

**III -1- Introduction :**

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

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

On peut distinguer deux grandes classes de plancher :

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

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

**III-2-Dimensionnement des poutrelles :**

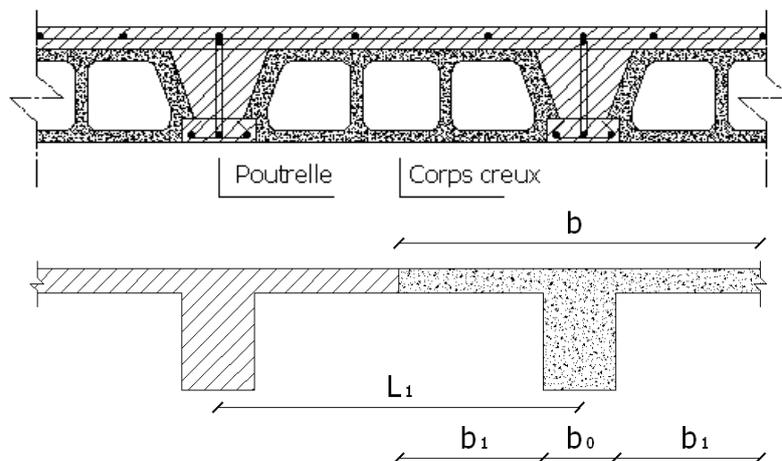
Notre projet étant une construction courante à une surcharge modérée ( $Q \leq 5 \text{ kN/m}^2$ ).

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{16 \text{ cm}} : \text{corps creux} \\ \mathbf{4 \text{ cm}} : \text{ dalle de compression} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Hauteur du plancher : } \mathbf{h_t=20 \text{ cm}} \\ \text{Largeur de la nervure : } \mathbf{b_0=12 \text{ cm}} \\ \text{Épaisseur de la dalle de compression: } \mathbf{h_0=4 \text{ cm}} \end{array} \right.$$



**Figure III.1 :**Plancher à corps creux

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

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

$$b=2b_1+b_0 \dots\dots\dots (1)$$

La portée maximale est : L = 3,25 m       $l_1=65$  cm

$$b_1 = (b-b_0)/2 = \min \begin{cases} b_1 \leq (l_1-b_0) / 2 \\ b_1 \leq L/10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} b_1 \leq (65-12)/2=26,5\text{cm} \\ b_1 \leq 325/10=32,5\text{cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend:  $b_1 = 26,5$  cm.

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

**III-3-Méthode de calcul des poutrelles :**

**III-3-1- Planchers étages courant :**

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée appelée " Méthode forfaitaire".

**III-3-1-1-Méthode forfaitaire :**

La méthode forfaitaire est applicable pour les planchers courantes si les conditions ci-après sont satisfaites;

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

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

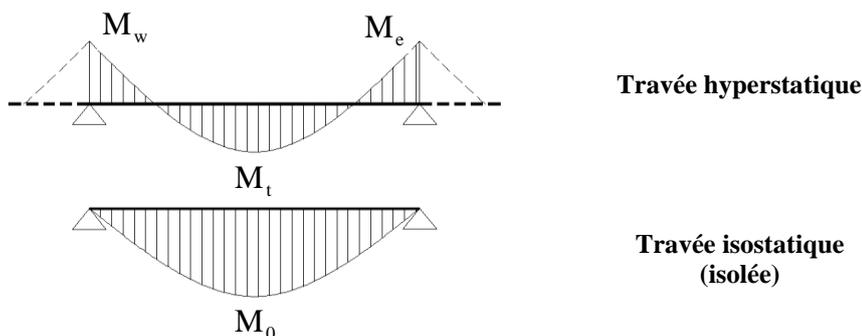
1. la charge d'exploitation  $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2)$
2. les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
3. le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25:

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

- 4 la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

**b-Principe de calcul :**

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis (droit et gauche) en fonction des moments fléchissant isostatiques "M<sub>0</sub>" de la travée indépendante.



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

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

$M_0$  : Le moment maximal isostatique dans la travée indépendante.

$M_t$  : Le moment maximal dans la travée étudiée.

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

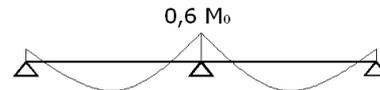
$M_e$  : Le moment sur l'appui droit de la travée.

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

**c- Les valeurs des moments aux appuis:**

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

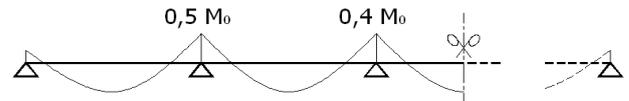
- Poutre contenue a deux travées :



- Poutre contenue a trois travées :



- Poutre contenue a plus de trois travées:

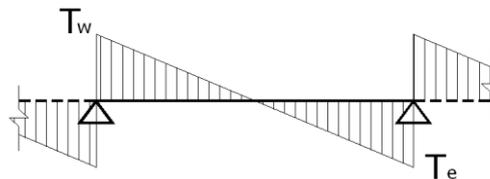


**d-Efforts tranchants :**

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épaisseur d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

- $T_w = (M_w-M_e)/l+ Ql/2$
- $T_e = (M_w-M_e)/l- Ql/2$



**III-3-2-Plancher terrasse :**

**III-3-2-1-Méthode de calcul :**

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

**1.2-Principe de calcul de la méthode des trois moments :**

Pour les poutres continues à plusieurs appuis,

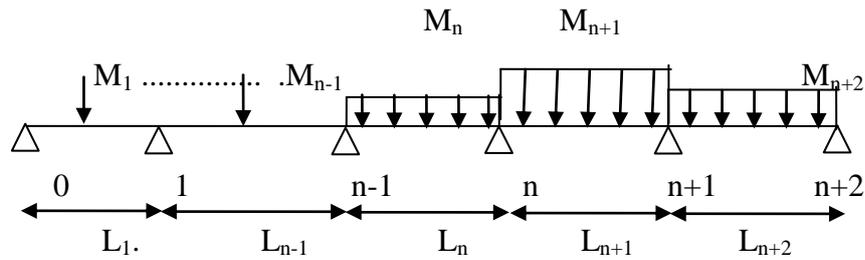
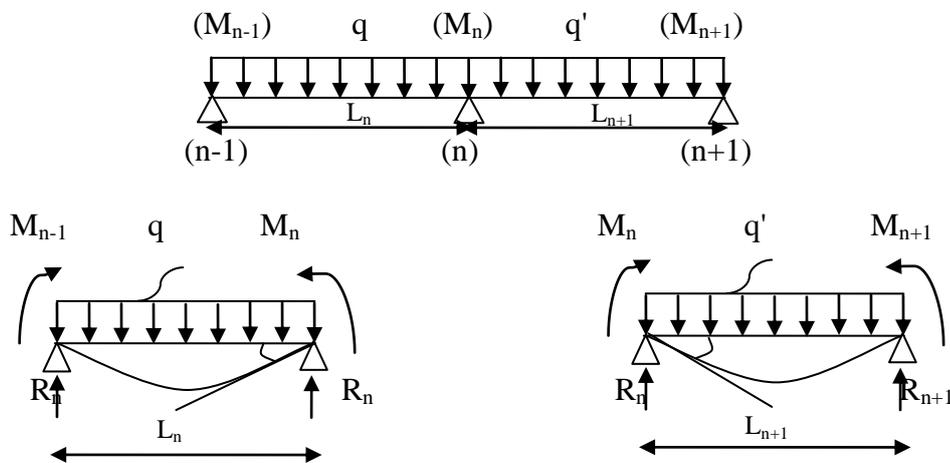


Figure III. 2 : principe de calcul de la méthode des trois moments

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



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

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



$G_n, G_{n+1}$  : les centres d'inertie des aires de diagramme des moments.

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

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

$$\theta'_n = \theta''_{n-1} + \theta''_n + \theta''(q)$$

Selon le théorème des Aires des moments, on aura :

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

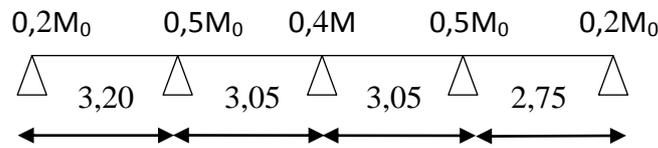
$$\theta'' = \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1} \cdot EI} + \frac{M_n \cdot L_{n+1}}{3 \cdot EI} + \frac{M_{n+1} \cdot L_{n+1}}{6 \cdot EI}$$

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

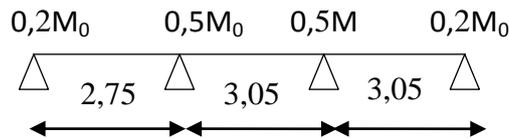
**III-4- Etude des poutrelles :**

**III-4-1-Les types des poutrelles :**

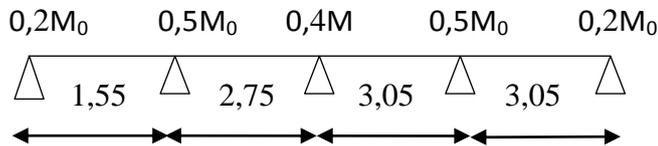
**TYPE 01 :**



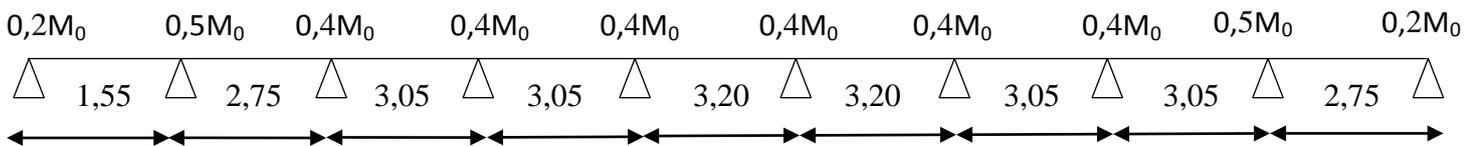
**TYPE 02 :**



**TYPE 03 :**



**TYPE 04 :**



**TYPE 05 :**

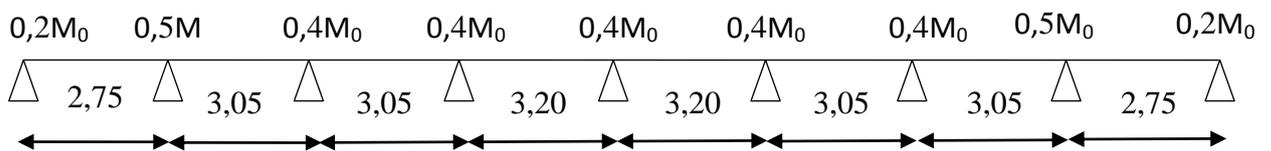


Figure III.2 :les types des poutrelles

**III-4-2-Les combinaisons de charges:**

Les charges par mètre linéaire ( /ml)

❖ **Plancher RDC :**

$$G = 5,04 \times 0,65 = 3,28 \text{ kN/ml} \quad \left\{ \begin{array}{l} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,87 \text{ kN/ml.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,91 \text{ kN/ml.} \end{array} \right.$$

$$Q = 2,5 \times 0,65 = 1,63 \text{ kN/ml}$$

❖ **Plancher 1<sup>ère</sup> au 9<sup>ème</sup> étage:**

$$G = 5,04 \times 0,65 = 3,28 \text{ kN/ml} \quad \left\{ \begin{array}{l} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,9 \text{ kN/ml.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,26 \text{ kN/ml.} \end{array} \right.$$

$$Q = 1,50 \times 0,65 = 0,98 \text{ kN/ml}$$

❖ **Plancher terrasse:**

$$G = 6,78 \times 0,65 = 4,41 \text{ kN/ml} \quad \left\{ \begin{array}{l} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,92 \text{ kN/ml.} \\ Q_{ser} = G + Q = 5,06 \text{ kN/ml.} \end{array} \right.$$

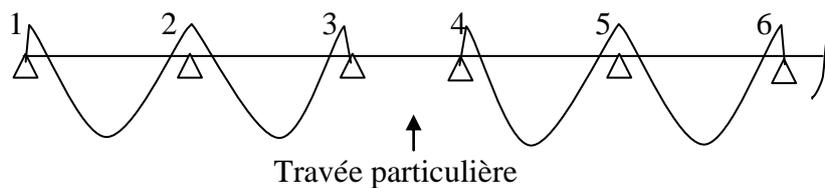
$$Q = 1,00 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

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

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

On distingue deux cas :

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



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

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

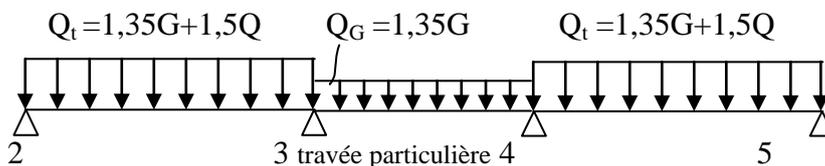
$$Ma_3 = 0,4 M_{023}$$

$$Ma_4 = 0,4 M_{045}$$

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

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

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



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

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

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

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

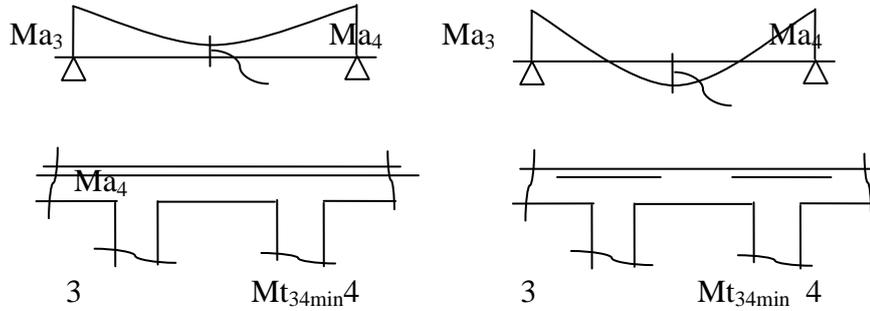
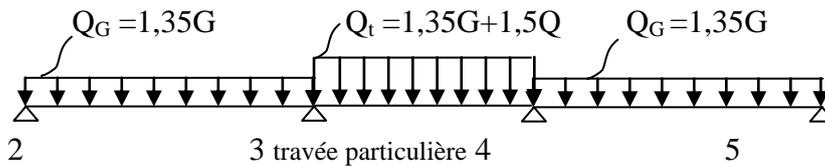


figure : valeurs des moments aux travées et sur appuis.

