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{CD} = 25,11 \text{m}^2 \\ b_{n+1} = 1,85 \text{m} \end{array} \right.$$

$$4,6M_B + 16,6M_C + 3,7M_D = -6 \left[ \frac{48,23 \times 2,3}{4,6} + \frac{25,11 \times 1,85}{3,7} \right]$$

$$\Rightarrow 4,6M_B + 16,6M_C + 3,7M_D = 220,02 \dots \dots \dots (2)$$

➤ partier CD,DE :

on a :  $M_E = -0.2 M_0^{DE} = -3.718$   
 $M_C = M_{n-1}$  ;  $M_D = M_n$  et  $M_E = M_{n+1}$   
 $L_n = 3.70\text{m}$  ;  $L_{n+1} = 5.00\text{m}$



Travée CD :

Travée DE :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^{CD} = \frac{Qu \cdot L^2}{8} = \frac{5,95 \cdot (3,7)^2}{8} = 10,18 \text{KN.m} \\ \quad \quad \quad = 18,59 \text{KN.m} \\ S_n = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{CD} = 25,11 \text{m}^2 \\ a_n = 1,85 \text{m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_0^{DE} = \frac{Qu \cdot L^2}{8} = \frac{5,95 \cdot (5)^2}{8} \\ S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{DE} = 61,97 \text{m}^2 \\ b_{n+1} = 2,5 \text{m} \end{array} \right.$$

$$3,7M_C + 17,4M_D + 5M_E = -6 \left[ \frac{25,11 \times 1,85}{3,7} + \frac{61,97 \times 2,5}{5} \right]$$

$$\Rightarrow 3,7M_C + 17,4M_D + 261,21 \dots \dots \dots (3)$$

**2)-Détermination des moments aux appuis et en travées :**

**2.1-les moment sur appuis :**

Il suffit de faire la résolution des quatres équations trouvées précédemment :

$$\begin{cases} 16,6M_B + 4,6M_C + 212,48 = 0 \dots\dots\dots (1) \\ 4,6M_B + 16,6M_C + 3,7M_D + 220,02 = 0 \dots\dots\dots (2) \\ 3,7M_C + 17,4M_D + 242,65 = 0 \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

Et on donne

$$M_A = - 2,036kN.m$$

$$M_B = -10,71 kN.m$$

$$M_C = -7,53kN.m$$

$$M_D = - 12,34kN.m$$

$$M_E = - 3,71kN.m$$

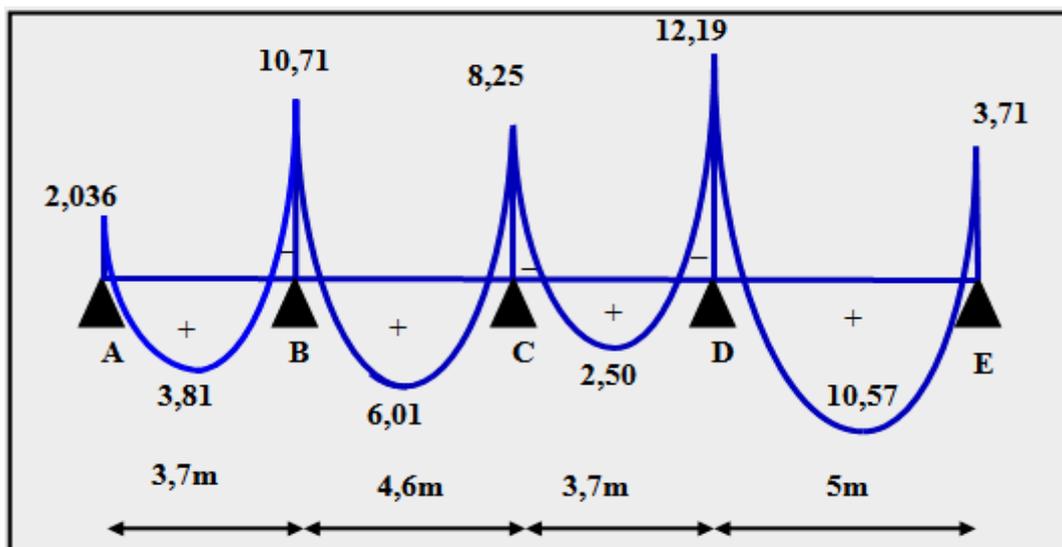
**2.2-Les moment en travée :**

$$M_{tAB} = \frac{M_A + M_B}{2} + M_{0AB} = \frac{-2,036 - 10,71}{2} + 10,18 = 3,81 kN.m$$

$$M_{tBC} = \frac{M_B + M_C}{2} + M_{0BC} = \frac{-10,71 - 7,53}{2} + 15,73 = 6,61 kN.m$$

$$M_{tCD} = \frac{M_C + M_D}{2} + M_{0CD} = \frac{-7,53 - 12,34}{2} + 10,18 = 2,50kN.m$$

$$M_{tDE} = \frac{M_D + M_E}{2} + M_{0DE} = \frac{-12,34 - 3,71}{2} + 18,59 = 10,57 kN.m$$



