

III- Calcul des planchers :

III-1-Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol.

III-2- Dimensionnement des poutrelles :

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

Dans notre structure on a un seul type des planchers à corps creux $h_t = 20\text{cm}$

- { 16 cm: corps creux.
- { 4 cm : dalle de compression

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65cm et sur les quelles vient s'appuyer l'hourdis

- { hauteur du plancher $\rightarrow h_t = 20\text{ cm};$
- { épaisseur de la nervure $\rightarrow h_0 = 4\text{cm};$
- { Largeur de la nervure $\rightarrow b_0 = 12\text{cm}.$

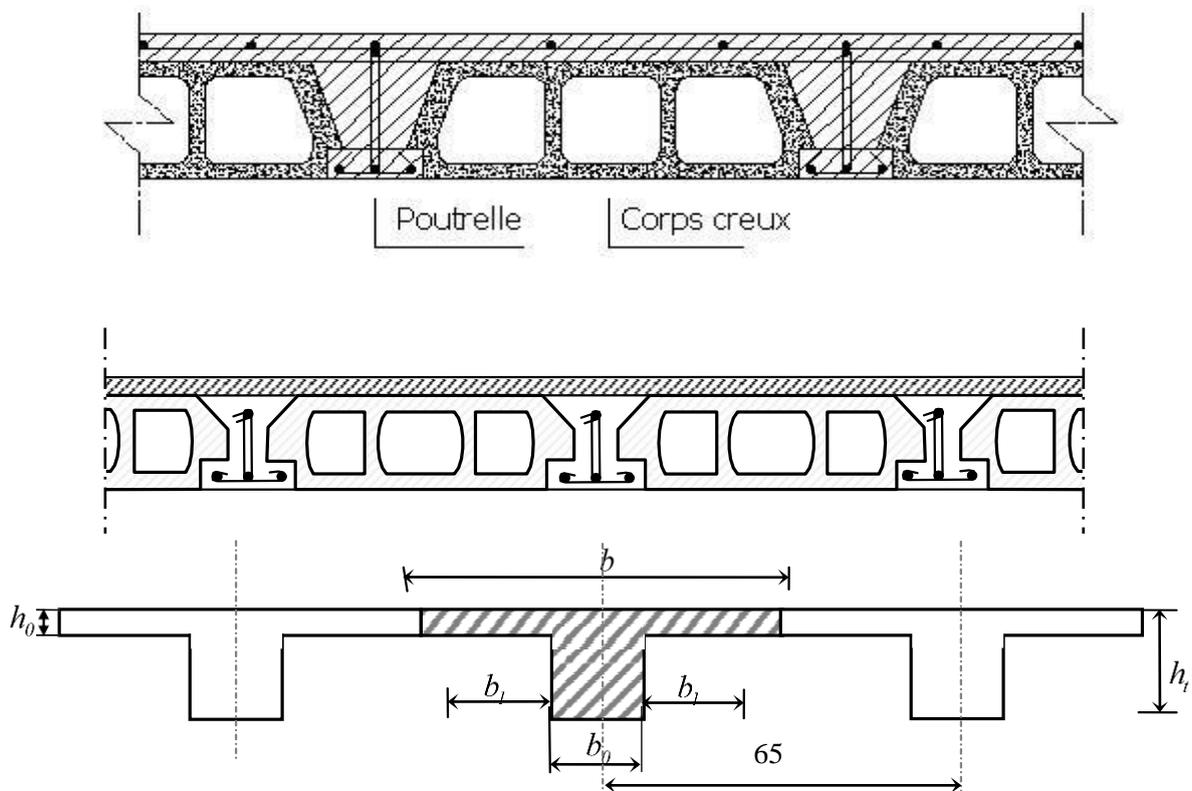


Figure III-1 : Plancher à corps Creux

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

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir de la condition suivante:

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

$$L = 3,5 \text{ m} \quad l_1 = 65 \text{ cm}$$

$$b_1 = (b - b_0) / 2 = \min \begin{cases} b_1 \leq (l_1 - b_0) / 2 \\ b_1 \leq L / 10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 350 / 10 = 35 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend: $b_1 = 26,5 \text{ cm}$.

$$(1) \Rightarrow b = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}.$$

Donc : **b = 65 cm**

III-3- Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite " méthode forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique pour les conditions courantes.

III.3.1-Méthode forfaitaire:

III.3.1.1-Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les 4 conditions suivantes sont remplies :

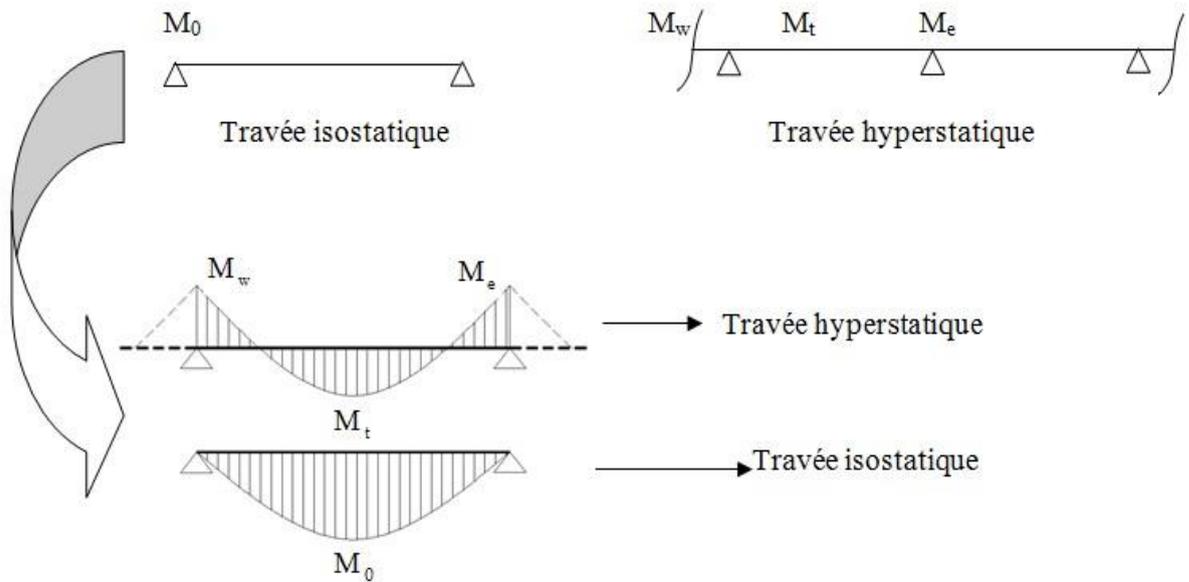
1. La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$.
2. Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
3. Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$$

4- la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

III.3.1.2-Principe de calcul :

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments Fléchissant isostatiques "M₀" De la travée indépendante.



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

$$M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w + M_e)/2$$

$M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0/2$) dans une travée intermédiaire;

$M_e \geq (1,2+0,3\alpha) M_0/2$) dans une travée de rive;

M_0 : Le moment maximal dans la travée indépendante ;

M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée ;

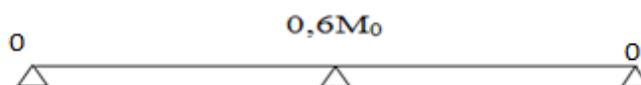
M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée ;

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

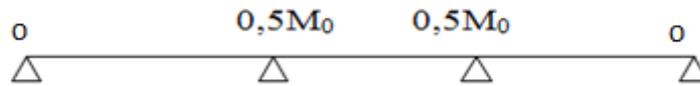
α : $Q/(G + Q)$ Le rapport de la charge d'exploitation a la somme des charges permanentes Et d'exploitations.

a-valeurs des moments sur appuis:

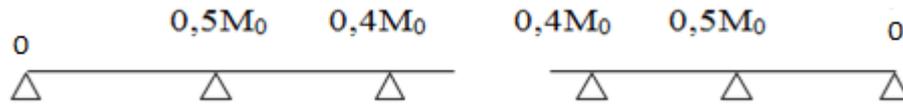
Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :
cas de deux travées :



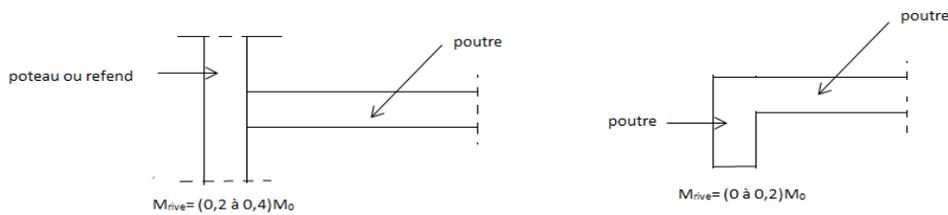
cas de trois travées:



cas de plus de trois travées:



Remarque :



-Si le moment sur l'appui de rive=0, une section d'armatures supérieures correspondant à 0,15M₀ doit être prévue sur cet appui.