**On calcul le moment maximal de la travée particulière:**

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



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

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

Le moment  $M_{t_{34max}}$  est évalué en remplaçant  $x$  par la valeur:

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

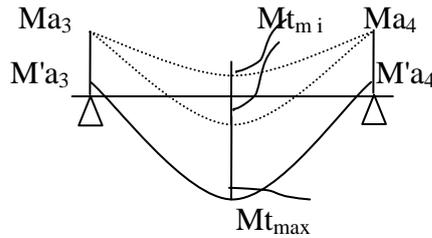
Avec:  $Q_t = 1,35G + 1,5Q$

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

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

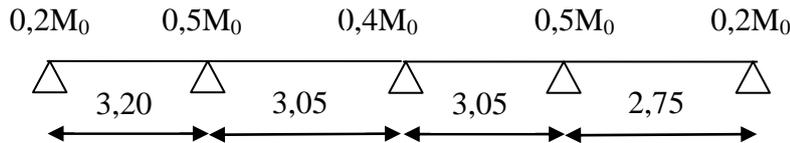
$$M_{023} = Q_G \cdot (L_2)^2 / 8, \quad M_{034} = Q_t \cdot (L_3)^2 / 8, \quad M_{045} = Q_G \cdot (L_4)^2 / 8$$

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



**III-4-3-Exemple de calcul :**

**TYPE 01 :**



**a-Plancher :**

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

1- la charge d'exploitation  $Q \leq \max(2G, 5\text{KN/m}^2)$

$G = 5,04 \text{ kN/m}^2 ; Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2 < 2G = 10,08 \text{ kN/m}^2$ ..... Condition Vérifiée

2- le rapport entre les travées successives

Travées	A-B	B-C	B-C	C-D	C-D	D-E
Portée	3,20	3,05	3,05	3,05	3,05	2,75
Rapport	1,05		1		1,11	

$0,8 \leq Li/Li+1 \leq 1,25$  ..... Condition Vérifiée

3- Poutrelles à inertie constante ( $I=cte$ )..... Condition Vérifiée

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

Puisque toutes les conditions d'applicabilité de la méthode sont vérifiées, on utilise la méthode forfaitaire.

**Plancher RDC :**

**Sollicitation à l'E.L.U :**

▪  $q_u = (1,35G+1,5Q) = 6,87 \text{ kN/ml}$

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

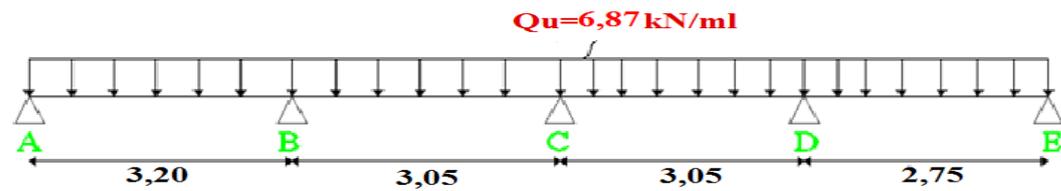
$$\text{Travée intermédiaire : } M_t \geq \begin{cases} \text{Max} [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w+M_e)/2. \\ [(1+0,3\alpha)/2].M_0 \end{cases}$$

- $q_u = (1,35G+1,5Q) = 6,87 \text{ kN/ml}$
- $\alpha = Q/(G+Q) = 1,63/(3,28+1,63) = 0,33$
- $(1+0,3\alpha) = 1,099 > 1,05$
- $(1,2+0,3\alpha)/2 = 0,650$  (travée de rive).
- $(1+0,3\alpha)/2 = 0,55$  (travée intermédiaire).

### Exemple de calcul:

#### Type 01 :

Ce type est calculé par la méthode forfaitaire



#### Moments isostatiques:

$$M_{0AB} = Q_t.L^2/8 = 6,87(3,20)^2/8 = 8,79 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = Q_t.L^2/8 = 6,87(3,05)^2/8 = 7,99 \text{ kN.m}$$

$$M_{0CD} = Q_t.L^2/8 = 6,87(3,05)^2/8 = 7,99 \text{ kN.m}$$

$$M_{0DE} = Q_t.L^2/8 = 6,87(2,75)^2/8 = 6,49 \text{ kN.m}$$

#### Moments sur appuis:

$$M_A = 0,2M_{0AB} = 1,76 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 4,40 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 3,20 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0,5 \max (M_{0CD}, M_{0DE}) = 4 \text{ kN.m}$$

$$M_E = 0,2 M_{0DE} = 1,30 \text{ kN.m}$$

**Moments En travées :**

$$\text{Travée (A-B)} \left\{ \begin{array}{l} M_T \geq 1,099.M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 6,58 \text{ kN.m} \\ M_T \geq 0,650.M_0^{AB} = 5,71 \text{ kN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(AB)} = 6,58 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée (B-C)} \left\{ \begin{array}{l} M_T \geq 1,099.M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 4,98 \text{ kN.m} \\ M_T \geq 0,550.M_0^{BC} = 4,39 \text{ kN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(BC)} = 4,98 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée (C-D)} \left\{ \begin{array}{l} M_T \geq 1,099.M_0^{CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 5,18 \text{ kN.m} \\ M_T \geq 0,550.M_0^{CD} = 4,39 \text{ kN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(BC)} = 5,18 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée (D-E)} \left\{ \begin{array}{l} M_T \geq 1,099.M_0^{DE} - \frac{M_D + M_E}{2} = 4,48 \text{ kN.m} \\ M_T \geq 0,650.M_0^{DE} = 4,22 \text{ kN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(BC)} = 4,48 \text{ kN.m}$$

**Efforts tranchants :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} + q_u \frac{L_i}{2} \\ T_e = \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} - q_u \frac{L_i}{2} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} T_w : \text{effort tranchant a droit} \\ T_e : \text{effort tranchant a gauche} \end{array} \right.$$

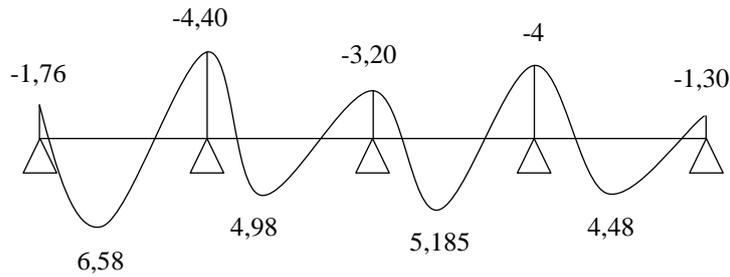
$$\text{Travée (A-B)} \left\{ \begin{array}{l} T_A = \frac{1,76 - 4,40}{3,20} + 6,87 \frac{3,20}{2} = 10,17 \text{ kN} \\ T_B = \frac{1,76 - 4,40}{3,20} - 6,87 \frac{3,20}{2} = -11,82 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (B-C)} \left\{ \begin{array}{l} T_B = \frac{4,40 - 3,20}{3,05} + 6,87 \frac{3,05}{2} = 10,87 \text{ kN} \\ T_C = \frac{4,40 - 3,20}{3,05} - 6,87 \frac{3,05}{2} = -10,08 \text{ kN} \end{array} \right.$$

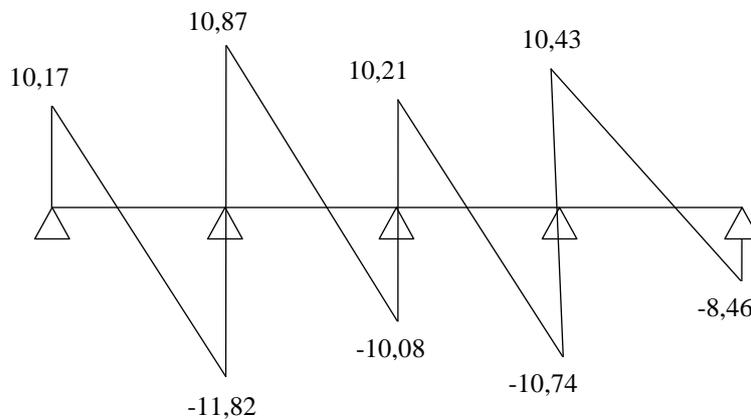
$$\text{Travée (C-D)} \left\{ \begin{array}{l} T_C = \frac{3,20 - 4}{3,05} + 6,87 \frac{3,05}{2} = 10,21 \text{ kN} \\ T_D = \frac{3,20 - 4}{3,05} - 6,87 \frac{3,05}{2} = -10,74 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (D-E)} \left\{ \begin{array}{l} T_D = \frac{4 - 1,30}{2,75} + 6,87 \frac{2,75}{2} = 10,43 \text{ kN} \\ T_C = \frac{4 - 1,30}{2,75} - 6,87 \frac{2,75}{2} = -8,46 \text{ kN} \end{array} \right.$$

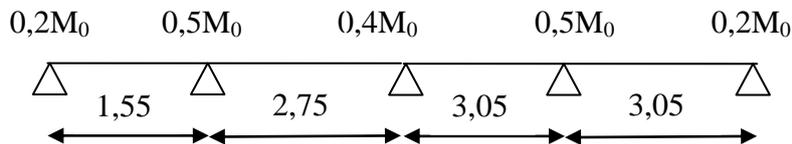
**Diagramme des moments fléchissant M [kN.m ]:**



**Diagramme des efforts tranchants T[kN ] :**



**Type 03 :**



**a-Plancher RDC :**

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

1- la charge d'exploitation  $Q \leq \max(2G, 5\text{KN/m}^2)$

$G = 5,04 \text{ kN/m}^2 ; Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2 < 2G = 10,08 \text{ kN/m}^2$ ..... Condition Vérifiée

$QG=1,35G$

$QG=1,35(3,28)=4,43 \text{ N/ml}$

2- le rapport entre les travées successives

Travées	A-B	B-C	B-C	C-D	C-D	D-E
Portée	1,55	2,75	2,75	3,05	3,05	3,05
Rapport	0,56		0,90		1	

$0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$  ..... Condition Non Vérifiée

3- Poutrelles à inertie constante ( $I=cte$ )..... Condition Vérifiée

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

Puisque le rapport  $0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$  n'est pas satisfait; on utilise la **méthode forfaitaire modifiée** pour la travée particulière; et on utilise toujours la méthode forfaitaire pour les restes travées.