**Figure IV.25. Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]**

**2.3 Calcul des efforts tranchant :**

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} T_w = \frac{M_A - M_B}{l} + Q_u \frac{l}{2} = \frac{-2,036 + 10,71}{3,7} + \left(5,95 \times \frac{3,7}{2}\right) = 13,34 \text{ kN} \\ T_e = \frac{M_A - M_B}{l} - Q_u \frac{l}{2} = \frac{-2,036 + 10,71}{3,7} - \left(5,95 \times \frac{3,7}{2}\right) = -8,66 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} T_w = \frac{M_B - M_C}{l} + Q_u \frac{l}{2} = \frac{-10,71 + 7,53}{4,6} + \left(5,95 \times \frac{4,6}{2}\right) = 12,99 \text{ kN} \\ T_e = \frac{M_B - M_C}{l} - Q_u \frac{l}{2} = \frac{-10,71 + 7,53}{4,6} - \left(5,95 \times \frac{4,6}{2}\right) = -14,37 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} T_w = \frac{M_C - M_D}{l} + Q_u \frac{l}{2} = \frac{-7,53 + 12,34}{3,7} + \left(5,95 \times \frac{3,7}{2}\right) = 12,30 \text{ kN} \\ T_e = \frac{M_C - M_D}{l} - Q_u \frac{l}{2} = \frac{-7,53 + 12,34}{3,7} - \left(5,95 \times \frac{3,7}{2}\right) = -9,70 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée DE : } \begin{cases} T_w = \frac{M_D - M_E}{l} + Q_u \frac{l}{2} = \frac{-12,34 + 3,71}{5} + \left(5,95 \times \frac{5}{2}\right) = 13,15 \text{ kN} \\ T_e = \frac{M_D - M_E}{l} - Q_u \frac{l}{2} = \frac{-12,34 + 3,71}{5} - \left(5,95 \times \frac{5}{2}\right) = -16,59 \text{ kN} \end{cases}$$

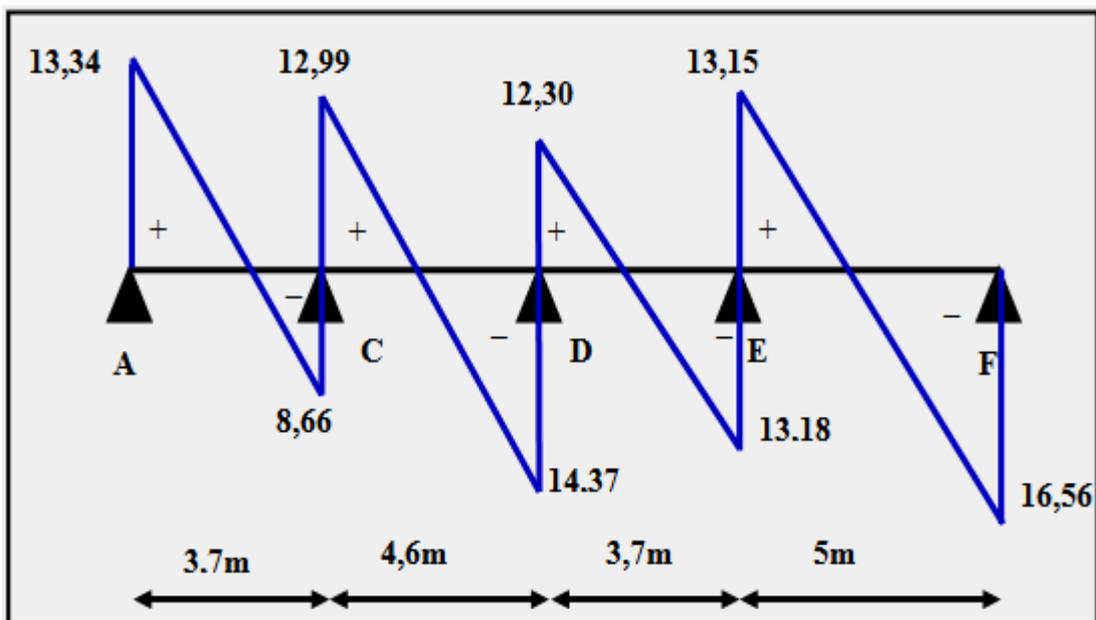


Figure IV.26. Diagramme des efforts tranchant [KN]

Les résultats des calculs sont résumer dans le tableaux suivant :