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

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

$$T_e = (M_W - M_e)/l - Ql/2$$

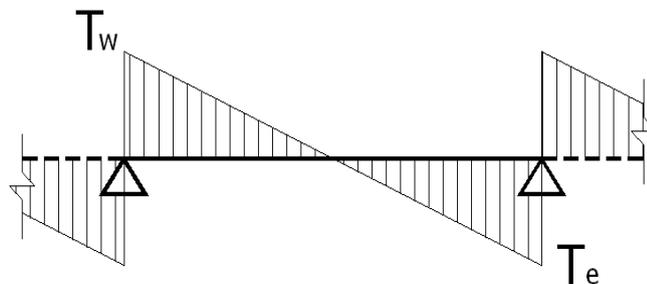


Figure III-2 : Diagramme de l'effort tranchant.

III.3.2-La méthode forfaitaire modifié :

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 porter 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)



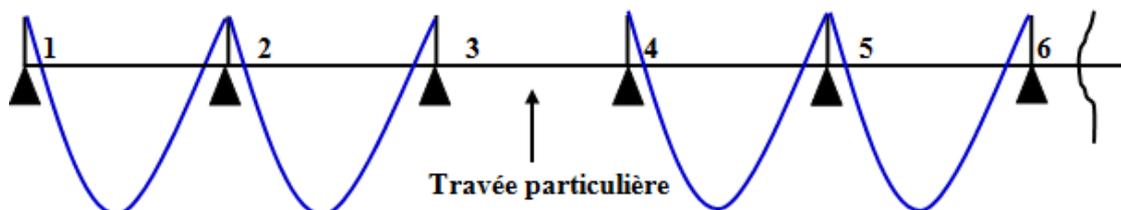
Figure III-3 Schéma explicatif

Les appuis B et C devront avoir une section correspondante au moment résultant (partie hachuré 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. Le 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 :

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

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

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

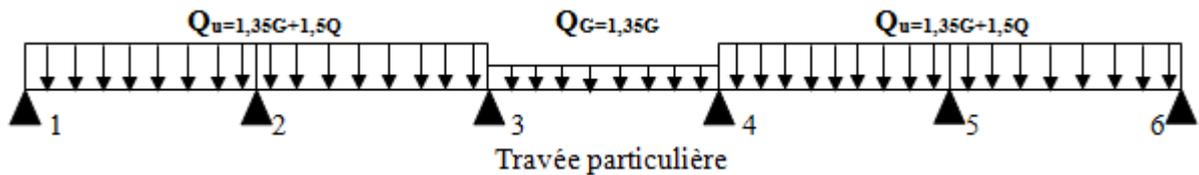
$$M_{a2} = 0,4 \max(M_0^{12}, M_0^{23})$$

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

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

b-Calcul le moment minimal et le moment maximal de la travée particulière :

Pour le recherche du moment M_i^{34} min, on considère le chargement suivant :



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

$$M(x) = Q_G \cdot \left(\frac{L-x}{2}\right) + M_{a3} \left(1 - \frac{x}{L}\right) - M_{a4} \cdot \frac{x}{L} \text{ avec } x = \frac{L}{2} + \frac{M_3 - M_4}{Q_G \cdot L}$$

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 situation suivantes:

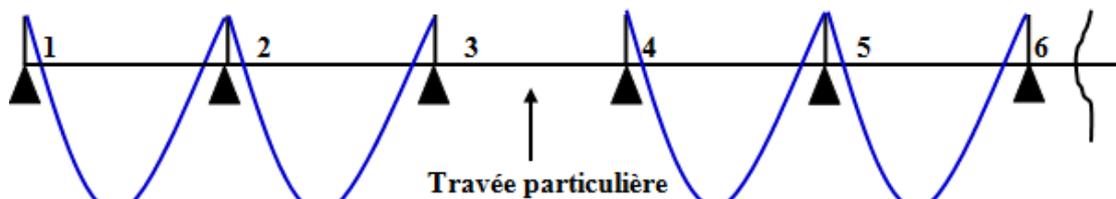
$$M_x = \frac{Q_x(L_{bc} - x)}{2} + M_b \left(1 - \frac{x}{L_{bc}}\right) - M_c \left(\frac{x}{L_{bc}}\right); x = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q \times L_{bc}}$$

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 :

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

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

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

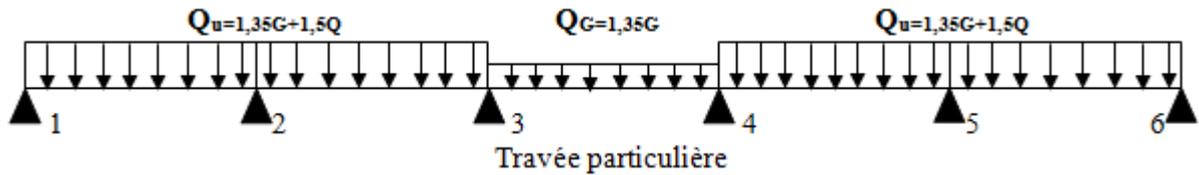
$$M_{a2} = 0,4 \max(M_0^{12}, M_0^{23})$$

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

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

1)-Calcul le moment minimal le moment maximal de la travée particulière :

Pour la recherche du moment M_t^{34} min, on considérait le chargement suivant :



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

$$M(x) = Q_G \cdot \left(\frac{L-x}{2} \right) + M_{a3} \left(1 - \frac{x}{L} \right) - M_{a4} \cdot \frac{x}{L} \text{ avec } x = \frac{L}{2} + \frac{M_3 - M_4}{Q_G \cdot L}$$

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

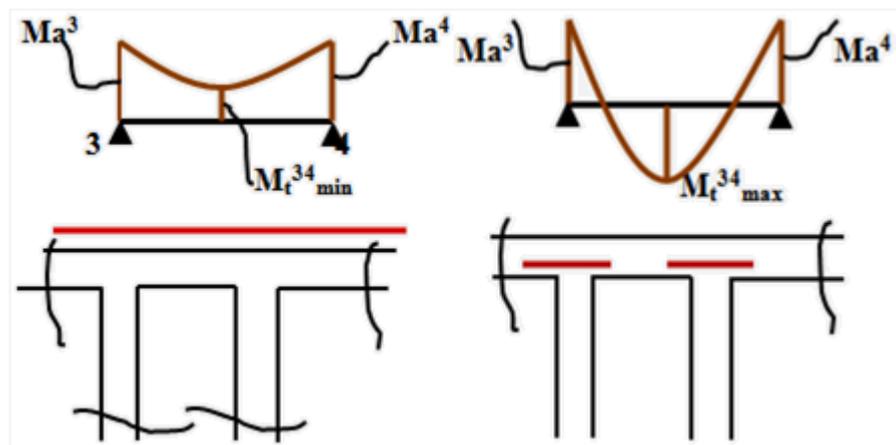
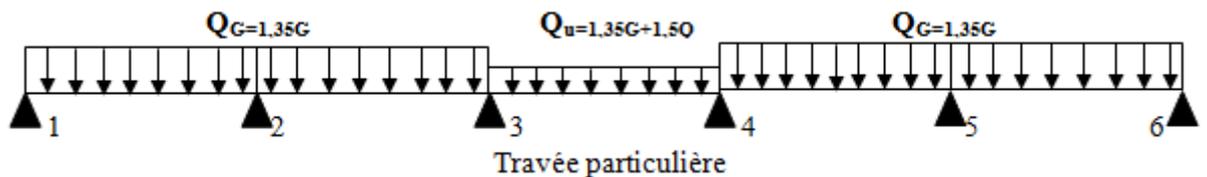


Figure III-4. schéma explicatif

Pour la recherche du moment M_t^{34} max, on considère le chargement suivant :



Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivante (M_{a3} et M_{a4} en valeur absolue):

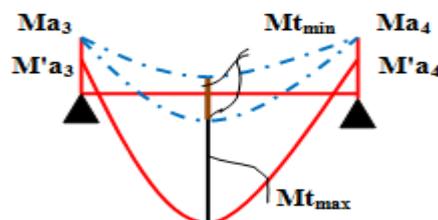


Figure III-5. Diagramme du moment max et min

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

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

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

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

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

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

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 III-6. Schéma explicatif

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).