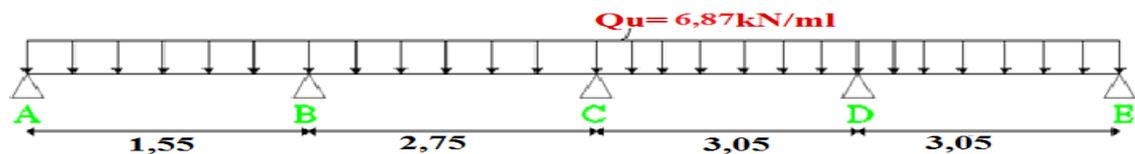
**Plancher RDC :**

Le calcul se fait à l'**E.L.U**

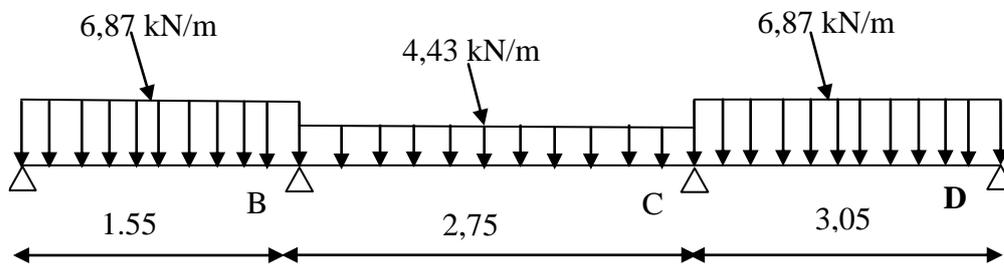
**Exemple de calcul:**

**Type 03 :**

Ce type est calculé par la méthode forfaitaire modifiée



**Calcul du moment minimal de la travée particulière B-C (Travée intermédiaire):**



**Moments isostatiques:**

$$M_{0AB} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 6,87 (1,55)^2 / 8 = 2,06 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,43 (2,75)^2 / 8 = 4,19 \text{ kN.m}$$

$$M_{0CD} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 6,87 (3,05)^2 / 8 = 7,99 \text{ kN.m}$$

**Moments sur appuis:**

$$M_A = 0,2 M_{0AB} = 0,41 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 2,095 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 3,20 \text{ kN.m}$$

**Moment en travée particulière :**

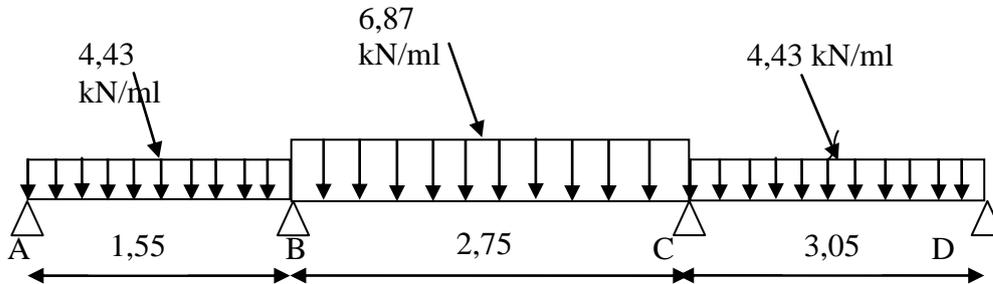
**BC: ( $M_{t_{min}}$ )**

$$X^{BC} = \frac{L}{2} + \frac{M_B - M_C}{Q_G \cdot L} = \frac{2,75}{2} + \frac{2,095 - 3,20}{4,43 \cdot 2,75} = 1,28 \text{ m}$$

$$Mt_{\min}^{BC}(x) = Q_G \cdot X \left( \frac{L-x}{2} \right) - Mb \left( 1 - \frac{x}{L} \right) - M_C \cdot \frac{x}{L}$$

$$Mt_{\min}(x) = 4,43 \times 1,28 \times \left( \frac{2,75-1,28}{2} \right) - 2,095 \times \left( 1 - \frac{1,28}{2,75} \right) - 3,20 \times \frac{1,28}{2,75} = 1,56 \text{ kN.m}$$

Calcul du moment maximal de la travée B-C:



**Moments isostatiques:**

$$M_{0AB} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,43(1,55)^2 / 8 = 1,33 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 6,87(2,75)^2 / 8 = 6,49 \text{ kN.m}$$

$$M_{0CD} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 4,43(3,05)^2 / 8 = 5,15 \text{ kN.m}$$

**Moments sur appuis:**

$$M_A = 0,2M_{0AB} = 0,27 \text{ N.m}$$

$$M_B = 0,5 \max(M_{0AB}, M_{0BC}) = 3,25 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,5 \max(M_{0BC}, M_{0CD}) = 2,60 \text{ kN.m}$$

**Moment en travée particulière :**

**BC:(Mt<sub>max</sub>)**

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_B - M_C}{Q_t \cdot L} = \frac{2,75}{2} + \frac{3,25 - 2,60}{6,87 \cdot 2,75} = 1,41 \text{ m}$$

$$Mt_{\max}^{BC}(x) = Q_t \cdot X \left( \frac{L-x}{2} \right) - Mb \left( 1 - \frac{x}{L} \right) - M_C \cdot \frac{x}{L}$$

$$Mt_{\max}(x) = 6,87 \times 1,41 \times \left( \frac{2,75-1,41}{2} \right) - 3,25 \times \left( 1 - \frac{1,41}{2,75} \right) - 2,60 \times \frac{1,41}{2,75} = 3,58 \text{ kN.m}$$

**Calcul des moments dans les autres travées :**

On utilise la méthode forfaitaire:

**Moments isostatiques:**

$$M_{0AB} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 2,06 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 6,49 \text{ kN.m}$$

$$M_{0CD} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 7,99 \text{ kN.m}$$

$$M_{0DE} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 7,99 \text{ kN.m}$$

**Moments sur appuis:**

$$M_A = 0,2M_{0AB} = 0,41 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 3,25 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 3,20 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0,5 \max (M_{0CD}, M_{0DE}) = 4 \text{ kN.m}$$

$$M_E = 0,2 M_{0DE} = 1,60 \text{ kN.m}$$

**Moments En travées :**

$$\text{Travée (A-B)} \left\{ \begin{array}{l} M_T \geq 1,099.M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 0,44 \text{ kN.m} \\ M_T \geq 0,650.M_0^{AB} = 1,34 \text{ kN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(AB)} = 1,34 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée (C-D)} \left\{ \begin{array}{l} M_T \geq 1,099.M_0^{CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 5,19 \text{ kN.m} \\ M_T \geq 0,550.M_0^{CD} = 4,40 \text{ kN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(BC)} = 5,19 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée (D-E)} \left\{ \begin{array}{l} M_T \geq 1,099.M_0^{DE} - \frac{M_D + M_E}{2} = 5,98 \text{ kN.m} \\ M_T \geq 0,650.M_0^{DE} = 5,19 \text{ kN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(BC)} = 5,98 \text{ kN.m}$$

**Efforts tranchants :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} + q_u \frac{L_i}{2} \\ T_e = \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} - q_u \frac{L_i}{2} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} T_w : \text{effort tranchant a droit} \\ T_e : \text{effort tranchant a gauche} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (A-B)} \left\{ \begin{array}{l} T_A = \frac{0,41 - 3,25}{1,55} + 6,87 \frac{1,55}{2} = 3,50 \text{ kN} \\ T_B = \frac{0,41 - 3,25}{1,55} - 6,87 \frac{1,55}{2} = -7,15 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (B-C)} \left\{ \begin{array}{l} T_B = \frac{3,25 - 3,20}{2,75} + 6,87 \frac{2,75}{2} = 9,46 \text{ kN} \\ T_C = \frac{3,25 - 3,20}{2,75} - 6,87 \frac{2,75}{2} = -9,43 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (C-D)} \left\{ \begin{array}{l} T_C = \frac{3,20 - 4}{3,05} + 6,87 \frac{3,05}{2} = 10,21 \text{ kN} \\ T_D = \frac{3,20 - 4}{3,05} - 6,87 \frac{3,05}{2} = -10,74 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (D-E)} \begin{cases} T_D = \frac{4-1,60}{3,05} + 6,87 \frac{3,05}{2} = 11,26 \text{ kN} \\ T_E = \frac{4-1,60}{3,05} - 6,87 \frac{3,05}{2} = -9,69 \text{ kN} \end{cases}$$

**Travée (BC) particulière :**

Tmin (travée déchargée)

$$T_B = (2,095-3,20)/2,75+4,43.2,75/2= 5,69\text{KN}$$

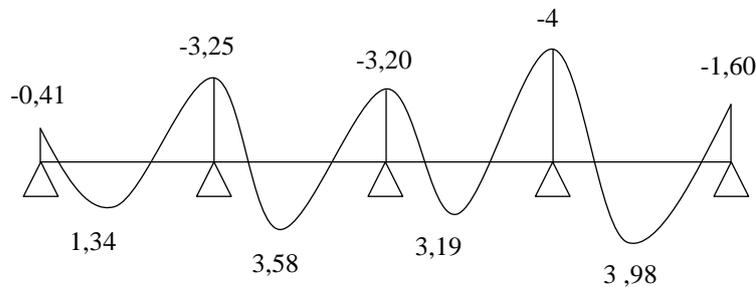
$$T_C = (2,095-3,20)/2,75-4,43.2,75/2= -6,49 \text{ KN}$$

Tmax (travée chargée)

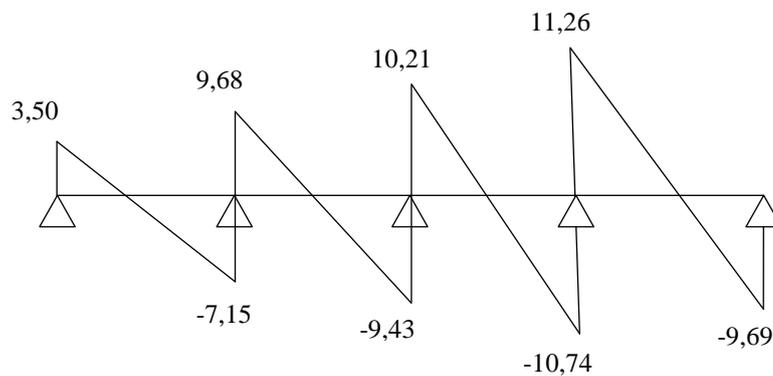
$$T_B = (3,25-2,60)/2,75+6,87.2,75/2= 9,68 \text{ KN}$$

$$T_C = (3,25-2,60)/2,75-6,87.2,75/2=-9,21 \text{ KN}$$

**Diagramme des moments fléchissant M [kN.m] :**



**Diagramme des efforts tranchants T[kN] :**



**Plancher RDC :**

Le calcul se fait à l'E.L.S

**Sollicitation à l'E.L.S :**

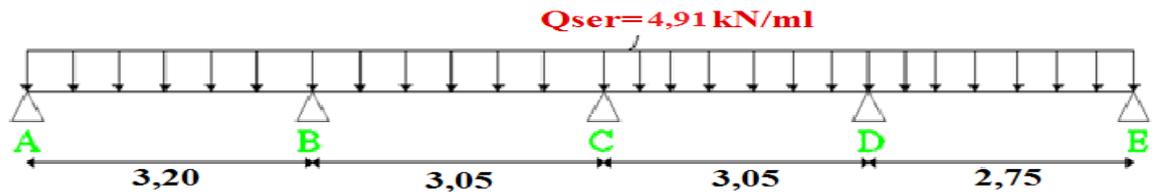
$$Q=1,63\text{kN/ml} \quad ; \quad G=3,28 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{ser}} = (G+Q) = (3,28+1,63) = 4,91 \text{ kN/ml}$$

**Exemple de calcul:**

**Type 01 :**

Ce type est calculé par la méthode forfaitaire



**Moments isostatiques:**

$$M_{0AB} = Q_t.L^2/8 = 6,28 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = Q_t.L^2/8 = 5,71 \text{ kN.m}$$

$$M_{0CD} = Q_t.L^2/8 = 5,71 \text{ kN.m}$$

$$M_{0DE} = Q_t.L^2/8 = 4,64 \text{ kN.m}$$

**Moments sur appuis:**

$$M_A = 0,2M_{0AB} = 1,26 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 3,14 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 2,28 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0,5 \max (M_{0CD}, M_{0DE}) = 2,86 \text{ kN.m}$$

$$M_E = 0,2 M_{0DE} = 0,93 \text{ kN.m}$$

**Moments En travées :**

$$\text{Travée (A-B)} \left\{ \begin{array}{l} M_T \geq 1,099.M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 4,70 \text{ kN.m} \\ M_T \geq 0,650.M_0^{AB} = 4,08 \text{ kN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(AB)} = 4,70 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée (B-C)} \left\{ \begin{array}{l} M_T \geq 1,099.M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 3,57 \text{ kN.m} \\ M_T \geq 0,550.M_0^{BC} = 3,14 \text{ kN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(BC)} = 3,57 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée (C-D)} \left\{ \begin{array}{l} M_T \geq 1,099.M_0^{CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 3,71 \text{ kN.m} \\ M_T \geq 0,550.M_0^{CD} = 3,14 \text{ kN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(BC)} = 3,71 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée (D-E)} \left\{ \begin{array}{l} M_T \geq 1,099.M_0^{DE} - \frac{M_D + M_E}{2} = 3,20 \text{ kN.m} \\ M_T \geq 0,650.M_0^{DE} = 3,02 \text{ kN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(BC)} = 3,20 \text{ kN.m}$$