blo c	type		travée	E.L.U						E.L.S					
				M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>E</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>E</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>E</sub>		
barre	Etage courant	1	AB	15.87	10.48	3.17	9.52	12.42	15.18	11.42	7.54	2.28	6.85		
			BC	10.26	6.46	9.52	2.05	13.11	9.09	7.39	4.65	6.85	1.49		
	terrasse	1	AB	11.02	12.44	2.20	2.75	10.22	10.22	12.29	13.86	2.45	3.07		
			BC	7.13	8.57	2.75	1.42	5.86	8.46	7.95	9.55	3.07	1.59		
Angle	Etage courant	1	AB	10.54	6.64	2.10	9.77	9.32	13.46	7.61	4.79	1.52	7.06		
			BC	16.29	10.26	9.77	3.25	16.99	11.33	11.77	7.80	7.06	2.35		
		2	AB	10.54	6.64	2.10	8.14	9.76	13.02	7.61	4.79	1.52	5.88		
			BC	16.29	9.98	8.14	6.51	14.51	13.81	11.77	7.22	5.88	4.70		
			CD	10.54	5.58	6.51	7.34	11.17	11.61	7.61	4.03	4.70	5.43		
		D	E	min	14.68	1.43	7.34	2.93	12.63	10.86	10.87	1.05	5.43	2.17	
				max	19.25	4.58	4.02	3.85	15.43	15.36	13.90	3.28	2.97	2.78	
		3	A	min	14.68	2.16	2.93	7.34	10.86	12.63	10.87	1.62	2.17	5.43	
				max	19.25	4.58	3.85	4.021	15.36	15.43	13.90	3.29	2.78	2.97	
			BC	10.54	5.58	7.34	6.51	11.62	11.17	7.61	4.03	5.43	4.70		
			CD	16.29	10.80	6.51	6.51	14.16	14.16	11.77	7.81	4.70	4.70		
			DE	10.54	5.58	6.51	7.34	11.17	11.62	7.61	4.03	4.70	5.43		
			E	F	min	14.68	1.42	7.34	2.93	12.63	10.86	10.87	1.05	5.43	2.17
		max			19.29	4.58	4.02	3.85	15.43	15.36	13.90	3.28	2.97	2.78	
		4	A	min	14.68	2.17	2.93	7.34	10.07	13.42	10.87	1.62	2.17	5.43	
				max	19.25	4.58	3.85	4.021	15.32	15.47	13.90	2.35	2.78	2.97	
			BC	10.54	5.58	7.34	6.49	11.62	11.16	7.61	4.03	5.43	4.70		
			CD	16.23	9.95	6.49	8.11	13.81	14.52	11.77	6.23	4.70	5.88		
		DE	10.54	6.64	8.11	2.10	13.02	9.77	7.61	6.64	5.88	1.52			
		5	AB	min	16.29	11.62	3.25	8.14	13.10	15.23	11.77	8.40	2.35	5.88	
				max	10.54	5.58	8.14	7.34	11.64	11.17	7.61	4.033	5.88	5.43	
			C	D	min	14.68	1.42	7.34	2.93	12.63	10.86	10.87	1.05	5.43	2.17
					max	12.43	4.58	4.021	3.85	15.43	15.36	13.90	3.28	2.97	2.78
		Terrasse	1	AB	min	10.18	3.19	2.036	11.93	13.68	8.33	7.42	2.34	1.48	8.69
	max				15.73	8.19	11.93	3.14	11.77	15.59	11.47	6.28	8.69	2.29	
	2			AB	min	10.18	3.81	2.036	10.71	13.34	8.66	7.42	2.78	1.48	7.80
					max	15.73	6.10	10.71	7.53	12.99	14.37	11.47	4.82	7.80	5.50
				CD	min	10.18	0.25	7.53	12.34	12.30	9.70	7.42	0.17	5.50	9.00
					max	18.59	10.57	12.34	3.71	13.15	16.59	13.56	7.705	9.00	2.71
	3		AB	min	18.59	10.64	3.71	12.19	16.56	13.18	13.56	7.77	2.71	8.88	
				max	10.18	2.50	12.19	8.25	9.94	12.07	7.42	1.44	8.88	6.014	
			CD	min	15.73	7.48	8.25	8.25	13.68	13.68	11.47	5.45	6.014	6.014	
				max	10.18	2.50	8.25	12.19	9.94	12.07	7.42	1.44	6.014	8.88	
				EF	min	18.59	10.64	12.19	3.71	13.18	16.56	13.56	7.77	8.88	2.71
					max	18.59	10.55	3.71	12.36	16.60	13.14	13.56	16.71	2.71	9.01
	4		AB	min	10.18	0.24	12.36	7.53	9.70	12.30	7.42	5.66	9.01	5.49	
				max	15.73	6.67	7.53	10.71	14.37	12.99	11.47	12.62	5.49	7.80	
			CD	min	10.18	3.81	10.71	2.036	8.66	13.34	7.42	4.26	7.80	1.48	
				max	18.59	10.55	3.71	12.36	16.60	13.14	13.56	16.71	2.71	9.01	

Tableaux IV.4. les résultats du calcul de poutrelles obtenu pour les deux blocs

**VI-7.Les résultats obtenus :** le tableaux suivante résumer les résultats maximale obtenus après le calcul

		E.L.U					E.L.S			
BLOCS	Type de Plancher	$M_0^{\max}$ KN.m	$M_t^{\max}$ KN.m	$M_a^{\max}$ KN.m		$T_{\max}$ KN.m	$M_0^{\max}$ KN.m	$M_t^{\max}$ KN.m	$M_a^{\max}$ KN.m	
				rive	inter				rive	inter
BARRE	Térrasse	11.02	12.44	2.54	2.75	10.22	12.29	13.86	2.45	3.07
	Étage courant	15.87	12.69	3.17	9.52	15.18	11.42	9.13	2.28	6.85
ANGLE	Térrasse	18.59	10.64	3.71	12.36	16.60	13.56	16.71	2.71	9.01
	Étage courant	19.25	11.62	3.85	9.77	16.99	13.90	8.40	5.43	7.06

**Tableaux IV.5. les resultats max obtenu par le calcule u poutrelle pour les deux blocs**

#### IV.8.Ferraillages du poutrelle du deux blocs

##### IV.8.1)blocs barre :

##### IV.8.1.1.plancher étage courante :

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

- pour le calcule du ferraillage du poutrelle on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelle sont des sections en Té dans les dimmentions sont danner comme suite :

-largeure de la poutrelle :

-la largeure de  $b_0 = 12\text{cm}$

-la hauteur de la section  $h_t = 20\text{cm}$

-la hauteur de la section  $h_0 = 4\text{cm}$

-la hauteur utile des acier tendus  $d = 0.9h = 18\text{cm}$

Et on a :

-contrainte des aciers utilisés :  $f_e = 400\text{MPa}$

-contrainte du béton utilisés à 28 jours :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$

-contrainte limite de traction du béton  $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

##### IV.8.1.2.Calcul des armatures longitudinales :

##### a)-En travée :

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

On calcule le moment équilibré par la table .