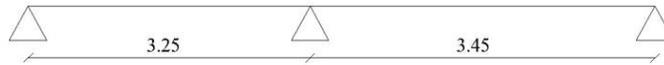
Comme précédemment les armatures inférieures de la travée (AB) devront correspondre au moment $0,5M_0(BC)$ si la poutrelle est à plus de deux travées et $0,6 M_0 (AB)$ s'il n'y a que deux travées.

III-4-Calcul des poutrelles:

III.4.1-Type de poutrelles:

Notre construction comporte 03 types de poutrelles :

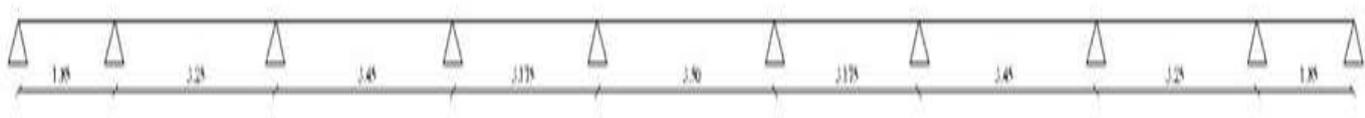
Type 01:



Type 02:



Type 03:



III-4-2- Calcul des Planchers RDC et étage courants:

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

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

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < (2G = 10,12 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2)$$

2- $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq 10,12 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée

3-Poutrelle à d'inertie constante ($I = \text{cte}$)..... Condition vérifiée

4-Fissuration peu préjudiciable..... Condition vérifier

5- le rapport entre les travées successives : $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

Travées	A-B	B-C
Portée	3,25	3,45
Rapport	0.94	

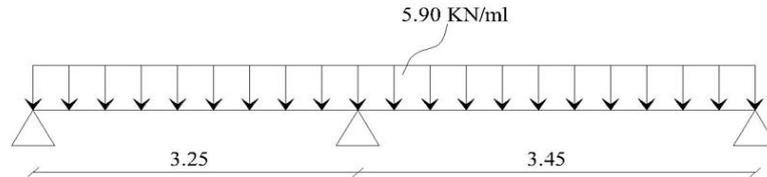
$$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25 \text{condition vérifiée}$$

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 le reste des travées.

Exemple de calcul

Type01:



Calcul des sollicitations :

$$G = 5,06 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

E.L.U :

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = 5,90 \text{ KN/ml}$$

E.L.S :

$$Q_s = (G + Q) \times 0,65 \rightarrow Q_s = 4,26 \text{ KN/ml}$$

$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{5,06 + 1,5} = 0,229$	$1 + 0,3\alpha = 1,068 > 1,05$
	$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,63$ travée de rive
	$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,53$ travée intermediaire

Tableaux III-1. les valeurs de coefficient α de la méthode forfaitaire

Moment isostatique

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{5,9 \times 3,25^2}{8} = 7,8 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot l_{BC}^2}{8} = \frac{5,9 \times 3,45^2}{8} = 8,8 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 7,8 = 1,56 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \text{ Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,6M_0^{BC} = 0,6 \times 8,8 = 5,28 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2M_0^{BC} = 0,2 \times 8,8 = 1,76 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :

Travée AB :

$$\left. \begin{aligned} M_T^{AB} &\geq 1,068 \times M_0^{AB} - \frac{1,56+5,28}{2} \geq 4,91 \text{ KN.m} \\ M_T^{AB} &\geq 0,63 \times M_0^{AB} = 4,914 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} M_T^{AB} = 4,914 \text{ KN.m}$$

Travée BC:

$$\left. \begin{aligned} M_T^{BC} &\geq 1,068 \times M_0^{BC} - \frac{5,28+1,76}{2} \geq 5,87 \\ M_T^{BC} &\geq 0,63M_0^{BC} \geq 1,109 \end{aligned} \right\} M_T^{BC} = 5,87 \text{ KN.m}$$

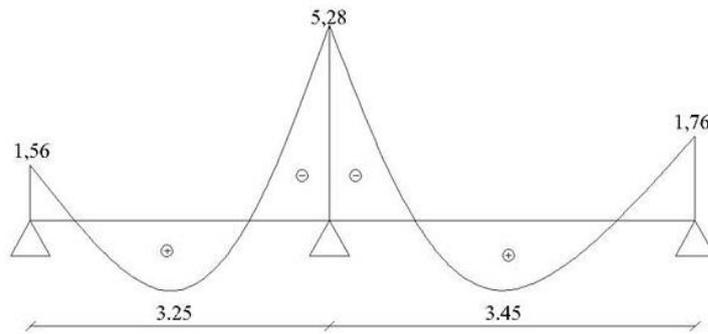


Figure III-7. Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

Calcul de l'effort tranchant T :

-L'effort tranchant est donnée par :

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

$$\text{Travée AB} \begin{cases} T_A = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{5,9 \times 3,25}{2} + \frac{1,56 - 5,28}{3,25} = 8,44 \text{ KN} \\ T_B = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{5,9 \times 3,25}{2} + \frac{1,56 - 5,28}{3,25} = -10,73 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} T_B = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{5,9 \times 3,45}{2} + \frac{1,76 - 5,28}{3,45} = 09,16 \text{ KN} \\ T_C = -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{5,9 \times 3,45}{2} + \frac{1,76 - 5,28}{3,45} = -11,19 \text{ KN} \end{cases}$$

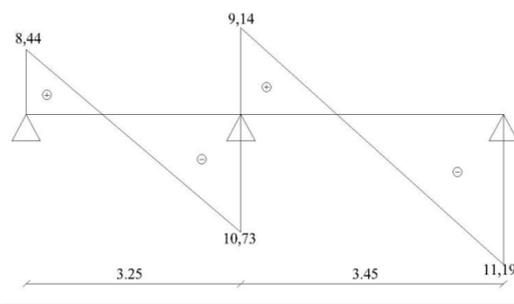


Figure III-8. Diagramme des efforts tranchant T.[KN]

Type 02:

Les conditions 1-2 et 4 sont déjà vérifiées

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E
Portée	1,85	3,25	3,45	3,175
Rapport	0.57	0,94	1.09	

Le rapport de la travée successive. $\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25] ; \frac{1,85}{3,25} = 0,57$; Condition non vérifiée.

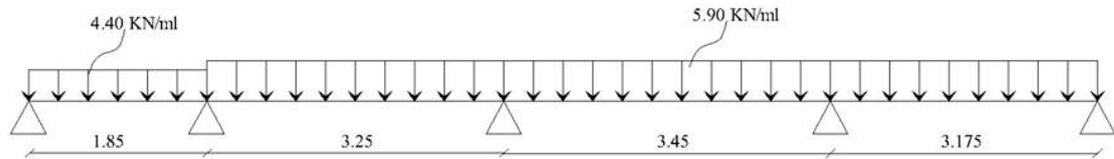
Les travées BC –CD–DE seront calculées avec la méthode forfaitaire, la travée AB ne vérifiant pas la condition du rapport des portées successives qui doit être compris entre 0,8 et 1,25, sera calculée avec la méthode forfaitaire modifiée.