**Efforts tranchants :**

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

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} + q_u \frac{L_i}{2} \\ T_e = \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} - q_u \frac{L_i}{2} \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} T_w : \text{effort tranchant a droit} \\ T_e : \text{effort tranchant a gauche} \end{cases}$$

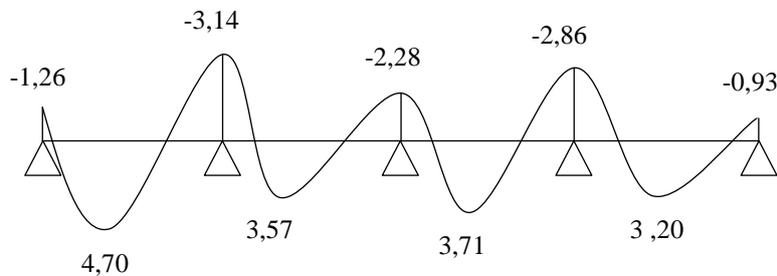
$$\text{Travée (A-B)} \begin{cases} T_A = \frac{1,26 - 3,14}{3,20} + 4,91 \frac{3,20}{2} = 7,27 \text{ kN} \\ T_B = \frac{1,26 - 3,14}{3,20} - 4,91 \frac{3,20}{2} = -8,44 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (B-C)} \begin{cases} T_B = \frac{3,14 - 2,28}{3,05} + 4,91 \frac{3,05}{2} = 7,77 \text{ kN} \\ T_C = \frac{3,14 - 2,28}{3,05} - 4,91 \frac{3,05}{2} = -7,21 \text{ kN} \end{cases}$$

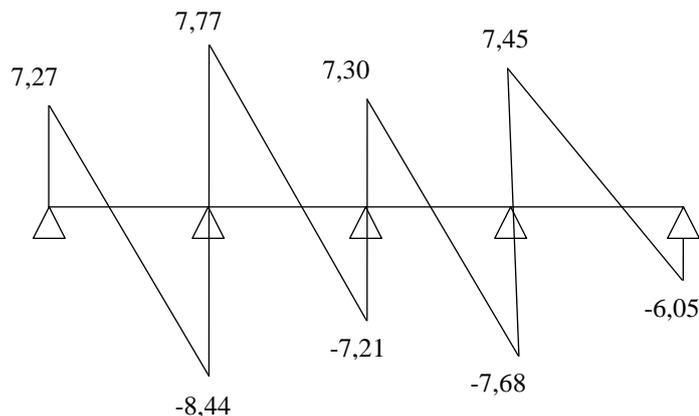
$$\text{Travée (C-D)} \begin{cases} T_C = \frac{2,28 - 2,86}{3,05} + 4,91 \frac{3,05}{2} = 7,30 \text{ kN} \\ T_D = \frac{2,28 - 2,86}{3,05} - 4,91 \frac{3,05}{2} = -7,68 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (D-E)} \begin{cases} T_D = \frac{2,86 - 0,93}{2,75} + 4,91 \frac{2,75}{2} = 7,45 \text{ kN} \\ T_E = \frac{2,86 - 0,93}{2,75} - 4,91 \frac{2,75}{2} = -6,05 \text{ kN} \end{cases}$$

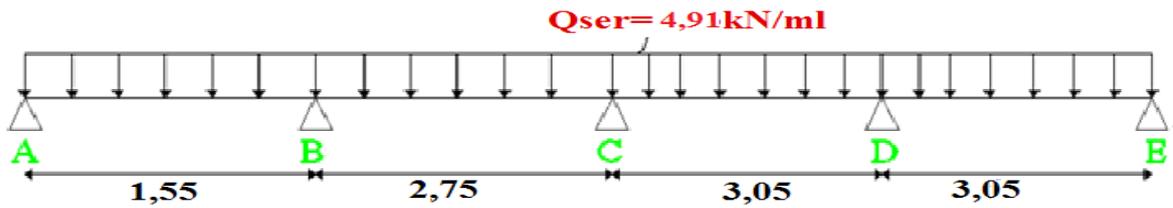
**Diagramme des moments fléchissant M [kN.m ]:**



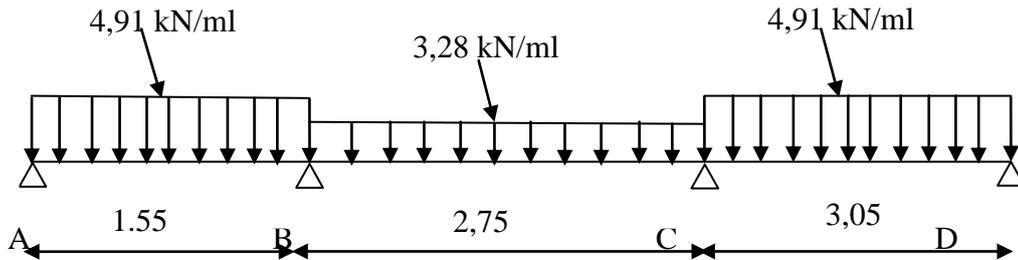
**Diagramme des efforts tranchants T[kN ] :**



**Type 03 :**



**Calcul du moment minimal de la travée particulière B-C (Travée intermédiaire):**



**Moments isostatiques:**

$$M_{0AB} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 1,47 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 3,10 \text{ kN.m}$$

$$M_{0CD} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 5,71 \text{ kN.m}$$

**Moments sur appuis:**

$$M_A = 0,2 M_{0AB} = 0,29 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 1,55 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 2,28 \text{ kN.m}$$

**Moment en travée particulière :**

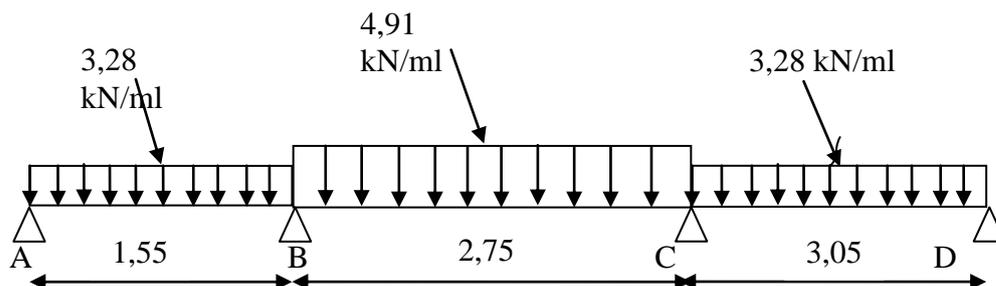
**BC: ( $M_{t_{min}}$ )**

$$X^{BC} = \frac{L}{2} + \frac{M_B - M_C}{Q_G \cdot L} = \frac{2,75}{2} + \frac{1,55 - 2,28}{3,28 \cdot 2,75} = 1,29 \text{ m}$$

$$M_{t_{min}}^{BC}(x) = Q_G \cdot X \left( \frac{L - x}{2} \right) - M_B \left( 1 - \frac{x}{L} \right) - M_C \cdot \frac{x}{L}$$

$$M_{t_{min}}(x) = 3,28 \times 1,29 \times \left( \frac{2,75 - 1,29}{2} \right) - 1,55 \times \left( 1 - \frac{1,29}{2,75} \right) - 2,28 \times \frac{1,29}{2,75} = 1,20 \text{ kN.m}$$

**Calcul du moment maximal de la travée B-C:**



**Moments isostatiques:**

$$M_{0AB} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 0,99 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 4,64 \text{ kN.m}$$

$$M_{0CD} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 3,81 \text{ kN.m}$$

**Moments sur appuis:**

$$M_A = 0,2M_{0AB} = 0,20 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 2,32 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,5 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 1,86 \text{ kN.m}$$

**Moment en travée particulière :**

**BC:(Mt<sub>max</sub>)**

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_B - M_C}{Q_t \cdot L} = \frac{2,75}{2} + \frac{2,32 - 1,86}{4,91 \cdot 2,75} = 1,41 \text{ m}$$

$$Mt_{\max}^{BC}(x) = Q_t \cdot X \cdot \left( \frac{L - x}{2} \right) - Mb \left( 1 - \frac{x}{L} \right) - M_C \cdot \frac{x}{L}$$

$$Mt_{\max}(x) = 4,91 \times 1,41 \times \left( \frac{2,75 - 1,41}{2} \right) - 2,32 \times \left( 1 - \frac{1,41}{2,75} \right) - 1,86 \times \frac{1,41}{2,75} = 2,55 \text{ kN.m}$$

**Calcul des moments dans les autres travées :**

On utilise la méthode forfaitaire:

**Moments isostatiques:**

$$M_{0AB} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 1,47 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 4,64 \text{ kN.m}$$

$$M_{0CD} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 5,71 \text{ kN.m}$$

$$M_{0DE} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 5,71 \text{ kN.m}$$

**Moments sur appuis:**

$$M_A = 0,2M_{0AB} = 0,29 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 2,32 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 2,28 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0,5 \max (M_{0CD}, M_{0DE}) = 2,86 \text{ kN.m}$$

$$M_E = 0,2 M_{0DE} = 1,14 \text{ kN.m}$$

**Moments En travées :**

$$\text{Travée (A-B)} \left\{ \begin{array}{l} M_T \geq 1,099 \cdot M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 0,31 \text{ kN.m} \\ M_T \geq 0,650 \cdot M_0^{AB} = 0,96 \text{ kN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(AB)} = 0,96 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée (C-D)} \left\{ \begin{array}{l} M_T \geq 1,099.M_0^{CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 3,71kN.m \\ M_T \geq 0,550.M_0^{CD} = 3,14kN.m \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(BC)} = 3,71kN.m$$

$$\text{Travée (D-E)} \left\{ \begin{array}{l} M_T \geq 1,099.M_0^{DE} - \frac{M_D + M_E}{2} = 4,28kN.m \\ M_T \geq 0,650.M_0^{DE} = 3,71kN.m \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(BC)} = 4,28kN.m$$

**Efforts tranchants :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} + q_u \frac{L_i}{2} \\ T_e = \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} - q_u \frac{L_i}{2} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} T_w : \text{effort tranchant a droit} \\ T_e : \text{effort tranchant a gauche} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (A-B)} \left\{ \begin{array}{l} T_A = \frac{0,29 - 2,32}{1,55} + 4,91 \frac{1,55}{2} = 2,50 kN \\ T_B = \frac{0,29 - 2,32}{1,55} - 4,91 \frac{1,55}{2} = -5,11 kN \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (B-C)} \left\{ \begin{array}{l} T_B = \frac{2,32 - 2,28}{2,75} + 4,91 \frac{2,75}{2} = 6,77 kN \\ T_C = \frac{2,32 - 2,28}{2,75} - 4,91 \frac{2,75}{2} = -6,74 kN \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (C-D)} \left\{ \begin{array}{l} T_C = \frac{2,28 - 2,86}{3,05} + 4,91 \frac{3,05}{2} = 7,30 kN \\ T_D = \frac{2,28 - 2,86}{3,05} - 4,91 \frac{3,05}{2} = -7,78 kN \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (D-E)} \left\{ \begin{array}{l} T_D = \frac{2,32 - 1,86}{3,05} + 4,91 \frac{3,05}{2} = 8,05 kN \\ T_C = \frac{2,32 - 1,86}{3,05} - 4,91 \frac{3,05}{2} = -6,58 kN \end{array} \right.$$

**Travée (BC) particulière :**

Tmin (travée déchargée)

$$T_B = (1,55 - 2,28) / 2,75 + 3,28 \cdot 2,75 / 2 = 4,24 \text{ KN}$$

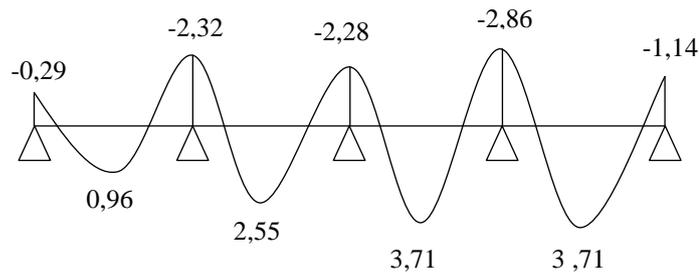
$$T_C = (1,55 - 2,28) / 2,75 - 3,28 \cdot 2,75 / 2 = -4,78 \text{ KN}$$