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(\frac{d - h_0}{2}\right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(\frac{18 - 4}{2}\right) \times 10^{-3} = 25,78 \text{ kN.m}$$

$$M_{tmax} = 12,69 \text{ kN.m} < M_t = 25,78 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$  soumise à :

$$M_{tmax} = 12,69 \text{ kN.m}$$

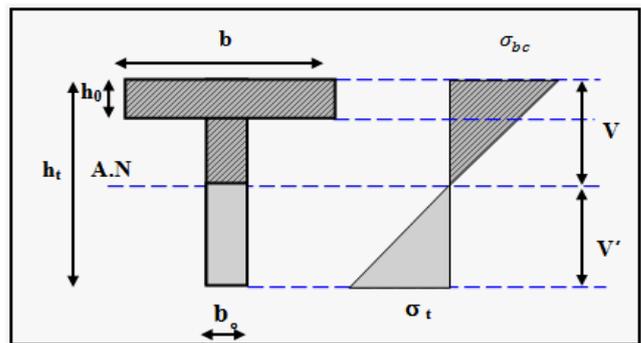
$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12,69 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,17} = 0,042 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

→  $\beta = 0,979$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12,69 \times 10^3}{0,979 \times 18 \times 348} = 2,06 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T) :

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



**Figure IV.27 : diagramme du contrainte**

Avec :

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h - \frac{h_0}{2}\right)\right) + \left(b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h-h_0}{2}\right)\right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))}$$

$$= \frac{\left(65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2}\right)\right) + \left(12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20-4}{2}\right)\right)}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13,75 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,75 = 6,24 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{(65 \times 6,24^3) - ((65 - 12) \times (6,24 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,24)^3}{3}$$

$$= 5065,80 + 10421,1415 = 15486,9418 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486.9418 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,36m^2$$

Donc  $A_{scal} = 2,06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,36 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

On prend : 3T10 ;  $A_s = 2,35 \text{ cm}^2$

### **b)-En appuis intermédiaire :**

Comme la table se trouve dans la zone tendue elle n'intervient pas dans le calcul, par conséquent, la section en T est considérée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,52 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,172 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,172 \rightarrow \beta = 0,905$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,52 \times 10^3}{0,905 \times 18 \times 348} = 1,67 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en Té) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V \times fe} = \frac{15486.9418 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 6,24 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{scal} = 1,67 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

On adopte 2T12 acalculer =  $A_{adopte} = 2.26 \text{ cm}^2$

### **c)-Sur appui de rive :**

La section calculée est une section rectangulaire de dimension  $(12 \times 20) \text{ cm}^2$ .

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,17 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,057 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,057 \rightarrow \beta = 0,970$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,17 \times 10^3}{0,970 \times 18 \times 348} = 0,52 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en Té) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V \times fe} = \frac{15486,94 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 6,24 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{scal} = 0,52 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0.80 \text{ cm}^2$  ; Condition non vérifiée ; On prend  $A_s = 0,91 \text{ cm}^2$

On prend : 1T12 ;  $A_s = 1,13 \text{ cm}^2$

### **IV.8.1.3.Vérification à l'E.L.S :**

**1)-en travée :**  $A_s = 2.35 \text{ cm}^2$  ,  $M_t^{ser} = 9.13 \text{ KN.m}$  ;  $\eta = 15$  ;  $A' = 0$

**a-Position de l'axe neutre :** soit « y » la distance centre le centre de gravité et la section homogène(s) et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 32,5y^2 + 35,25y - 634,5 = 0 \rightarrow y = 3,90 \text{ cm}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression.

#### b- Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 3,90^3}{3} + ((15 \times 2,35)(18 - 3,90)^2) = 8293,29 \text{ cm}^4$$

#### c-Détermination de contrainte dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{9,13 \times 10^3}{8293,29} \times 3,90 = 4,29 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 4,29 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

#### d-Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

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

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

Fissuration peu préjudiciable:

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

$$\tau_u = 0,65 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

On utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne

#### 2)-En appuis intermédiaire : $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ , $M_{a \text{ int}}^{\text{ser}} = 6,85 \text{ KN.m}$ ; $\eta = 15$ ; $A' = 0$

**a-Position de l'axe neutre :** soit « y » la distance entre le centre de gravité et la section homogène(s) et la fibre la plus comprimée

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 32,5y^2 + 33,90y - 610,20 = 0 \rightarrow y = 3,84 \text{ cm}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression.

#### b- Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 3,84^3}{3} + ((15 \times 2,26)(18 - 3,84)^2) = 8023,97 \text{ cm}^4$$

**c-Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{6,85 \times 10^3}{8023,97} \times 3,84 = 3,27 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3,27 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

**3)-en appuis rive :**  $A_s = 1,13 \text{ cm}^2$  ,  $M_{a \text{ rive}}^{ser} = 2,28 \text{ KN.m}$  ;  $\eta = 15$  ;  $A' = 0$

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

soit (y) la distance entre le centre de gravité et la section homogène(s) et la fibre la plus comprimée

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 32,5y^2 + 16,95y - 305,10 = 0 \rightarrow y = 2,81 \text{ cm}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression.