Calcul des sollicitations :

$Q_u = 5,90 \text{ KN/ml} ; Q_s = 4,26 \text{ KN/ml}$

$Q'_u = 1,35G = 1,35 \times (5,06 \times 0,65) = 4,44 \text{ kN/ml}$

Calcul du moment minimal de la travée AB:



Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = \frac{Q'_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{4,44 \times 1,85^2}{8} = 1,9 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot l_{BC}^2}{8} = \frac{5,9 \times 3,25^2}{8} = 7,8 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{Q_u \cdot l_{CD}^2}{8} = \frac{5,9 \times 3,45^2}{8} = 8,8 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{Q_u \cdot l_{DE}^2}{8} = \frac{5,9 \times 3,175^2}{8} = 7,43 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2 M_0^{AB} = 0,2 \times 1,9 = 0,38 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{ Max}(M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = 0,5 M_0^{BC} = 0,5 \times 7,8 = 3,9 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{ Max}(M_0^{BC} ; M_0^{CD}) = 0,4 M_0^{CD} = 0,4 \times 8,8 = 3,52 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,5 \text{ Max}(M_0^{DE} ; M_0^{EF}) = 0,5 M_0^{EF} = 0,5 \times 8,8 = 4,4 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,2 M_0^{EF} = 0,2 \times 7,43 = 1,486 \text{ KN.m}$$

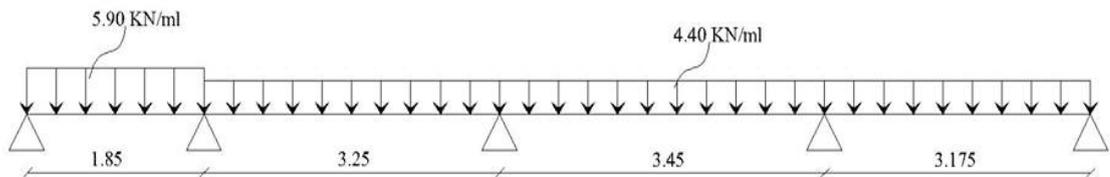
Moments en travée :

Travée AB: « forfaitaire modifier »

$$x = \frac{1.85}{2} + \frac{0.38 - 3.9}{4.44 \times 1.85} = 0.5$$

$$M_{tmin}^{AB} = (4.44) \frac{1.85 - 0.5}{2} + 0.38 \left(\frac{1 - 0.5}{1.85} \right) - 3.9 \frac{0.5}{1.85} = 2.04 \text{KN.m}$$

Calcul du moment maximal de la travée AB:



Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{5.9 \times 1.85^2}{8} = 2.52 \text{KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q' \cdot u \cdot l_{BC}^2}{8} = \frac{4.44 \times 3.25^2}{8} = 5.86 \text{KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{Q' \cdot u \cdot l_{CD}^2}{8} = \frac{4.44 \times 3.45^2}{8} = 6.60 \text{KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{Q' \cdot u \cdot l_{EF}^2}{8} = \frac{4.44 \times 3.175^2}{8} = 5.59 \text{KN.m}$$

Moment sur appuis:

$$MA = 0.2M_0^{AB} = 0.2 \times 2.52 = 0.504 \text{KN.m}$$

$$MB = 0.5 \text{Min} (M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0.5M_0^{BC} = 0.5 \times 5.86 = 2.93 \text{KN.m}$$

$$MC = 0.4 \text{Min} (M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 0.4M_0^{BC} = 0.4 \times 6.6 = 2.64 \text{KN.m}$$

$$MD = 0.5 \text{Min} (M_0^{CD}; M_0^{DE}) = 0.5M_0^{CD} = 0.5 \times 6.6 = 3.3 \text{KN.m}$$

$$ME = 0.2M_0^{DE} = 0.2 \times 5.59 = 1.18 \text{KN.m}$$

Les moments en travées :

Travée AB : « forfaitaire modifier »

$$x = \frac{1.85}{2} + \frac{0.504 - 2.93}{5.9 \times 1.85} = 0.70$$

$$M_{tmax}^{AB} = (5.9) \frac{1.85 - 0.70}{2} + 0.504 \left(\frac{1 - 0.70}{1.85} \right) - 2.93 \left(\frac{0.70}{1.85} \right) = 2.36 \text{KN.m}$$

Travée BC:

$$\left. \begin{aligned} M_t^{BC} &\geq 1.068 \times M_0^{BC} - \frac{3.9 + 3.52}{2} \geq 4.62 \\ M_t^{BC} &\geq 0.53M_0^{BC} \geq 3.11 \end{aligned} \right\} M_t^{BC} \geq 4.62 \text{KN.m}$$

Travée CD :

$$\left. \begin{aligned} M_t^{CD} &\geq 1,068M_0^{CD} - \frac{3,52+4,4}{2} \geq 5,43 \\ M_t^{CD} &\geq 0,53M_0^{CD} \geq 4,66 \end{aligned} \right\} M_t^{CD} \geq 5,43 \text{KN.m}$$

Travée DE :

$$\left. \begin{aligned} M_t^{DE} &\geq 1,068M_0^{DE} - \frac{4,4+1,486}{2} \geq 5,00 \\ M_t^{DE} &\geq 0,63M_0^{DE} \geq 4,7 \end{aligned} \right\} M_t^{DE} \geq 5,00 \text{KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant T :

L'effort tranchant est donnée par

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

$$\text{TravéeABmin} \begin{cases} T_A = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{4,44 \times 1,85}{2} + \frac{0,38 - 3,9}{1,85} = 2,20 \text{KN} \\ T_B = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{4,44 \times 1,85}{2} + \frac{0,38 - 3,9}{1,85} = -06,00 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{TravéeABmax} \begin{cases} T_A = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{5,9 \times 1,85}{2} + \frac{0,504 - 2,93}{1,85} = 4,15 \text{KN} \\ T_B = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{5,9 \times 1,85}{2} + \frac{0,504 - 2,93}{1,85} = -06,77 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{TravéeBC} \begin{cases} T_B = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{5,9 \times 3,25}{2} + \frac{3,9 - 3,52}{3,25} = 9,70 \text{KN} \\ T_C = -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{5,9 \times 3,25}{2} + \frac{3,9 - 3,52}{3,25} = -9,47 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{TravéeCD} \begin{cases} T_C = \frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = \frac{5,9 \times 3,45}{2} + \frac{3,52 - 4,4}{3,45} = 9,92 \text{KN} \\ T_D = -\frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = -\frac{5,9 \times 3,45}{2} + \frac{3,52 - 4,4}{3,45} = -10,43 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{TravéeDE} \begin{cases} T_D = \frac{ql_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = \frac{5,9 \times 3,175}{2} + \frac{4,4 - 1,486}{3,175} = 10,28 \text{KN} \\ T_E = -\frac{ql_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = -\frac{5,9 \times 3,175}{2} + \frac{4,4 - 1,486}{3,175} = -8,45 \text{KN} \end{cases}$$

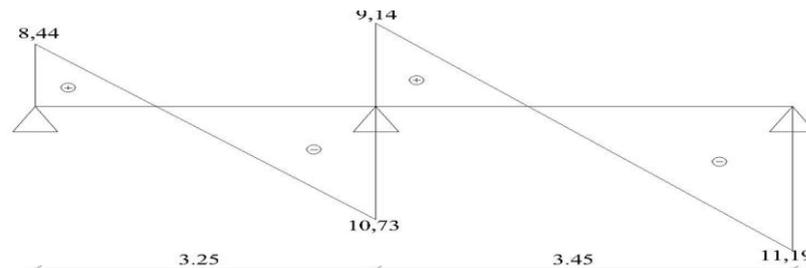


Figure III-9. Diagramme des efforts tranchant [KN]

Tableau récapitulatif des résultats obtenus

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.2 : Tableau récapitulatif des résultats

Type	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S					
			M (KN. m) et T(KN)						M (KN m) et T(KN)					
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e
1	AB	3,25	7,8	4,91	1,56	5,28	1,56	-10,73	5,63	3,57	1,12	3,80	-	-
	CD	3,45	8,8	5,87	5,28	1,76	9,16	-11,19	6,34	4,24	3,80	1,27	-	-
2	ABmin	1,85	1,90	2,04	0,38	3,9	2,20	-06,00	1,90	2,01	0,38	2,81	-	-
	ABmax	1,85	2,52	2,36	0,50	2,93	4,15	-6,77	1,82	1,79	0,36	2,93	-	-
	BC	3,25	7,80	4,62	3,9	3,51	2,20	-06,00	5,63	3,34	2,82	2,54	-	-
	CD	3,45	8,80	5,43	3,51	4,40	4,15	-6,77	6,34	3,92	2,54	3,17	-	-
	DE	3,175	7,43	5,00	4,40	1,48	10,28	-8,45	5,37	3,62	3,17	1,07	-	-
3	ABmin	1,85	1,90	2,04	0,38	3,9	2,20	-06,00	1,90	2,01	0,38	2,81	-	-
	ABmax	1,85	2,52	2,36	0,50	2,93	4,15	-6,77	1,82	1,79	0,36	2,93	-	-
	BC	3,25	7,80	4,62	3,9	3,51	2,20	-06,00	5,63	3,34	2,81	2,54	-	-
	CD	3,45	8,80	5,87	3,51	3,51	10,18	-10,18	6,34	4,24	2,54	2,54	-	-
	DE	3,175	7,43	4,38	3,51	3,62	9,33	-9,40	5,37	3,17	2,54	2,61	-	-
	EF	3,50	9,04	6,04	3,62	3,62	10,33	-10,33	6,52	4,04	2,61	2,61	-	-
	FG	3,175	7,43	4,58	3,62	3,51	9,40	-9,33	5,37	2,87	2,61	3,26	-	-
	GH	3,45	8,80	5,87	3,51	3,51	10,18	-10,18	6,34	2,54	3,26	2,54	-	-
	HI	3,25	7,80	4,62	3,51	3,9	6,00	-2,20	5,63	3,62	2,54	2,54	-	-
	IJmin	1,85	1,90	0,09	3,9	0,38	06,00	-2,20	1,90	0,81	2,81	0,38	-	-
	IJmax	1,85	2,52	1,51	2,93	0,50	6,77	-4,15	2,52	0,64	2,93	0,36	-	-

Les sollicitations maximales de calcul sont

: **Tableau III.3** : Tableau récapitulatif des résultats.