Tmax (travée chargée)

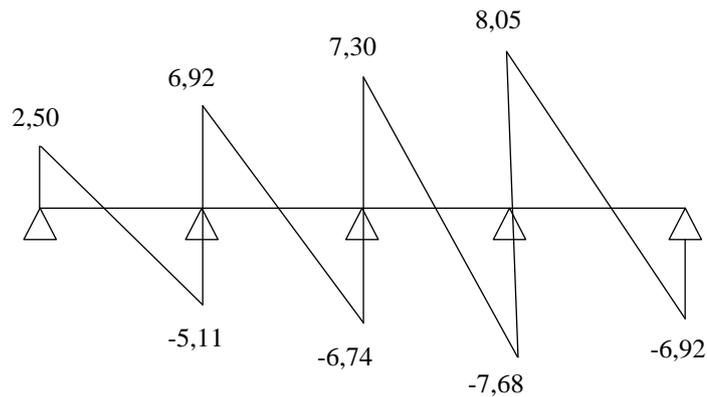
$$T_B = (2,32 - 1,86) / 2,75 + 4,91 \cdot 2,75 / 2 = 6,92 \text{ KN}$$

$$T_C = (2,32 - 1,86) / 2,75 - 4,91 \cdot 2,75 / 2 = -6,58 \text{ KN}$$

**Diagramme des moments fléchissant M [kN.m] :**



**Diagramme des efforts tranchants T[kN] :**



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

**Tableau III.1.** récapitulatif des résultats obtenus

Niveau	Type de poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U					E.L.S			
				Mt	Mw	Me	Tw	Te	Mt	Mw	Me	
R.D.C	01	A-B	3,20	6,58	2,38	4,40	10,17	-11,82	4,70	1,26	3,14	
		B-C	3,05	4,98	4,40	3,20	10,87	-10,08	3,57	3,14	2,28	
		C-D	3,05	5,18	3,20	4	10,21	-10,74	3,71	2,28	2,86	
		D-E	2,75	4,48	4	1,30	10,43	-8,46	3,20	2,86	0,93	
	03	A-B	1,55	1,34	0,41	3,25	3,50	-7,15	0,96	0,29	2,32	
		B-C	2,75	Min	1,56	2,10	3,20	5,69	-6,49	1,20	1,55	2,28
				Max	3,58	3,25	2,60	9,68	-9,43	2,55	2,32	1,86
		C-D	3,05	5,19	3,20	3,99	10,21	-10,74	3,71	2,28	2,86	
D-E	3,05	5,98	3,99	1,60	11,26	-9,69	3,71	2,86	1,14			
Etage courant	01	A-B	3,20	5,43	1,51	3,78	8,73	-10,15	3,92	1,09	2,73	
		B-C	3,05	4,07	3,78	2,74	9,34	-8,66	2,94	2,73	1,98	
		C-D	3,05	4,25	2,74	3,43	8,77	-9,22	3,06	1,98	2,48	
		D-E	2,75	3,69	3,43	1,12	8,95	-7,27	2,66	2,48	0,81	
	03	A-B	1,55	1,12	0,35	2,79	3,00	-6,15	0,81	0,26	2,02	
		B-C	2,75	Min	1,77	2,10	2,74	5,86	-6,15	1,34	1,55	1,98
				Max	3,07	2,79	2,23	8,32	-8,09	2,21	2,02	1,61
		C-D	3,05	4,25	2,74	3,43	8,77	-9,22	3,06	1,98	2,48	
D-E	3,05	4,95	3,43	1,37	9,67	-8,32	3,56	2,48	0,99			

Sollicitations de calcul:

$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}} = 6,58 \text{ kN.m} \\ M_{\text{appui-rive}} = 2,38 \text{ kN.m} \\ M_{\text{appui-inter}} = 4,40 \text{ kN.m} \\ T_{\text{max}} = 11,26 \text{ kN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} : \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}} = 4,70 \text{ kN.m} \\ M_{\text{appui-rive}} = 1,26 \text{ kN.m} \\ M_{\text{appui-inter}} = 3,14 \text{ kN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

**III-4-4 Le ferrailage :**

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

**En travée :**

Moment équilibré par la table « Mt »

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

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} d = 0,9h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm} \\ F_{bc} = 0,85 F_{c28} / \gamma_b = 14,17 \text{ MPa} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$M_t = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ kN.m}$$

$$M_{t\text{-max}} = 6,58 \text{ kN.m} < 58,95 \text{ kN.m}$$

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 (bxh) = (65 x 20) cm<sup>2</sup>.

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{6,58 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,022 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,989$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,58 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,062 \text{ cm}^2$$

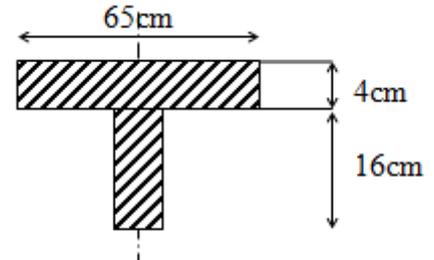
**Condition de non fragilité:**

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

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

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

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



**Figure III.3 .**Section de calcul des poutrelles

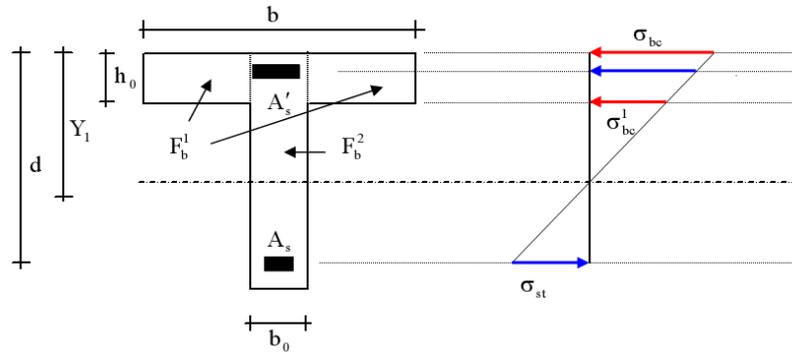


Figure III.4 : notation utilisées pour le calcul de section d’acier pour une poutre en T

$$I = 12 \times \frac{20^3}{3} + (65 - 12) \times \frac{4^3}{3} - [12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4] \times (6,25)^2 = 15474,42 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow A_{\min} = \frac{15474,42}{0,81 \times 20 \times 13,75} \times \frac{2,1}{400} = 0,365 \text{ cm}^2$$

Donc:  $A_{\text{scal}} = 1,062 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,365 \text{ cm}^2$ .....condition vérifiée.

**Choix :** on adopte: **3T10 = 2,36 cm<sup>2</sup>**

**En appuis:**

Puisque le béton tendu négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension  $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_{\text{appui-inter}} = 4,40 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{4,40 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 12} = 0,080 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,958$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,40 \times 10^3}{0,958 \times 18 \times 348} = 0,73 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{15474,42}{0,81 \times 20 \times 13,75} \times \frac{2,1}{400} = 0,365 \text{ cm}^2$$

Donc:  $A_{\text{scal}} = 0,73 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,364 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

**Choix :** on adopte: **2T10 (soit 1,57 cm<sup>2</sup>), 1T10 fil + 1T10 chapeau.**

$$M_{\text{appui-de rive}} = 1,76 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{1,76 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 12} = 0,043 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,978$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,38 \times 10^3}{0,978 \times 18 \times 348} = 0,388 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{15474,42}{0,81 \times 20 \times 13,75} \times \frac{2,1}{400} = 0,365 \text{ cm}^2$$

Donc:  $A_{s \text{ cal}} = 0,388 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,365 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

**Choix :** on adopte: **2T10 (soit 1,57 cm<sup>2</sup>)**, 1T10 fil + 1T10 chapeau.

### III-4-5-Vérification des contraintes à L'ELS :

**Position de l'axe neutre :**

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

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

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 2,35 \text{ cm}^2.$$

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

$$y = 3,90 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$$

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

**Le moment d'inertie:**

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

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

$$I_G = \frac{65}{3} (3,90)^3 + 15 \times 2,36 \times (18 - 3,90)^2 = 7337,60 \text{ cm}^4.$$

**Calcul des contraintes :**

**Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{4,70 \cdot 10^3}{7337,60} \times 3,90 = 2,50 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,50 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

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

L'effort tranchant maximal  $T_{max}=11,26$  kN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{11,26 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,52 MPa$$

Fissuration peu préjudiciable:

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

$$\tau_u = 0,52 MPa < \bar{\tau}_u = 3,25 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

**Armatures transversales At (armatures de l'âme):**

**Diamètre:**

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

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

on adopte :  $\Phi_t = 8 mm$ .

**Escapement :**

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

D'après le RPA 99 (version 2003) :

**En zone nodale :**  $St \leq \min(10 \Phi_t; 15cm) \Rightarrow St \leq \min(10 \times 1,0; 15cm) = 10cm$

$$\Rightarrow St = 10 cm$$

**En zone courante:**  $(St \leq 15 \Phi_t) \Rightarrow (St \leq (15 \times 1,0)) \Rightarrow (St \leq 15 cm) \Rightarrow (St = 15 cm)$

**Section des armatures transversales :**

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

K = 1 (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij} = \min(2,1; 3,3 MPa) = 2,1 MPa$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 MPa; \gamma_s = 1,15$$

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

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

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

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

$$X = 1,64 \text{ m}$$

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

$$X - (h/2) = 1,64 - 0,10 = 1,54 \text{ m}$$

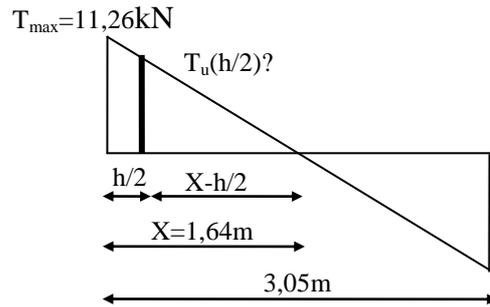
$$\text{Donc: } T_u(h/2) = 11,26 \times 1,54 / 1,64 = 10,57 \text{ kN}$$

$$T_u(h/2) = 10,57 \text{ kN}$$

$$\text{D'où: } \tau_u(h/2) = (11,26 \times 10^3) / (120 \times 180) = 0,52 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(h/2) = 0,52 \text{ MPa}$$

$$(*) \Rightarrow \left( \frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,52 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 7,18 \times 10^{-3} \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$



**Pourcentage minimal des armatures transversales :**

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

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left( \frac{0,52}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

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

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

$$\text{Pour } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow At \geq 0,020 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2$$

**-Zone nodale :**

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

$$St \leq 10\text{cm}$$

**-Zone courante:**

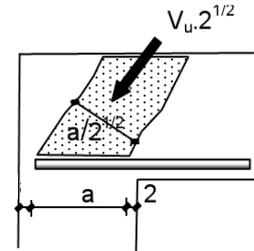
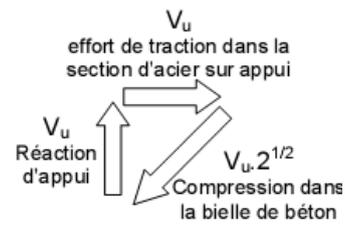
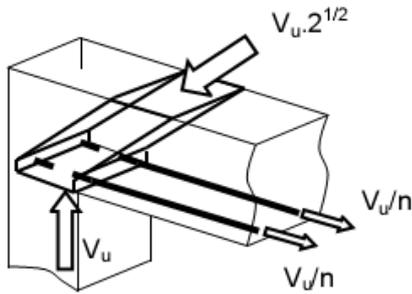
$$St \leq 15\text{cm}$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

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

On prend: **2φ8 = 1 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement : **S<sub>t</sub> = 10 cm**

**Justifications aux appuis (appui simple d'about) :**



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

$$T_u = 11,26 \text{ kN}$$

$$M_{\text{appui}} = 4,40 \text{ kN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{4,40}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 27,16 \text{ kN} > T_u = 11,26 \text{ kN}$$

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

**Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est:

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

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

a: la longueur d'appuis de la bielle

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

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

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

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

$$a \geq \frac{2 \times 11,26 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,014 \text{ m} = 1,40 \text{ cm}$$

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

a' : largeur d'appui

$$a' = c - c' - 2 \text{ cm}$$

$$c' = 2 \text{ cm (enrobage)}$$

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

$$a' = 30 - 2 - 2 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(26 \text{ cm}; 16,2 \text{ cm}) = 16,20 > 2,00 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

**Entraînement des armatures :**

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

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

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

T: effort tranchant max  $T = 15,25 \text{ kN}$

n : nombre d'armatures longitudinales tendues  $n = 3$

$\mu$  : périmètre d'armature tendue  $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,0 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{u_{ser}} = 11,26 \times 10^3 / 0,9 \times 18 \times 3,14 \times 3 \times 10^2 = 0,74 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_{u_{ser}} = 0,74 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit "L<sub>s</sub>" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre Ø pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_{ser}$ .