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

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 2,81^3}{3} + ((15 \times 1,13)(18 - 2,81)^2) = 4391,71 \text{ cm}^4$$

**c-Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{2,28 \times 10^3}{4391,71} \times 2,81 = 1,45 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,45 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

Contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$

**4-Les armatures transversales  $A_t$ :**

$$\text{Diamètre} \left\{ \begin{array}{l} \Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L) \\ \Phi_t \leq \min(200/35; 120/10; 10) = 6\text{mm.} \Rightarrow \Phi_t \leq \min(5,71 ; 12; 10) = 5,71\text{mm} \\ \text{on adopte: } \Phi_t = 6\text{mm.} \end{array} \right.$$

**5- Calcule des espacements :**

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq \min (16,2 ; 40\text{cm}) \quad S_t \leq 16,20\text{cm}$$

Soit  $S_t = 15\text{cm}$

**6-La section des armatures transversales :**

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

$k=1$  (fissuration non préjudiciable)

$f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$  ;  $\alpha=90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos \alpha = 1$  ;  $f_e = 235 \text{ Mpa}$  ;  $\delta_s = 1,15$

D'où:

$$\tau_u \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left( \frac{h}{2} \right)}{b_0 d}$$

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

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

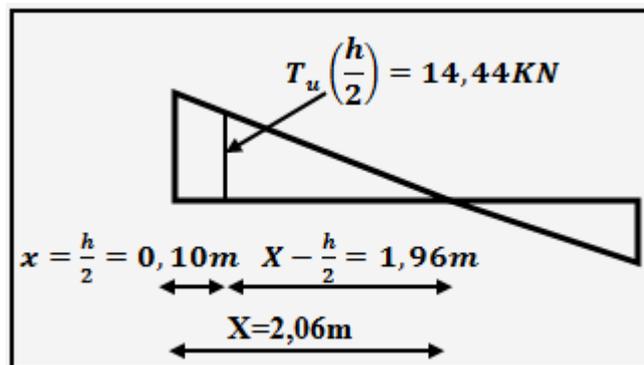
On calcul la distance « X » :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4,60}{2} + \frac{3,17 - 9,52}{6 \times 4,60} = 2,06 \text{ m}$$

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

$$T_u \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{15,18 \times (2,06 - 0,10)}{2,06} = 14,44 \text{ kN}$$

$$\tau_u \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{14,44 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,66 \text{ MPa}$$



**Figure IV.28 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.**

D'après (\*) :

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,66 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 1,95 \times 10^{-3} \text{ m} \dots \dots \dots (1)$$

**7-Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,31 \text{ MPa}; 0,4 \text{ MPa}) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

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

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

On trouve :  $A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

**-Zone nodale :**

**-Zone courante:**

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

$S_t \leq 15\text{cm}$

$S_t \leq 10\text{cm} \quad S_t = 15 \text{ cm}$

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

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

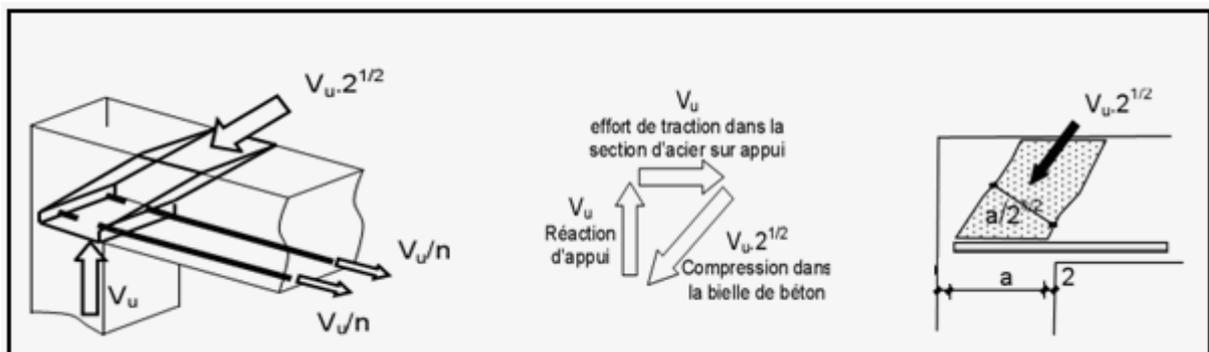
$T_u = 15,18 \text{ KN} \quad M_{\text{appui}} = 6,85 \text{ KN.m}$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9.d} = \frac{6,85}{0,9.18.10^{-2}} = 42,28\text{KN} > T_u = 15,18\text{KN}$$

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

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

La contrainte de compression dans la biellette est:



**Figure IV.29 : Schéma de la bille d'about.**

La contrainte de compression dans la biellette est de :

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

D'où :

a: la longueur d'appui de la bielle

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de  $45^\circ$  donc on doit vérifier que :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} &\Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 15,18 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} \\ &= 0,018 \text{ m} = 1,80 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ; a' = c - c' - 2 ; c' = 2,5 \text{ cm} ; c = 45 \text{ cm}$$

a' : La largeur d'appui ;

c : La largeur de l'appui du poteau ;

c' : L'enrobage.

$$a' = 40 - 2,5 - 2 = 35,5 \text{ cm}$$

$$a = \min(35,5 \text{ cm} ; 16,20 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm} ; a > 1,88 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### 10-Entraînement des armatures :

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

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

$\psi_s$  : Coefficient de cisaillement ;  $\psi_s = 1,5$  pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 15,18kN ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3 ;

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{15,18 \times 10^3}{0,9 \times 18 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,99 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{ser} = 0,99 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**11-Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit " $L_s$ " est la longueur que doit avoir une barre droite de diamètre  $\Phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ .

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$\phi$  : Diamètre d'une barre égale 1cm

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre  $b = 35\text{cm}$

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que

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

**IV.8.1.4.Vérification de la flèche :**

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

Avec

$h$  : La hauteur totale de la section droite.

$d$  : La hauteur utile de la section droite.

$b_0$  : La largeur de la nervure.

$M_{t\text{service}}$  : Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{a\text{service}}$  : Le moment en appui maximal à E.L.S.

$A$  : La section des armatures tendue.

$f_e$  : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Leftrightarrow \frac{20}{465} = 0,043 < 0,045 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0\text{ser}}} \Leftrightarrow \frac{24}{490} = 0,043 < \frac{9,13}{15 \times 11,42} = 0,053 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,010 > \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

La 1<sup>ère</sup>, la 2<sup>ème</sup> et la 3<sup>ème</sup> condition ne sont pas vérifiées; on procédera donc au calcul de la flèche.

On va calculer:

$$F_i = \frac{M_i.L^2}{10E_i.If_i} ; F_v = \frac{M_v.L^2}{10E_v.If_v}$$

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

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

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

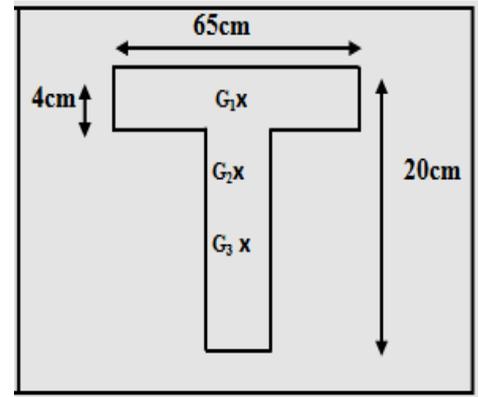
$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ Mpa}$

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

$I_0$  : moment d'inertie de la section totale rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G

$If_i$  : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

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



**a)-Détermination du centre de gravité :**

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

$$y_G = \frac{(65 \cdot 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4) \cdot 12 \cdot (20 - 4)/2] + 15 \cdot 2 \cdot 35 \cdot 2,5}{(65 \cdot 4) + (20 - 4) \cdot 12 + 15 \cdot 2 \cdot 35}$$

$y_G = 12,93 \text{ cm}$

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

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

$$I_g = \frac{65 \cdot (12,93)^3}{3} - \frac{(65 - 12) \cdot (12,93 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20 - 12,93)^3}{3} + 15 \cdot 2 \cdot 35 \cdot (18 - 12,93)^2$$

$I_g = 40263,51 \text{ cm}^4$

**c)-Charges prises en comptes :**

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

2-charge après mise de revêtement :  $G = 5,16 \times 0,65 = 3,35 \text{ KN/m}$

3-charge total à l'E.L.S :  $P = (G+Q)$ :  $P = (5,16 + 1,50) \times 0,65 = 4,32 \text{ KN/m}$

**d)-Calcul des moments correspondants :**

$$\begin{cases} M_G = 0,85 \frac{GL^2}{8} = 0,85 \times \frac{3,35 \times 4,65^2}{8} = 7,69 \text{KN.m} \\ M_P = 0,85 \frac{PL^2}{8} = 0,85 \times \frac{4,32 \times 4,65^2}{8} = 9,92 \text{KN.m} \\ M_J = 0,85 \frac{JL^2}{8} = 0,85 \times \frac{1,85 \times 4,65^2}{8} = 4,91 \text{KN.m} \end{cases}$$

**e)-Calcul des contraintes:**

$$\begin{cases} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{7,69 \times 10^3 \text{N.m}}{2,35 \times 0,9 \times 18} = 201,99 \text{Mpa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{9,92 \times 10^3 \text{N.m}}{2,35 \times 0,9 \times 18} = 260,57 \text{Mpa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{4,91 \times 10^3 \text{N.m}}{2,35 \times 0,9 \times 18} = 128,97 \text{Mpa} \end{cases}$$

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

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12,18} = 0,0108$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0/b) \cdot f} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3 \cdot 12/65) \cdot 0,0108} = 3,80.$$

$$\lambda_v = (2/5) \lambda_i = (2/5) \cdot 3,80 = 1,52.$$

**j)-Calcul des coefficients ( $\mu_i$ ) :**

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

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \left[ \frac{1,75 f_{t28}}{(4 \cdot f \sigma_{sj}) + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,0108 \times 128,97) + 2,1} \right] = 0,28 \\ \mu_G = 1 - \left[ \frac{1,75 f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{SG}) + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,0108 \times 201,99) + 2,1} \right] = 0,54 \\ \mu_p = 1 - \left[ \frac{1,75 f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{Sp}) + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,0108 \times 260,57) + 2,1} \right] = 0,64 \end{cases}$$

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

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}; I_0 = I_g = 104285,36 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fj} = \frac{1,1 \cdot 104285,36}{(1 + 3,8 \cdot 0,46)} = 41744,50 \text{ m}^4.$$

$$I_{FG} = \frac{1,1 \cdot 104285,36}{(1 + 3,8 \cdot 0,65)} = 33058,75 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \cdot 104285,36}{(1 + 3,8 \cdot 0,70)} = 31342,59 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FV} = \frac{1,1 \cdot 104285,36}{(1 + 3,8 \cdot 0,65)} = 33058,75 \text{ cm}^4.$$