Type de Plancher	E.L.U				E.L.S				
	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} K N.m	M_a^{max} KN.m	
			rive	inter				rive	inter
Etage courant	9,04	6,04	1,76	5,28	11,19	6,34	4,24	1,27	3,80

III.4.3- plancher terrasse:

$$\begin{cases} G = 6,78 \times 0,65 = 4,407 \text{ KN/ml} \\ Q = 1,00 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml} \\ \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,92 \text{ KN/ml} \\ Q_{ser} = G + Q = 5,06 \text{ KN/ml} \end{cases} \end{cases}$$

Méthode de calcul:

Vu que la 3^{ème} 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 de Caquot Minoré** ou **La Méthode des trois moments**.

Méthode des trois moments :

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis, et si la 4^{ème} 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.

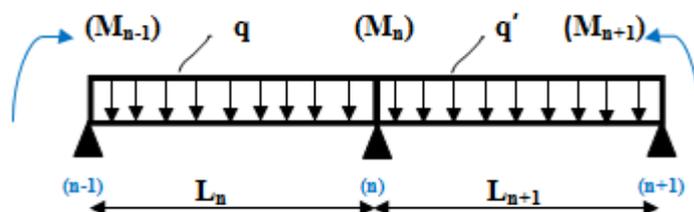


Figure III-10. Schéma explicatif

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

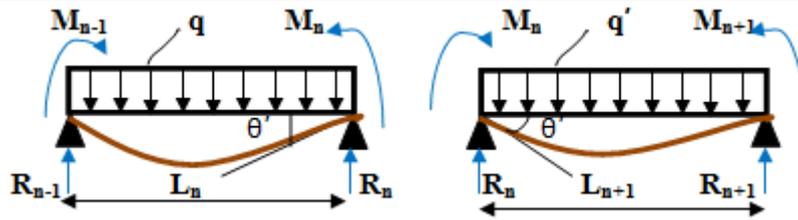


Figure III-11. Schéma explicatif

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.

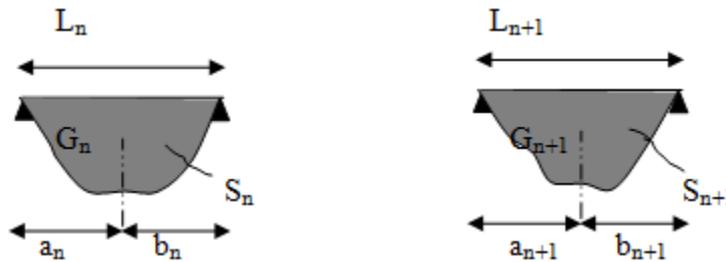


Figure III-12. Diagramme du moment de la méthode du trois moment.

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 :

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

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

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

Méthode de CAQUOT :

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.

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' .

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 :

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

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_{appui} est donné par la formule suivante :

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

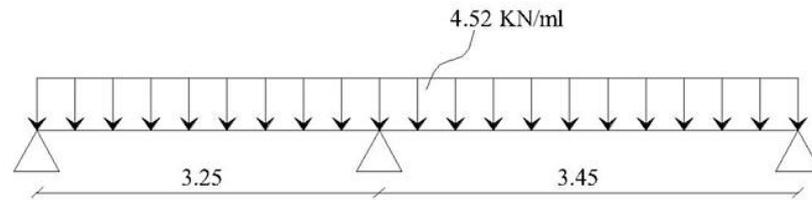
-Pour les calculs des moments en travée M_t on considère la longueur des portées réelles l (et non pas l').

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

Efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont calculés en tenant compte des moments sur appuis évalués par la méthode de CAQUOT.

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

Méthode de Caquot:**Type 01:****Méthode de calcul :**

$$G = 6,78 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G' = 2/3G = \frac{2}{3} \times 6,78 = 4,52 \text{ KN.m}^2$$

$$Q_u = (1,35G' + 1,5Q) \times 0,65 \rightarrow ((1,35 \times 4,52) + (1,5 \times 1)) \times 0,65 = 4,94 \text{ KN/ml}$$

$$L_1 = L = 3,25 \text{ m} ; L_2 = L = 3,45 \text{ m} ;$$

Les moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = 6,52 \text{ KN.m}$$

$$M_A = -0,2 M_0^{AB} = -1,30 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = 7,35 \text{ KN.m}$$

$$M_c = -0,2 M_0^{BC} = -1,47 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis :

$$L_1 = L = 3,25 \text{ m} ; L_2 = L = 3,45 \text{ m} ; M_A = -0,2 M_0^{AB} = 1,44 \text{ KN.m} ; M_c = -0,2 M_0^{BC} = 1,63 \text{ KN.m}$$

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

$$M_B = -\frac{Q_u \cdot Lw'^3 + Q_u \cdot Le'^3}{8,5(Lw' + Le')} = -\frac{4,94(3,25)^3 + 4,94(3,45)^3}{8,5(3,25 + 3,45)} = -6,54 \text{ KN.m}$$

Les moments en travée:

$$M_t^{AB} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} - \frac{Mw + Me}{2} + \frac{(Mw - Me)^2}{2Q_u \cdot L^2} = \frac{6,92 \times (3,25)^2}{8} - \frac{-1,3 - 6,54}{2} + \frac{(-1,3 + 6,54)^2}{2 \times 6,92 \times (3,25)^2}$$

$$= 13,24 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = \frac{Qu \cdot L^2}{8} - \frac{Mw + Me}{2} + \frac{(Mw - Me)^2}{2Qu \cdot L^2} = \frac{6,92 \times (3,45)^2}{8} - \frac{-6,54 - 1,47}{2} + \frac{(-6,54 + 1,47)^2}{2 \times 6,92 \times (3,45)^2}$$

$$= 14,46 \text{ KN.m}$$

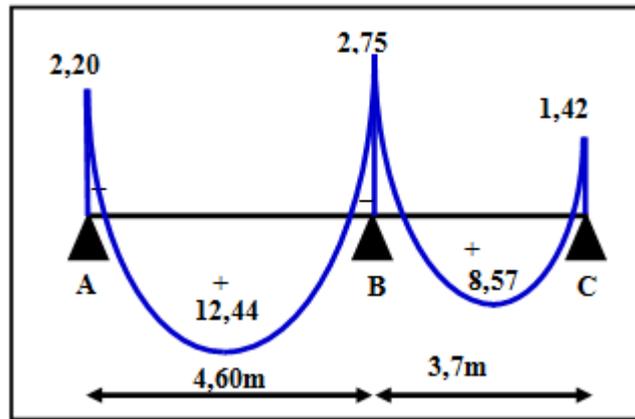


Figure III-13. Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

L'effort tranchant :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} T_w = \frac{M_A - M_B}{l} + Qu \frac{l}{2} = \frac{-1,3 + 6,54}{3,25} + \left(6,92 \times \frac{3,25}{2}\right) = 12,85 \text{ kN} \\ T_e = \frac{M_A - M_B}{l} - Qu \frac{l}{2} = \frac{-1,3 + 6,54}{3,25} - \left(6,92 \times \frac{3,25}{2}\right) = -9,63 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} T_w = \frac{M_B - M_C}{l} + Qu \frac{l}{2} = \frac{-6,54 + 1,47}{3,45} + \left(6,92 \times \frac{3,45}{2}\right) = 10,46 \text{ kN} \\ T_e = \frac{M_B - M_C}{l} - Qu \frac{l}{2} = \frac{-6,54 + 1,47}{3,45} - \left(6,92 \times \frac{3,45}{2}\right) = -13,40 \text{ kN} \end{cases}$$

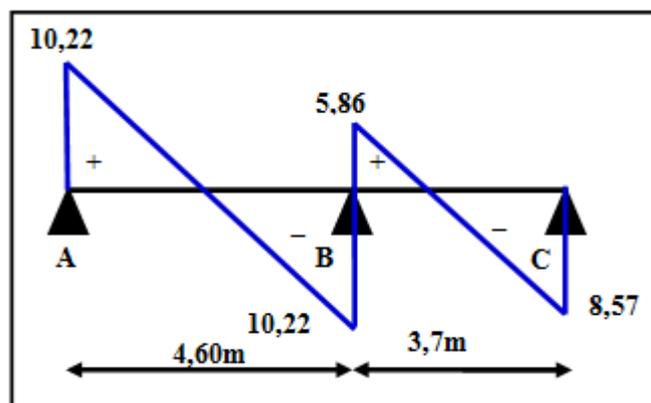


Figure III-14. Diagramme des efforts tranchants [KN]

Tableau récapitulatif des résultats obtenus :

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

Tableau III.4: Tableau récapitulatif des résultats.