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

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

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

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

$$L_s = 1,0 \times 400 / 4 \times 2,84 = 35,27 \text{ cm.}$$

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

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

$$r = 5,5 \phi = 5,5 \times 1,0 = 5,5 \text{ cm.}$$

**Vérification de la flèche :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left( \frac{20}{325} = 0,062 > 0,044 \right) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \cdot M_{0,ser}} \right) \Rightarrow \left( \frac{20}{325} = 0,062 > \frac{4,70}{15 \times 6,28} = 0,050 \right) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \left( \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left( \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,01 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque la dernière condition ne sont pas satisfaites ; donc on passe au calcul de la flèche.

On va calculer:

$$F_i = \frac{M_i.L^2}{10E_i.I_{f_i}} ; F_v = \frac{M_v.L^2}{10E_v.I_{f_v}}$$

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

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

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

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

$$I_{f_i} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} ; I_{f_v} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g}$$

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

$I_{f_i}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

$I_{f_v}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

#### Détermination du moment d'inertie:

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

$$I_g = \frac{65 \times (12,90)^3}{3} - \frac{(65-12)(12,90-4)^3}{3} + \frac{12(20-12,90)^3}{3} + 15 \times 2,36(18-12,90)^2$$

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

#### Charges prises en comptes :

1-charge permanente avant mise du revêtement :  $\mathbf{J = (5,04-0,9) \times 0,65 = 2,69 \text{ kN/m.}}$

2-charge permanente après mise du revêtement :  $\mathbf{G = 5,04 \times 0,65 = 3,28 \text{ kN/m.}}$

3-charge totale à l'E.L.S :  $\mathbf{P = (G+Q).0,65; P = (5,04+2,5) \times 0,65 = 4,90 \text{ kN/m}}$

#### Calcul des moments correspondants :

$$\mathbf{M_j = 0,71.J.L^2/8 = 2,52 \text{ kN.m}}$$

$$\mathbf{M_G = 0,71.G.L^2/8 = 3,07 \text{ kN.m}}$$

$$\mathbf{M_p = 0,71.P.L^2/8 = 4,59 \text{ kN.m}}$$

Calcul des contraintes:  $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$ ;  $Z = 16,2 \text{ cm}$

$$\sigma_{sJ} = \frac{M_J}{A_s.Z} = 65,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sG} = \frac{M_G}{A_s.Z} = 80,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sP} = \frac{M_P}{A_s.Z} = 120,06 \text{ MPa}$$

#### Calcul des coefficients:

$$f; \lambda_i; \lambda_v$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,010$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot \rho} = 4,11.$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = (2/5) \cdot 4,11 = 1,64$$

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

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

$$* \mu_j = 0,22$$

$$* \mu_G = 0,31$$

$$* \mu_P = 0,47$$

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

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

$$I_{Fj} = 21030,46 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FG} = 17609,69 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FP} = 13659,72 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FV} = 26548,80 \text{ cm}^4.$$

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

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}} \quad \text{avec } E_i = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$F_{ij} = 0,039 \text{ cm.}$$

$$F_{ig} = 0,11 \text{ cm.}$$

$$F_{ip} = 0,11 \text{ cm.}$$

$$F_{vg} = 0,17 \text{ cm.}$$

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

$$F_{\text{total}} = 0,11 - 0,039 + 0,11 - 0,057 = 0,124 \text{ cm}$$

$$\mathbf{F_{\text{total}} = 0,124 \text{ cm}}$$

$$F_{\text{adm}} = L/500 = 325/500 = 0,65 \text{ cm.}$$

$$\mathbf{F_{\text{adm}} = 0,65 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{F_{\text{total}} = 0,124 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = 0,65 \text{ cm}} \dots\dots\dots \text{Condition V\u00e9rifi\u00e9e.}$$

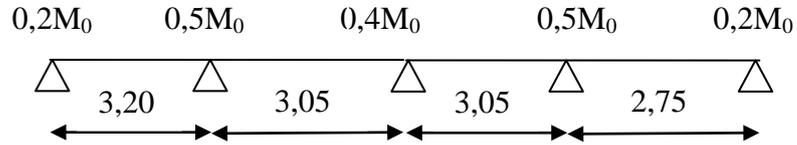
Donc, il n'y a pas de risque de la fl\u00e8che.

**1- b-La Terrasse :**

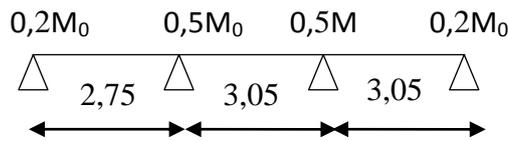
On a trois types de poutrelles dans la terrasse , on va utiliser la méthode de trois moments.

Les types de potrelles :

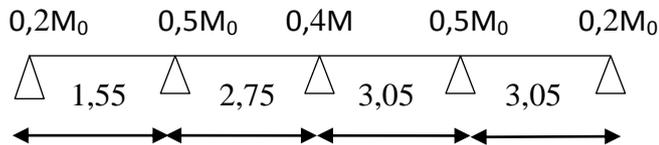
**TYPE 01:**



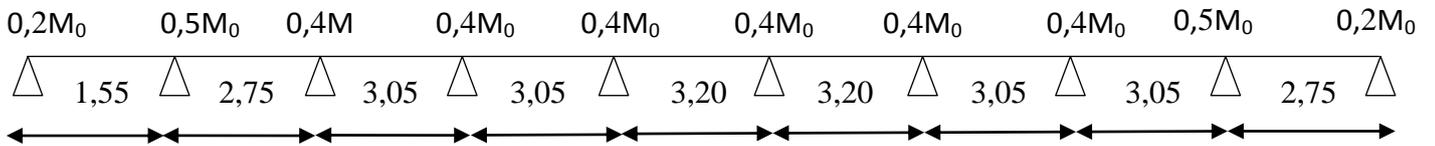
**TYPE 02:**



**TYPE 03:**



**TYPE 04:**



**TYPE 05:**

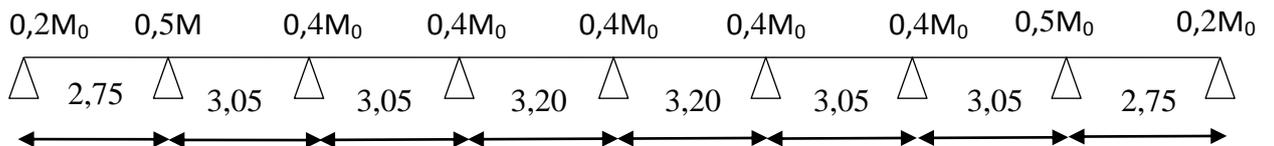
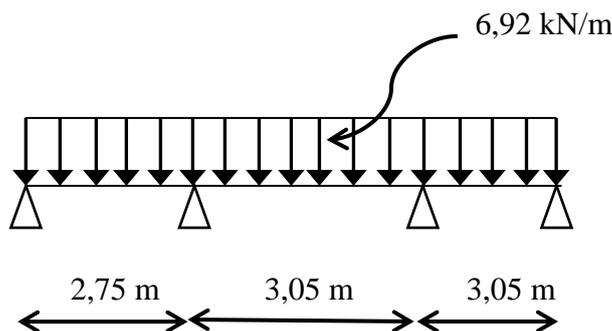


Figure :les types des poutrelles

On prend comme exemple de calcul le 2<sup>ème</sup> type de poutrelle (avec 3 travées) :

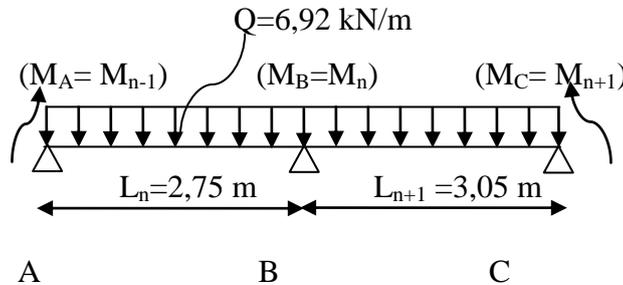
à l'ELU:



Le calcul se fait selon la formule :

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

En isolant deux travées adjacentes, on prend A-B et B-C :



**Partie AB:**

$$M_{0AB} = QL^2/8 = 6,92 \times (2,75)^2/8 = 6,54 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = 1,375 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{0AB} = 2/3 \times 2,75 \times 6,54 = 11,99 \text{ m}^2$$

**Partie BC:**

$$M_{0BC} = Q \cdot L^2/8 = 6,92 \times (3,05)^2/8 = 8,05 \text{ kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,525 \text{ m}$$

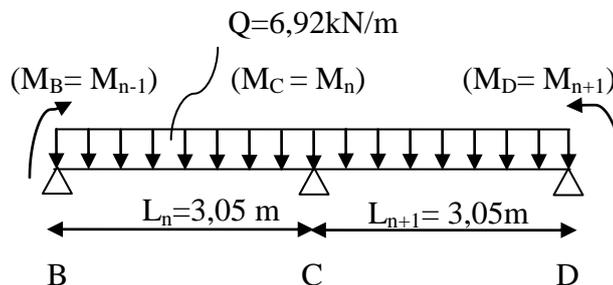
$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_{0BC} = 2/3 \times 3,05 \times 8,05 = 16,37 \text{ m}^2$$

Donc (1)  $\Rightarrow 2,75(M_A) + 2(5,8)(M_B) + 3,05(M_C) = -85,08$

Avec :  $M_A = -0,2 \cdot M_{0AB} = -1,31 \text{ kN.m}$

$$11,8M_B + 3,05M_C + 81,48 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend B-C et C-D :



**Partie BC:**

$$M_{0BC} = Q \cdot L^2/8 = 6,92 \times (3,05)^2/8 = 8,05 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = 1,525 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{0BC} = 2/3 \times 3,05 \times 8,05 = 16,37 \text{ m}^2$$

**Partie CD:**

$$M_{0CD} = QL^2/8 = 6,92 \times (3,05)^2/8 = 8,05 \text{ kN.m}$$

$$a_{n+1}=b_{n+1}=1,525 \text{ m}$$

$$S_{n+1}= 2/3.L_{n+1} \cdot M_{0CD} =2/3 \times 3,05 \times 8,05= 16,37 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 3,05M_B+2(6,10)M_C+3,05M_D=-98,22$$

$$\text{Avec: } M_D=-0,2M_{0CD}=-1,61 \text{ kN.m}$$

$$3,05M_B+12,2M_C+93,31= 0 \dots\dots\dots (2)$$

Après résoudre les équations (1) et (2) ont a :

Les moments sur appuis sont :

$$M_A = -1,31 \text{ kN.m}$$

$$M_B = -5,27 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -6,33 \text{ kN.m}$$

$$M_D = -1,61 \text{ kN.m}$$

Les moments en travées :

$$M_t^{AB} = [(M_A+M_B)/2] + M_0^{AB} = 3,25 \text{ kN.m}$$

$$M_t^{BC} = [(M_B+M_C)/2] + M_0^{BC} = 2,25 \text{ kN.m}$$

$$M_t^{CD} = [(M_C+M_D)/2] + M_0^{CD} = 4,08 \text{ kN.m}$$

Effort tranchants :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} + q_u \frac{L_i}{2} \\ T_e = \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} - q_u \frac{L_i}{2} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} T_w : \text{effort tranchant a droit} \\ T_e : \text{effort tranchant a gauche} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (A-B)} \left\{ \begin{array}{l} T_A = \frac{1,31 - 5,27}{2,75} + 6,92 \frac{2,75}{2} = 8,08 \text{ kN} \\ T_B = \frac{1,31 - 5,27}{2,75} - 6,92 \frac{2,75}{2} = -10,96 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (B-C)} \left\{ \begin{array}{l} T_B = \frac{5,27 - 6,33}{3,05} + 6,92 \frac{3,05}{2} = 10,21 \text{ kN} \\ T_C = \frac{5,27 - 6,33}{3,05} - 6,92 \frac{3,05}{2} = -10,90 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (C-D)} \left\{ \begin{array}{l} T_C = \frac{6,33 - 1,61}{3,05} + 6,92 \frac{3,05}{2} = 12,10 \text{ kN} \\ T_D = \frac{6,33 - 1,61}{3,05} - 6,92 \frac{3,05}{2} = -9 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Diagramme des moments fléchissant M [kN.m] :