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

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

$$F_{ij} = \frac{4,15(4,60)^2 \cdot 10^7}{(10 \cdot 32164,2 \cdot 41744,50)} = 0,065 \text{ cm}.$$

$$F_{ig} = \frac{7,53(4,60)^2 \cdot 10^7}{(10 \cdot 32164,2 \cdot 33058,75)} = 1,47 \text{ cm}.$$

$$F_{ip} = \frac{9,71 \cdot (4,60)^2 \cdot 10^7}{(10 \cdot 32164,2 \cdot 31342,59)} = 0,20 \text{ cm}.$$

$$F_{vg} = \frac{7,53 \cdot (4,60)^2 \cdot 10^7}{(10 \cdot 32164,2 \cdot 33058,75)} = 1,47 \text{ cm}.$$

$$F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}. \quad \rightarrow F_{\text{total}} = 1,47 - 0,065 + 0,2 - 1,47 = 0,13 \text{ cm} \quad ; \quad F_{\text{total}} = \mathbf{0,13 \text{ cm}}$$

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

$$F_{\text{adm}} = \mathbf{0,92 \text{ cm}}$$

$$F_{\text{total}} = \mathbf{0,13 \text{ cm}} < F_{\text{adm}} = \mathbf{0,92 \text{ cm}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**IV.9.Férrailage du potrelle du Plancher terrasse « blocs barre »**

$M_t=58,94KN.m$		$M_{t\ max} < M_t$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section calculée en comme une section rectangulaire de dimension (65 x 20) cm <sup>2</sup>														
$M_{t\ max} = 12,44KN.m$																
Ferrailage		$\mu$	$\beta$	$A_s$	$A_{min}$	Le choix de l'acier										
	$M_t=12,44$	0,041	0,979	2,02cm <sup>2</sup>	0,28cm <sup>2</sup>	3T10 soit $A_s = 2,35cm^2$										
	$M_{aint}=2,75$	0,0092	0,995	0,44cm <sup>2</sup>	0,80cm <sup>2</sup>	1T12 soit $A_s = 1,13cm^2$										
	$M_{arive} = 2,54$	0,0085	0,996	0,40cm <sup>2</sup>	0,80cm <sup>2</sup>	1T12 $A_s = 1,13cm^2$										
La vérification	$\sigma_b < \overline{\sigma_{bc}}$		travée	Appuisrive	Appuis inter											
			6,51<15 c.v	1,96<15 c.v	1,56<15 c.v											
	$T_u$	$\tau_u$	$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min}$	$\Phi_t$	$S_t$	$\tau_{user} < \tau$	$F_u$	$a$	$L_s$							
	10,2 2	0,47	0,020 cm	6mm	15cm	0,66 < 2,25	18,95	16,20	35,33							
la flèche	$M_G$	$M_P$	$M_J$	$\sigma_{SG}$	$\sigma_{SP}$	$\sigma_{SJ}$	$\mu_j$	$\mu_G$	$\mu_p$	$F_{ij}$	$F_{ig}$	$F_{ip}$	$F_{vg}$	$F_{tota}$	$F_a$	$c.v$
	9,71 KN.m	7,53 KN.m	4,15 KN.m	191,7 Mpa	240,8 Mpa	109 Mpa	0,460	0,65	0,70	0,06	1,47	0,2	1,47	0,13	0,092	C.V

**Tableaux IV.6. Ferrailage du poutrelle blocs barre du Plancher terrasse**

**IV.10.Férrailage du potrelle du Plancher etage courant blocs angle :**

$M_t=71,38KN.m$		$M_{t\ max} < M_t$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section calculée en comme une section rectangulaire de dimension (65 x 21) cm <sup>2</sup>										
$M_{t\ max} = 11,62KN.m$												
Ferrailage		$\mu$	$\beta$	$A_s$	$A_{min}$	Le choix de l'acier						
	$M_t=12,62$	0,035	0,982	1,79cm <sup>2</sup>	0,33 cm <sup>2</sup>	3T10 soit $A_s = 2,35cm^2$						
	$M_{aint}=9,77$	0,029	0,985	1,50cm <sup>2</sup>	0,77 cm <sup>2</sup>	2T12 soit $A_s = 2,26cm^2$						
	$M_{arive} = 3,85$	0,011	0,994	0,58cm <sup>2</sup>	0,77 cm <sup>2</sup>	1T12 $A_s = 1,13cm^2$						
La vérification	$\sigma_b < \overline{\sigma_{bc}}$		travée	Appuisrive	Appuis inter							
			5,47<15 c.v	3,21<15 c.v	4,17<15 c.v							
	$T_u$	$\tau_u$ h/2	$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min}$	$\tau_u < \tau_{user}$	$S_t$	$\Phi_t$	$F_u$	$a$	$L_s$			
	16,99	0,69	0,025 cm	0,72 < 3,15	15cm	6mm	49,20	0,020	35,33			