Type	travée	L(m)	E.L.U (KN. m) ;(KN/m)						E.L.S (KN m;(KN/m))					
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e
1	AB	3,25	6,52	13,24	-1,30	-6,54	12,85	-9,63	4,75	10,86	-0,95	-4,77	-	-
	BC	3,45	7,35	14,46	-6,54	-1,47	10,46	-13,40	5,36	11,69	-4,77	-1,07	-	-
2	AB	1,85	2,11	4,88	-0,42	-3,12	7,86	-4,94	1,54	4,16	-0,31	-2,28	-	-
	BC	3,25	4,17	13,40	-3,12	-5,35	11,93	-10,56	3,04	10,96	-2,28	-3,9	-	-
	CD	3,45	4,7	15,76	-5,35	-5,57	12	-11,87	3,43	12,98	-3,9	-4,06	-	-
	DE	3,175	6,22	12,07	-5,57	-1,24	9,48	-12,48	4,53	9,78	-4,06	-0,9	-	-
3	AB	1,85	2,11	4,88	-0,42	-3,12	7,86	-4,94	1,54	4,16	-0,31	-2,28	-	-
	BC	3,25	4,17	13,40	-3,12	-5,35	11,93	-10,56	3,04	10,96	-2,28	-3,9	-	-
	CD	3,45	4,7	15,76	-5,35	-5,57	12	-11,87	3,43	12,98	-3,9	-4,06	-	-
	DE	3,175	3,98	14,13	-5,57	-5,25	10,88	-11,08	2,9	10,31	-4,06	-3,82	-	-
	EF	3,50	4,84	16,07	-5,25	-5,7	12,23	-11,98	3,53	11,74	-3,82	-4,16	-	-
	FG	3,175	3,98	14,17	-5,7	-5,19	10,82	-11,14	2,9	10,35	-4,16	-3,78	-	-
	GH	3,45	4,7	15,75	-5,19	-5,63	12,06	-11,8	3,43	11,47	-3,78	-4,11	-	-
	HI	3,25	4,17	12,42	-5,63	-0,58	9,69	-12,79	3,04	10,42	-4,11	-3,36	-	-
	IJ	1,85	2,11	0,79	-0,58	-0,42	6,31	-6,48	1,54	4,27	-3,36	-0,31	-	-

Les sollicitations maximales de calcul sont :

Tableau III.5: Tableau récapitulatif des résultats.

Type de Plancher	E.L.U					E.L.S			
	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} N.m	M _a ^{max} KN.m	
			rive	inter				rive	inter
TERASSE	7,35	16,07	1,47	6,54	13,4	5,36	12,98	1,07	4,77

III-5- Calcul du ferrailage :

Calcul du ferrailage des poutrelles (E.L.U) :

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

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable. Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit:

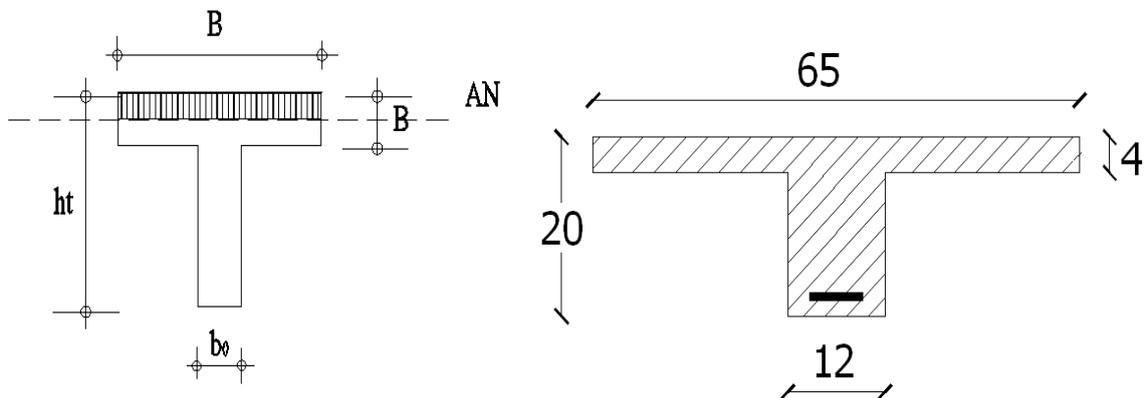


Figure III-15 : Section de calcul

Données :

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

Et on a :

- contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ MPA
- contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPA
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1$ Mpa.
- Fissuration peu préjudiciable

III.5.1-Plancher étage courant :

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

$$\text{E.L.U} \begin{cases} M_{travée_{max}} = 6,04 \text{ KN.m} \\ M_{appui_{max}} = 5,28 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 11,19 \text{ KN} \end{cases}$$

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

En travée :

Vérification de l'étendue de la zone comprimée

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

On calcule le moment équilibré par la table

$$Mt_b = b \cdot h_0 \cdot \delta_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

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

$M_{tmax} = 6,04 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m} \Rightarrow$ 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 $(b \times ht) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à $M_{tmax} = 6,04 \text{ KN.m}$

Vérification de l'existante des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{6,04 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,020 \pi 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,020 \pi 0,392 \Rightarrow \text{pivot.A}; \xi = 10 \frac{0}{100}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0253$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,04 \cdot 10^3}{0,99 \cdot 18 \cdot 348} = 0,97 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en Té):

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

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

$$V' = ht - V$$

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

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

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

$$I = 15475,55 \text{ cm}^4$$

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

$$A_{\min} = \frac{15475,55}{0,81 \cdot 20 \cdot 13,75} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,36; 0,97) = 0,97 \text{ cm}^2$$

Le choix: 3T10=2,36 cm².

sur appuis:

Appuis intermédiaire :

$$M_a^{\max} = 5,28 \text{ cm}^2.$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b₀ x h) = (12 x 20)cm²

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{5,28 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,096 \pi 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,096 \pi 0,392 \Rightarrow \text{pivot. A}; \xi = 10 \frac{0}{00}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,126$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,95$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,28 \cdot 10^3}{0,95 \cdot 18 \cdot 348} = 0,89 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{15475,55}{0,81 \cdot 20 \cdot 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,80; 0,89) = 0,89 \text{ cm}^2$$

Le choix: 1T12=1,13 cm².

Appuis de rive :

$$M_a^{\max} = 1,76 \text{ cm}^2.$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b₀ x h) = (12 x 20)cm²

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{1,76 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,032 \pi 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,032 \pi 0,392 \Rightarrow \text{pivot. A}; \xi = 10 \frac{0}{00}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,04$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,98$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,76 \cdot 10^3}{0,98 \cdot 18 \cdot 348} = 0,29 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{15475,55}{0,81 \cdot 20 \cdot 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,77; 0,29) = 0,77 \text{ cm}^2$$

Le choix: 1T10=0,79 cm².