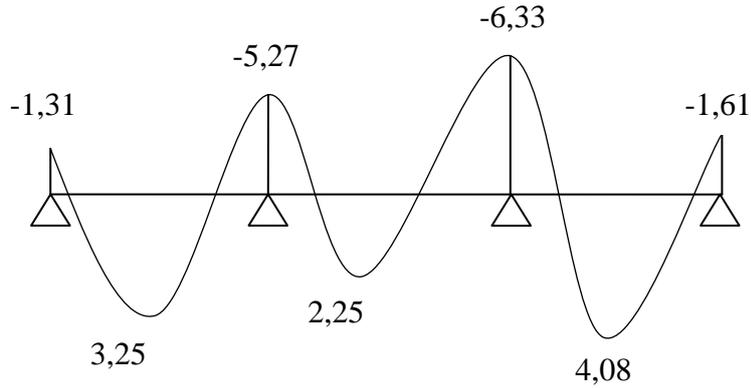
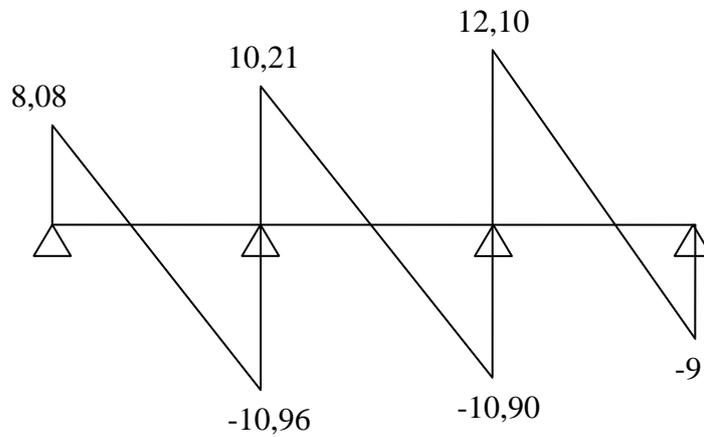
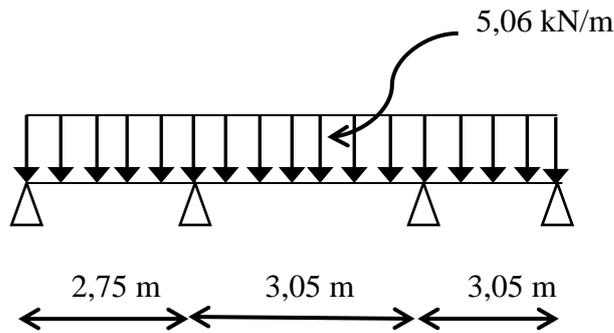


Diagramme des efforts tranchants T [kN] :



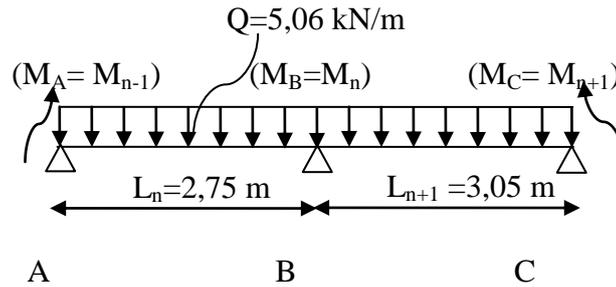
A l'ELS:



Le calcul se fait selon la formule :

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

En isolant deux travées adjacentes, on prend A-B et B-C :



**Partie AB:**

$$M_{0AB} = QL^2/8 = 5,06 \times (2,75)^2 / 8 = 4,78 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = 1,375 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{0AB} = 2/3 \times 2,75 \times 4,78 = 8,76 \text{ m}^2$$

**Partie BC:**

$$M_{0BC} = Q \cdot L^2 / 8 = 5,06 \times (3,05)^2 / 8 = 5,88 \text{ kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,525 \text{ m}$$

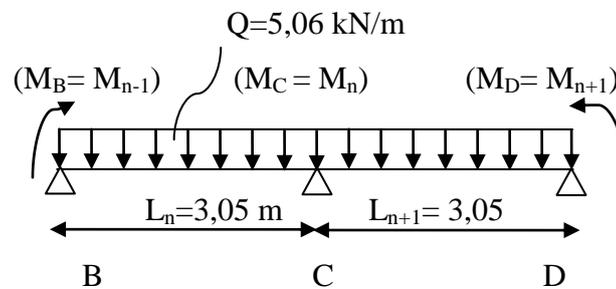
$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_{0BC} = 2/3 \times 3,05 \times 5,88 = 11,96 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 2,75(M_A) + 2(5,8)(M_B) + 3,05(M_C) = -62,16$$

$$\text{Avec : } M_A = -0,2 \cdot M_{0AB} = -0,96 \text{ kN.m}$$

$$11,8M_B + 3,05M_C + 59,52 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend B-C et C-D :



**Partie BC:**

$$M_{0BC} = Q \cdot L^2 / 8 = 5,06 \times (3,05)^2 / 8 = 5,88 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = 1,525 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{0BC} = 2/3 \times 3,05 \times 5,88 = 11,96 \text{ m}^2$$

**Partie CD:**

$$M_{0CD} = QL^2/8 = 5,88 \text{ kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,525 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_{0CD} = 2/3 \times 3,05 \times 5,88 = 11,96 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 3,05M_B + 2(6,10) \cdot M_C + 3,05M_D = -71,76$$

$$\text{Avec : } M_D = -0,2M_{0CD} = -1,18 \text{ kN.m}$$

$$3,05M_B + 12,2M_C + 68,16 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

D'après résoudre les équations (1) et (2) ont a :

Les moments sur appuis sont :

$$M_A = -0,96 \text{ kN.m}$$

$$M_B = -3,85 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -4,62 \text{ kN.m}$$

$$M_D = -1,18 \text{ kN.m}$$

Les moments en travées :

$$M_t^{AB} = [(M_A + M_B)/2] + M_0^{AB} = 2,38 \text{ kN.m}$$

$$M_t^{BC} = [(M_B + M_C)/2] + M_0^{BC} = 1,65 \text{ kN.m}$$

$$M_t^{CD} = [(M_C + M_D)/2] + M_0^{CD} = 2,98 \text{ kN.m}$$

Tableau III.2 :récapitulatif des résultats obtenus

Type de poutrelle	travée	L(m)	E.L.U					E.L.S		
			Mt	Mw	Me	Tw	Te	Mt	Mw	Me
01	A-B	3,20	4,79	-1,77	-6,70	9,53	-12,61	3,50	-1,30	-4,90
	B-C	3,05	2,16	-6,70	-5,01	11,11	-9,99	1,58	-4,90	-4,01
	C-D	3,05	2,61	-5,01	-5,63	10,35	-10,76	1,91	-4,01	-4,11
	D-E	2,75	3,07	-5,63	-1,31	11,09	-7,94	2,25	-4,11	-0,96
02	A-B	2,75	3,25	-1,31	-5,27	8,08	-10,96	2,38	-0,96	-3,85
	B-C	3,05	2,25	-5,27	-6,33	10,21	-10,90	1,65	-3,85	-4,62
	C-D	3,05	4,08	-6,33	-1,61	12,10	-9	2,98	-4,62	-1,18
03	A-B	1,55	5,42	-0,42	-7,04	9	-13,14	3,97	-0,30	-5,14
	B-C	2,75	2,06	-7,04	-5,42	11,25	-9,85	1,50	-5,14	-3,95
	C-D	3,05	2,64	-5,42	-5,68	10,30	-10,81	1,95	-3,95	-4,08
	D-E	3,05	3,14	-5,68	-1,61	11,15	-7,88	2,16	-4,08	-1,18
04	A-B	1,55	0,46	-0,42	-3,15	3,60	-7,13	0,34	-0,30	-2,30
	B-C	2,75	2,39	-3,15	-5,15	8,79	-10,24	1,75	-2,30	-3,76
	C-D	3,05	2,64	-5,15	-5,36	10,48	-10,62	1,93	-3,76	-3,92
	D-E	3,05	2,42	-5,36	-5,61	10,47	-10,64	1,77	-3,92	-4,10
	E-F	3,20	2,88	-5,61	-6,04	10,94	-11,20	2,11	-4,10	-4,41
	F-G	3,20	2,87	-6,04	-5,63	11,20	-10,95	2,10	-4,41	-4,12
	G-H	3,05	2,46	-5,63	-5,46	10,68	-10,43	1,80	-4,12	-4,04
	H-I	3,05	2,49	-5,46	-5,57	10,45	-10,65	1,82	-4,04	-4,07
05	I-J	2,75	3,10	-5,57	-1,31	11,06	-7,97	2,27	-4,07	-0,96
	A-B	2,75	3,10	-1,31	-5,57	7,97	-11,06	2,27	-0,96	-4,07
	B-C	3,05	2,49	-5,57	-5,51	10,65	-10,45	1,82	-4,07	-4,03
	C-D	3,05	2,46	-5,51	-5,64	10,43	-10,68	1,80	-4,03	-4,12
	D-E	3,20	2,87	-5,64	-6,03	10,95	-11,20	2,10	-4,12	-4,41
	E-F	3,20	2,87	-6,03	-5,64	11,20	-10,95	2,10	-4,41	-4,12
	F-G	3,05	2,46	-5,64	-5,51	10,68	-10,43	1,80	-4,12	-4,03
	G-H	3,05	2,49	-5,51	-5,57	10,45	-10,65	1,82	-4,03	-4,07
H-I	2,75	3,10	-5,57	-1,31	11,06	-7,97	2,27	-4,07	-0,96	

Sollicitations de calcul:

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}} = 5,42 \text{ kN.m} \\ M_{\text{appui-rive}} = 1,77 \text{ kN.m} \\ M_{\text{appui-inter}} = 7,04 \text{ kN.m} \\ T_{\text{max}} = 13,14 \text{ kN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} : \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}} = 3,97 \text{ kN.m} \\ M_{\text{appui-rive}} = 1,30 \text{ kN.m} \\ M_{\text{appui-inter}} = 5,14 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

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

En travée :

Moment équilibré par la table « Mt »

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

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} d = 0,9h = 0,9 \times 20 = 18 \\ F_{bc} = 0,85F_c28/\gamma_b = 14,17 \text{ MPa} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$M_t = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ kN.m}$$

$$M_{t-\text{max}} = 5,42 \text{ kN.m} < 58,95 \text{ kN.m}$$

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 (bxh) = (65 x 20) cm².

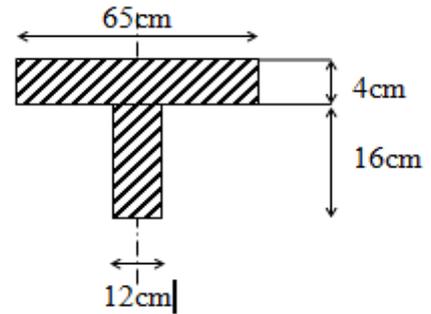


Figure III.5 :Section de calcul des poutrelles

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{5,42 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,018 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,991$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,42 \times 10^3}{0,991 \times 18 \times 348} = 0,87 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\text{min}} = \frac{I}{0,81 \cdot h \cdot V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

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

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

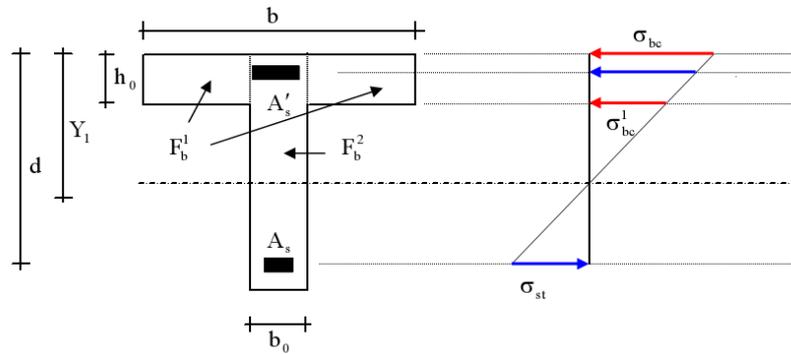


Figure III.6 : notation utilisées pour le calcul de section d'acier pour une poutre en T

$$I = 12 \cdot \frac{20^3}{3} + (65 - 12) \cdot \frac{4^3}{3} - [12 \times 20 + (65 - 12) \times 4] \times (6,25)^2 = 15474,42 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow A_{\min} = \frac{15474,42}{0,81 \times 20 \times 13,75} \times \frac{2,1}{400} = 0,365 \text{ cm}^2$$

Donc:  $A_{s\text{cal}} = 0,87 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,365 \text{ cm}^2$ .....condition vérifiée.