	$M_G$	$M_P$	$M_J$	$\sigma_{SG}$	$\sigma_{SP}$	$\sigma_{SJ}$	$\mu_j$	$\mu_G$	$\mu_p$	$F_{ij}$	$F_{iG}$	$F_{ip}$	$F_{vg}$	$F_{tot a}$	$F_{adm}$
la flèche	14,15 <i>KN.m</i>	10,22 <i>KN.m</i>	4,47 <i>KN.m</i>	353,98 <i>Mpa</i>	255,66 <i>Mpa</i>	111,82 <i>Mpa</i>	0,44	0,77	0,7	0,1	0,47	0,32	0,78	0,53	0,93

**Tableaux IV.7. Ferrailage du potrelle blocs angle du Plancher étage courants**

**IV.11.Ferrailage du potrelle du Plancher terrasse blocs angle :**

$M_t = 75,52 \text{KN.m}$		$M_{t \max} < M_t$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section calculée en														
$M_{t \max} = 10,64 \text{KN.m}$		comme une section rectangulaire de dimension (65 x 21) cm <sup>2</sup>														
Ferrailage		$\mu$	$\beta$	$A_s$	$A_{min}$	Le choix de l'acier										
	$M_t = 10,64$	0,032	0,984	1,64cm <sup>2</sup>	0,40cm <sup>2</sup>	3T10 soit $A_s = 2,35 \text{cm}^2$										
	$M_{aint} = 12,36$	0,037	0,81	1,91cm <sup>2</sup>	0,80cm <sup>2</sup>	2T12 soit $A_s = 1,91 \text{cm}^2$										
	$M_{arive} = 3,71$	0,0112	0,994	0,56cm <sup>2</sup>	0,80cm <sup>2</sup>	1T12 $A_s = 1,13 \text{cm}^2$										
La vérification	$\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$		travée	Appuisrive	Appuis inter											
			6,87 < 15 c.v	< 15 c.v	1,56 < 15 c.v											
	$T_u$	$\tau_u \left(\frac{h}{2}\right)$	$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min}$	$\Phi_t$	$S_t$	$\tau_u < \tau_{user}$	$F_u$	$a$	$L_s$							
15,18	0,66	0,020 cm	6mm	15cm	1,07 < 3,15	18,95	0,020	35,33								
la flèche	$M_G$	$M_P$	$M_J$	$\sigma_{SG}$	$\sigma_{SP}$	$\sigma_{SJ}$	$\mu_j$	$\mu_G$	$\mu_p$	$F_{ij}$	$F_{ig}$	$F_{ip}$	$F_{vg}$	$F_{ota}$	$F_{adm}$	$c.v$
	8,89 <i>KN.m</i>	11,47 <i>KN.m</i>	4,91 <i>KN.m</i>	233,5 <i>Mpa</i>	301,2 <i>Mpa</i>	128,9 <i>Mpa</i>	0,52	0,93	0,95	0,0644	0,1752	0,1959	0,4949	0,4444	1,01	C.V

**Tableaux IV.8. Ferrailage du poutrelle blocs angle du Plancher étage courants**

**IV.12.Calcul le ferrailage de la dalle de compression :**

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

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

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

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

Avec L : l'écartement entre axe des nervures

-section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

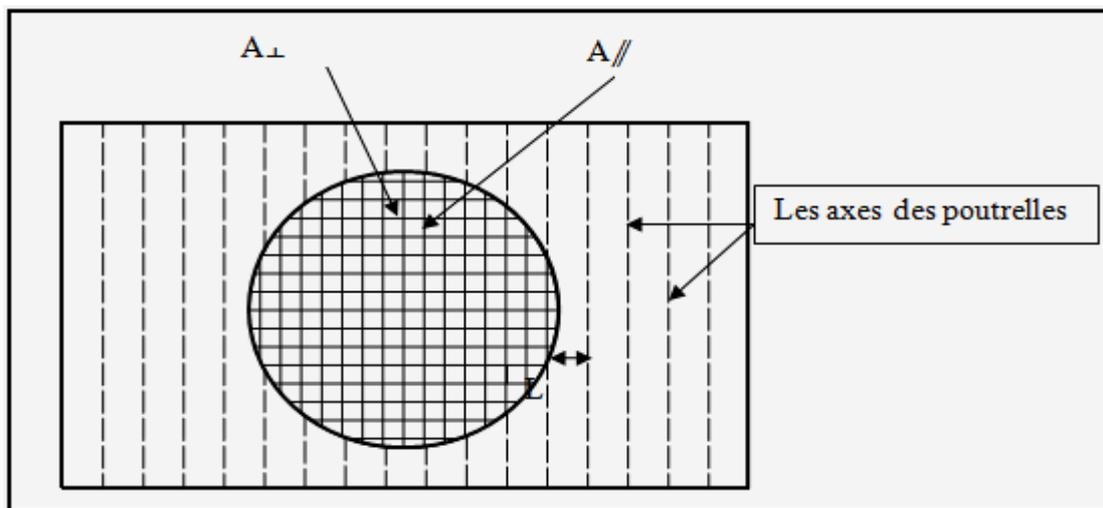
$A_{//} \geq A_{\perp}/2$  ;  $L = 0,65 \text{ m}$  ;  $Fe = 215 \text{ Mpa}$

$50\text{cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 215 = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

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

Donc le quadrillage que nous prendre est de section **5  $\phi$  8**



**Figure IV.30 : Ferrailage de la dalle de compression**

Blocs	Angle	
Niveaux	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse		
Etage courant		
Blocs	Barre	
Niveaux	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse		
Etage courant		

Tableaux IV.9. Dessin de ferrailage des poutrelles