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

$$M_{\text{ser}} = 6,34 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

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

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

$$32,5 \cdot y^2 - 15 \cdot 2,36 \cdot (d - y) = 0.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 35,4y - 637,2 = 0 \Rightarrow y = 3,91 \text{ cm}$$

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

Le moment d'inertie:

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

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

$$I_G = \frac{65}{3} (3,91)^3 + 15 \cdot 2,36 \cdot (18 - 3,91)^2 = 8323,05 \text{ cm}^4.$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I_G} \cdot y = \frac{6,34 \cdot 10^3}{8233,05} \cdot 3,91 = 3,01 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

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

L'influence de l'effort tranchant: (d'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211)) :

L'effort tranchant maximal $T_{\text{max}} = 11,19 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{11,19 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,55 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

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

$$\tau_u = 0,55\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

On utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne

Les armatures transversales A_t : (article A.7.2, 2 du BAEL91):

Diamètre:

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_L\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 8\right) = 5,51\text{mm}$$

$$\text{on adopte: } \Phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 1\phi 8 = 0,5\text{cm}^2$$

Calcul des espacements : (d'après le BAEL91 (A.5.1, 22))

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

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)

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

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

$$f_e = 235\text{Mpa}; \delta_s = 1,15$$

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

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

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

On calcule la distance "X":

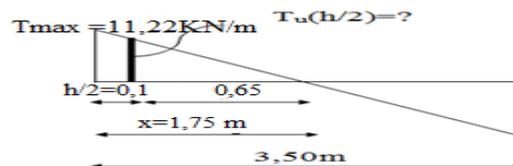


Figure III-16 : L'effort tranchant par la méthode des triangles semblables.

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

$$X = 3,50/2 + (3,62 - 3,62)/5,9.3,50 = 1,75 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,2/2 = 0,1 \text{ m}$$

$$X - (h/2) = 1,75 - 0,1 = 1,65 \text{ m}$$

Donc: $T_u(h/2) = 11,9.1,65/1,75 = 11,22 \text{ KN}$

$$T_u(h/2) = 11,22 \text{ KN}$$

D'où: $\tau_u(h/2) = (11,22.10^{-3}) / (0,12.0,18) = 0,52 \text{ MPa}$

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

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{A_t}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,52 - 0,31.2,1).12}{0,9.1. \frac{235}{1,15}} = 1,44.10^{-4} \text{ cm} \dots \dots (1).$$

$$A_t = 1,44.10^{-4} \approx 0$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91mod99 DTU page 196)

Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left(\frac{0,52}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{A_t}{s_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 0,12}{235} = 2,04.10^{-4} \text{ m}^2 = 2,04 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (2)$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,408 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte $\Rightarrow 1\phi 10 = 0,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Compression de la bille d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est:

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

$$D'où \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T_u}{ab_0}$$

a: la longueur d'appui 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

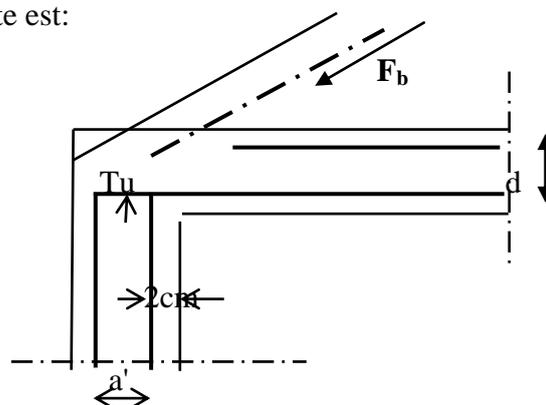


Figure III-17: Compression de la bille d'about.

on doit vérifier que :

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

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

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \cdot 11,9 \cdot 1,5}{0,8 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 10} = 0,015m = 1,50 \text{ cm}$$

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

$$a' = c - c' - 2 = 45 - 2 - 2 = 41cm$$

$$a = \min(41cm; 16,2cm) = 16,2 > 1,50 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification à L' E .L .S :

Au niveau des travées :

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

$$\alpha \leq \left[\frac{\gamma - 1}{2} \right] + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

Vérification des compressions dans le béton à l'E.L.S :

- Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées)

$$\alpha \leq \left[\frac{\gamma - 1}{2} \right] + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau-III-6 : Vérification des compressions.

	Mu (KN.m)	Mser(KN.m)	γ	$\left[\frac{\gamma - 1}{2} \right] + \frac{f_{c28}}{100}$	α_t	Observation
Appui	5,28	3,8	1,39	0,45	0,125	C.V
Travée	6,04	4,24	1,42	0,46	0,036	C.V

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Les armatures calculées à L'ELU seront maintenues.

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (BAEL91 (A.5.1, 31) :

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_U \leq \bar{V}_U$$

$$V_U \leq 0,267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

$$\frac{0,75 \cdot V_U}{b_0 \cdot f_{c28}} \leq a \leq d$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

$a = l_a - 2 \text{ cm}$ que tel: $l_a = l_s - \text{Type de crochet}$

l_a : Longueur d' ancrage.

l_s :Longueur des celledement droit(donnée a partir du BAEL91)

On choisit par exemple un crochet de 90^0

Donc: $l_a = l_s - 24,69\phi$ telquel $l_s = 35\phi$ ($f_{c_{28}} = 25 \text{ MPA}$; $FeE400$)

$$l_a = 10,31\phi = 10,31 \times 1,00 = 10,31 \text{ cm}$$

$$\text{Alors: } a = l_a - 2 = 10,31 - 2 = 8,31 \text{ cm}$$

$$\bar{V}_u = 0,267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c_{28}} = 0,267(8,31 \times 1,2) \times 10^2 \times 25 = 66,56 \text{ KN}$$

$$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 10,33 \leq 66,56 \Rightarrow CV$$

Vérification des armatures longitudinales :

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$A_s \geq \frac{1,15 \times 11,19 \times 10}{400} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \geq 0,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow CV$$

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{u_{ser}} = \frac{T}{0,9 \cdot d \cdot \mu \cdot n} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = \psi \cdot s \cdot f_{t_{28}}$$

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

T: effort tranchant max T=11,19 KN

n : nombre d'armatures longitudinales tendues n = 3

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

$$\tau_{u_{ser}} = 11,19 \times 10^3 / 0,9 \times 18 \times 3,14 \times 5 \times 10^2 = 0,99 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_{u_{ser}} = 0,99 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la liaison hourdis nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot f_e} = \frac{11,19 \times 10^3 (0,65 - 0,12)}{1,8 \times 0,65 \times 0,18 \times 400 \times 10^{-3}} = 0,07 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,07 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPA} \Rightarrow CV$$

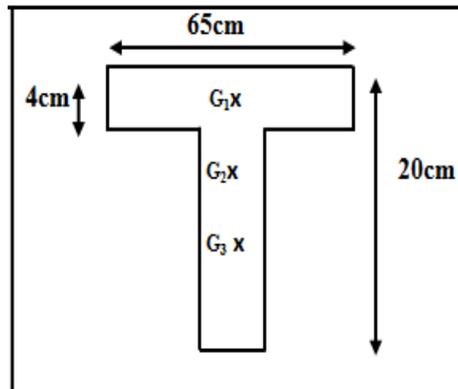
Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{350} = 0,057 > 0,0444 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{0ser}}{15.M_{ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{350} = 0,057 < \frac{6,34}{15.4,24} = 0,099 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{0,95}{12.18} = 0,01 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

La 3^{ème} condition ne sont pas vérifiées; on procédera donc au calcul de la flèche.

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



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

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

Avec: $E_i = 11000(fc_{28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPA}$ $E_v = 3700(fc_{28})^{1/3} = 10818,86 \text{ Mpa}$

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

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

If_i : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

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

Détermination du centre de gravité :

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

$$y_G = \frac{(65.4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4).12 \cdot (20 - 4)/2] + 15.2.36.2,5}{(65.4) + (20 - 4).12 + 15.2.36}$$

$$y_G = 12,97\text{cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

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

$$I_g = \frac{65.(12,97)^3}{3} - \frac{(65-12).(12,97-4)^3}{3} + \frac{12.(20-12,97)^3}{3} + 15.2,36.(18-12,93)^2$$

$$I_g = 36807,61 \text{ cm}^4$$

Charges prises en comptes :

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

2-charge après mise de revêtement : $\mathbf{G} = 5,06 \times 0,65 = 3,23 \text{ KN/m}$

3-charge total à l'E.L.S : $\mathbf{P} = (\mathbf{G}+\mathbf{Q}) : \mathbf{P} = (5,06+1,50) \times 0,65 = 4,26 \text{ KN/m}$