**Choix :** on adopte: **3T10 = 2,36 cm<sup>2</sup>**

**En appuis:**

Puisque le béton tendu négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension  $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_{\text{appui-inter}} = 7,04 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{7,04 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 12} = 0,128 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,931$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,04 \times 10^3}{0,931 \times 18 \times 348} = 1,21 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{15474,42}{0,81 \times 20 \times 13,75} \times \frac{2,1}{400} = 0,365 \text{ cm}^2$$

Donc:  $A_{s\text{cal}} = 1,21 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,365 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

**Choix :** on adopte: **2T10 (soit 1,57 cm<sup>2</sup>), 1T10 fil + 1T10 chapeau.**

$$M_{\text{appui-de rive}} = 1,77 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 b_0} = \frac{1,77 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 12} = 0,032 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,984$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,77 \times 10^3}{0,984 \times 18 \times 348} = 0,371 cm^2$$

**Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{15474,42}{0,81 \times 20 \times 13,75} \times \frac{2,1}{400} = 0,365 cm^2$$

Donc:  $A_{s\text{cal}} = 0,371 cm^2 > A_{min} = 0,365 cm^2$  .....condition vérifiée.

**Choix :** on adopte: **2T10 (soit 1,57 cm<sup>2</sup>)**, 1T10 fil + 1T10 chapeau.

**Vérification des contraintes à L'ELS :**

**Position de l'axe neutre :**

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

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

$$b=65cm ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 2,36cm^2.$$

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

$$y = 3,90cm < 4cm$$

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

**Le moment d'inertie:**

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

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

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

**Calcul des contraintes :**

**Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{3,97 \cdot 10^3}{8293,3} \cdot 3,90 = 1,87 MPa$$

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

$\sigma_{bc} = 1,87 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$ .....condition vérifiée.

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

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

L'effort tranchant maximal  $T_{max}=13,14$  kN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{13,14 \cdot 10^3}{120 \times 180} = 0,61 MPa$$

Fissuration peu préjudiciable:

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

$$\tau_u = 0,61 MPa < \bar{\tau}_u = 3,25 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

**Armatures transversales At (armatures de l'âme):**

**Diamètre:**

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

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

on adopte :  $\Phi_t = 8 mm$ .

**Escapement :**

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

D'après le RPA 99 (version 2003) :

**En zone nodale :**  $St \leq \min(10 \Phi_t; 15cm) \Rightarrow St \leq \min(10 \times 1,0; 15cm) = 10cm$

$\Rightarrow St = 10 cm$

**En zone courante:**  $(St \leq 15 \Phi_t) \Rightarrow (St \leq (15 \times 1,0)) \Rightarrow (St \leq 15 cm) \Rightarrow (St = 15 cm)$

**Section des armatures transversales :**

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

$K = 1$  (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3 MPa) = 2,1 MPa$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 MPa; \gamma_s = 1,15$$

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

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

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

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

$$X = 1,47 \text{ m}$$

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

$$X - (h/2) = 2,05 - 0,10 = 1,95 \text{ m}$$

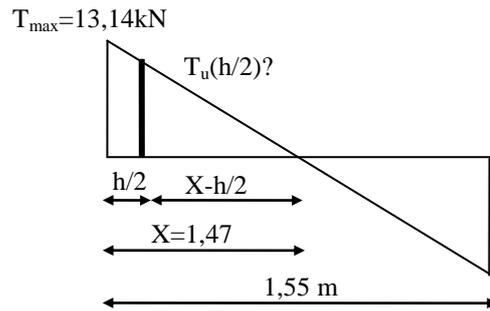
$$\text{Donc: } T_u(h/2) = 13,14 \times 1,37/1,47 = 12,25 \text{ kN}$$

$$T_u(h/2) = 12,25 \text{ kN}$$

$$\text{D'où: } \tau_u(h/2) = (12,25 \times 10^3) / (120 \times 180) = 0,57 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(h/2) = 0,57 \text{ MPa}$$

$$(*) \Rightarrow \left( \frac{A_t}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,57 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 3,91 \times 10^{-3} \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$



**Pourcentage minimal des armatures transversales :**

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left( \frac{0,57}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

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

$$\text{En prend le max entre (1) et (2) } \Rightarrow \left( \frac{A_t}{S_t} \right) \geq 0,020 \text{ cm} ,$$

$$\text{Pour } S_t = 15 \text{ cm } \Rightarrow A_t \geq 0,020 \times 15 = 0,30 \text{ cm}^2$$

**-Zone nodale :**

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

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

**-Zone courante:**

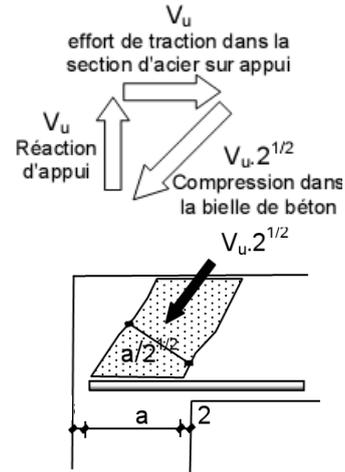
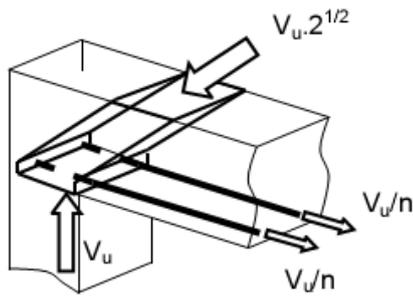
$$S_t \leq 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

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

On prend: **2φ8 = 1 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement : **S<sub>t</sub> = 10 cm**

**Justifications aux appuis (appui simple d'about) :**



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

$T_u = 13,14 \text{ kN}$

$M_{appui} = 7,04 \text{ KN.m}$

$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{7,04}{0,9.18.10^{-2}} = 43,46 \text{ kN} > T_u = 13,14 \text{ kN}$

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

**Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est:

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

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

a: la longueur d'appuis de la bielle

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

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

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

$a \geq \frac{2 \times 13,14 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,016 \text{ m} = 1,6 \text{ cm}$

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

a' : largeur d'appui

$a' = c - c' - 2\text{cm}$

$c' = 2\text{cm}$  (enrobage)

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

$a' = 30 - 2 - 2 = 26\text{cm}$

$a = \min (26\text{cm}; 16,2\text{cm}) = 16,20 > 1,6 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

**Entraînement des armatures :**

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

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

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

T: effort tranchant max  $T=13,24$  KN

n : nombre d'armatures longitudinales tendues  $n = 3$

$\mu$  : périmètre d'armature tendue  $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,0 = 3,14$  cm

$$\tau_{ser} = 13,14 \times 10^3 / 0,9 \times 18 \times 3,14 \times 3 \times 10^2 = 0,86 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{ser} = 0,86 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Ancrage des armatures tendues :**

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

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

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

La longueur de scellement droit  $L_s = \phi f_c / 4\tau_s$ .

$\phi$  : Diamètre d'une barre égale  $10 \text{ mm} = 1,0 \text{ cm}$

$$L_s = 1,0 \times 400 / 4 \times 2,84 = 35,27 \text{ cm.}$$

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

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

$$r = 5,5 \phi = 5,5 \times 1,0 = 5,5 \text{ cm.}$$

**Vérification de la flèche :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left( \frac{20}{325} = 0,062 > 0,044 \right) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0,ser}} \right) \Rightarrow \left( \frac{20}{325} = 0,062 > \frac{3,97}{15 \times 8,06} = 0,033 \right) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \left( \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left( \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,01 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque la dernière condition n'est pas satisfaite ; donc on passe au calcul de la flèche.

On va calculer:

$$F_i = \frac{M_i L^2}{10 E_i . I_{f_i}} ; F_v = \frac{M_v L^2}{10 E_v . I_{f_v}}$$

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

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

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

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

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} ; \quad I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g}$$

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

$I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

$I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

**Détermination du moment d'inertie:**

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

$$I_g = \frac{65 \times (12,90)^3}{3} - \frac{(65-12)(12,90-4)^3}{3} + \frac{12(20-12,90)^3}{3} + 15 \times 2,35 \times (18-12,90)^2$$

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

**Charges prises en comptes :**

1-charge permanente avant mise du revêtement : **J = 1,82 kN/m.**

2-charge permanente après mise du revêtement : **G = 4,41 kN/m.**

3-charge totale à l'E.L.S : **P = (G+Q): P = 5,06 kN/m**

**Calcul des moments correspondants :**

$$M_j = 0,85 \cdot J \cdot L^2 / 8 = 2,04 \text{ kN.m}$$

$$M_G = 0,85 \cdot G \cdot L^2 / 8 = 4,95 \text{ kN.m}$$

$$M_p = 0,85 \cdot P \cdot L^2 / 8 = 5,68 \text{ kN.m}$$

**Calcul des contraintes:**  $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$  ;  $Z = 16,2 \text{ cm}$

$$\sigma_{sJ} = \frac{M_J}{A_s \cdot Z} = 53,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sG} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = 129,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sP} = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = 148,57 \text{ MPa}$$

**Calcul des coefficients:**

$f; \lambda_i; \lambda_v$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,010$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot \rho} = 4,11.$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = (2/5) \cdot 4,11 = 1,64$$

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

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

$$* \mu_j = 0,13$$

$$* \mu_G = 0,50$$

$$* \mu_p = 0,54$$

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

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

$$I_{FJ} = 26100,6 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FG} = 13108,41 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FP} = 12439,03 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FV} = 21237,91 \text{ cm}^4.$$

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

$$F_i = \frac{M_i L^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}} \quad \text{avec } E_i = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$F_{ij} = 0,026 \text{ cm.}$$

$$F_{ig} = 0,12 \text{ cm.}$$

$$F_{ip} = 0,15 \text{ cm.}$$

$$F_{vg} = 0,15 \text{ cm.}$$

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

$$F_{\text{total}} = 0,15 - 0,026 + 0,15 - 0,12 = 0,154 \text{ cm}$$

$$\mathbf{F_{\text{total}} = 0,154 \text{ cm}}$$

$$F_{\text{adm}} = L/500 = 325/500 = 0,65 \text{ cm.}$$

$$\mathbf{F_{\text{adm}} = 0,65 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{F_{\text{total}} = 0,154 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = 0,65 \text{ cm}} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc, il n'y a pas de risque de la flèche.

**III -5-La dalle de compression :**

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

20cm (soit 5 barres par mètre) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.

33cm (soit 3 barres par mètre) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

Section minimale des armatures

Perpendiculaire aux poutrelles :

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

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

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$Fe = 215 \text{ Mpa}$$

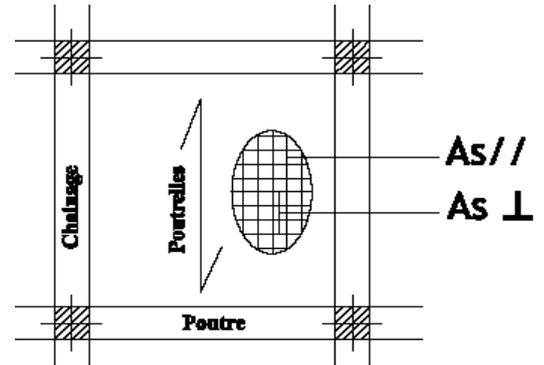
$$50\text{cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 215 = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } A_{\perp} = 6 \phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

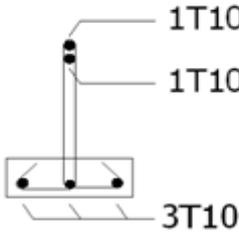
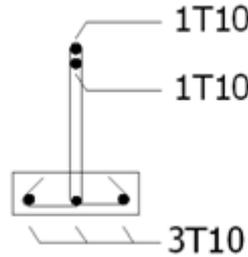
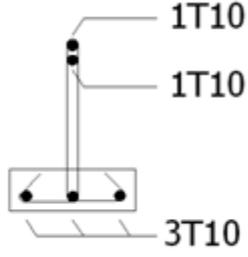
$$A_{//} \geq 1,18/2 = 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un quadrillage en  $\phi 5$  avec des mailles de 15x15 cm de telle sorte que la disposition de la grande dimension soit parallèle à l'axe des poutrelles.



**Figure III.7 :** Ferrailage de la dalle de compression

**Tableau III .3:** Résumé de ferrailage des poutrelles

<p>Plancher Terrasse</p>	 <p style="text-align: center;"><b>En appuis et En travée</b></p>
<p>Planchers Etages (1er jusqu'au 9ème)</p>	 <p style="text-align: center;"><b>En appuis et En travée</b></p>
<p>Planchers (RDC)</p>	 <p style="text-align: center;"><b>En appuis et En travée</b></p>