Calcul des moments correspondants :

$$\begin{cases} M_G = 0,85 \frac{GL^2}{8} = 0,85 \times \frac{3,23 \times 3,5^2}{8} = 4,20 \text{ KN.m} \\ M_P = 0,85 \frac{PL^2}{8} = 0,85 \times \frac{4,26 \times 3,5^2}{8} = 5,54 \text{ KN.m} \\ M_J = 0,85 \frac{JL^2}{8} = 0,85 \times \frac{1,85 \times 3,5^2}{8} = 2,41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des contraintes:

$$\begin{cases} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{4,20 \times 10^3 \text{ N.m}}{2,36 \times 0,9 \times 18} = 109,86 \text{ Mpa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{5,54 \times 10^3 \text{ N.m}}{2,36 \times 0,9 \times 18} = 144,90 \text{ Mpa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{2,41 \times 10^3 \text{ N.m}}{2,35 \times 0,9 \times 18} = 63,04 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Calcul des coefficients: f ; λ_i ; λ_v

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \cdot 18} = 0,011$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0/b) \cdot f} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3 \cdot 12/65) \cdot 0,0108} = 3,8.$$

$$\lambda_v = (2/5) \lambda_i = (2/5) \cdot 3,80 = 1,496.$$

Calcul des coefficients (μ_i) :

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{Sj}) + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,011 \times 63,04) + 2,1} \right] = 0,75 \\ \mu_G = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{SG}) + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,011 \times 109,86) + 2,1} \right] = 0,53 \\ \mu_P = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{Sp}) + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,011 \times 144,90) + 2,1} \right] = 0,43 \end{cases}$$

Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)} ; I_0 = I_g$$

$$\text{Avec : } I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right] \text{ avec } d'' = h - (\Phi + c) = 20 - (0,10 + 2) = 17,9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \left[2,36 \left(\frac{20}{2} - 17,9 \right)^2 \right] = 45542,65 \text{ cm}^4$$

$$I_{FJ} = \frac{1,1 \times 45542,65}{(1 + 3,8 \times 0,75)} = 13012,19 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FG} = \frac{1,1 \times 45542,65}{(1 + 3,8 \times 0,53)} = 16621,41 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \times 45542,65}{(1 + 3,8 \times 0,43)} = 19019,33 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FV} = \frac{1,1 \cdot 104285,36}{(1 + 3,8 \times 1,496)} = 7494,15 \text{ cm}^4.$$

Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:

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

$$F_{ij} = \frac{4,2(3,5)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 13012,19)} = 0,123 \text{ cm}.$$

$$F_{ig} = \frac{5,54 \times (3,5)^2 \cdot 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 16621,41)} = 0,127 \text{ cm}.$$

$$F_{ip} = \frac{2,41 \cdot (3,5)^2 \cdot 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 19019,32)} = 0,05 \text{ cm}.$$

$$F_{vg} = \frac{5,54 \times (3,5)^2 \cdot 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 7494,15)} = 0,28 \text{ cm}.$$

$$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig} \Rightarrow F_{total} = 0,28 - 0,123 + 0,05 - 0,127 = 0,08 \text{ cm} \quad ; F_{total} = 0,08 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = L/500 = 350/500 = 0,7 \text{ cm}.$$

$$F_{adm} = 0,7 \text{ cm}$$

$$F_{total} = 0,08 \text{ cm} < F_{adm} = 0,7 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

III5.2-La terrasse :

$$E.L.U \left\{ \begin{array}{l} M_{travee_{max}} = 16,04 \text{ KN.m} \\ M_{appui_{max}} = 6,54 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 13,4 \text{ KN} \end{array} \right.$$

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

En travée :

Vérification de l'étendue de la zone comprimée

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

On calcule le moment équilibré par la table

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot \delta_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

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

$M_{tmax} = 16,04 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m} \Rightarrow$ 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 $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à $M_{tmax} = 11,9 \text{ KN.m}$

Vérification de l'existante des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{16,04 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,053 \pi 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,040 \pi 0,392 \Rightarrow \text{pivot.A}; \xi = 10 \frac{0}{00}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,068$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,97$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{16,04 \cdot 10^3}{0,97 \cdot 18 \cdot 348} = 2,64 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T):

$$A_{\min} = \frac{15475,55}{0,81 \cdot 20 \cdot 13,75} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,36; 2,64) = 2,64 \text{ cm}^2$$

Le choix: 3T12=3,39 cm².

sur appuis:

Appuis intermédiaire :

$$M_a^{\max} = 6,54 \text{ cm}^2.$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{6,54 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,12 \pi 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,12 \pi 0,392 \Rightarrow \text{pivot.A}; \xi = 10 \frac{0}{00}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,16$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,94$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,54 \cdot 10^3}{0,94 \cdot 18,34 \cdot 8} = 1,11 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{15475,55}{0,81 \cdot 20 \cdot 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,80; 1,11) = 1,11 \text{ cm}^2$$

Le choix: 1T12=1,13 cm².

Appuis de rive :

$$M_a^{\max} = 1,47 \text{ cm}^2$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b₀ x h) = (12 x 20)cm²

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{1,47 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,027 \pi 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,027 \pi 0,392 \Rightarrow \text{pivot.A}; \xi = 10 \frac{0}{00}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,03$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,47 \cdot 10^3}{0,99 \cdot 18,34 \cdot 8} = 0,24 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{15475,55}{0,81 \cdot 20 \cdot 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,80; 0,24) = 0,80 \text{ cm}^2$$

Le choix: 1T12=1,13 cm².

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

$$M_{\text{ser}} = 12,98 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

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

$$b = 65\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 3,39 \text{ cm}^2.$$

$$32,5.y^2 - 15.3,39.(d - y) = 0.$$

$$32,5.y^2 + 50,85y - 915,3 = 0 \Rightarrow y = 4,58\text{cm}$$

Le moment d'inertie:

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

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

$$I_G = \frac{65}{3} (4,58)^3 + 15.3,39.(18 - 4,58)^2 = 11239,46\text{cm}^4.$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} . y = \frac{12,98.10^3}{11239,46} . 3,91 = 4,51\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,51\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

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

L'influence de l'effort tranchant: (d'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211)) :

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 13,4\text{KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{13,4.10^{-3}}{0,12.0,18} = 0,62\text{MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

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

$$\tau_u = 0,62\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

On utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne

Les armatures transversales A_t : (article A.7.2, 2 du BAEL91):

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_L\right)$$

$$\text{Diamètre: } \Phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 8\right) = 5,51\text{mm}.$$

$$\text{on adopte: } \Phi_t = 8\text{mm.} \Rightarrow A_t = 1\phi 8 = 0,5\text{cm}^2$$

Calcul des espacements : (d'après le BAEL91 (A.5.1, 22))

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

La section des armatures transversales :

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

k=1 (fissuration non préjudiciable)

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

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

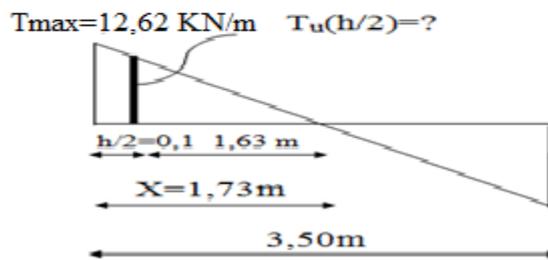
$$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \delta_s = 1,15$$

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

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

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

On calcul la distance "X":



FigureIII-18 : L'effort tranchant par la méthode des triangles semblables.

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

$$X = 3,50/2 + (5,25 - 5,7)/6,92 \cdot 3,50 = 1,73 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,2/2 = 0,1 \text{ m}$$

$$X - (h/2) = 1,73 - 0,1 = 1,63\text{m}$$

$$\text{Donc: } T_u(h/2) = 13,4 \cdot 1,63 / 1,73 = 12,62 \text{ KN}$$

$$T_u(h/2) = 12,62 \text{ KN}$$

$$D'où: \tau_u(h/2) = (13,4 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \cdot 0,18) = 0,62\text{MPa}$$

$$\tau_u(h/2) = 0,62\text{MPa}$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{A_t}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,62 - 0,3 \cdot 1,2 \cdot 1) \cdot 0,12}{0,9 \cdot \frac{235}{1,15}} = -0,19 \cdot 10^{-4} \text{ cm} \dots \dots (1).$$

$$A_t = -0,19 \cdot 10^{-4} \approx 0$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91mod99 DTU page 196)

Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left(\frac{0,62}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{A_t}{s_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 0,12}{235} = 2,04 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,04 \text{ cm}^2 \dots \dots (2)$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,408 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte $\Rightarrow 1 \phi 10 = 0,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Compression de la bille d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est:

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

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

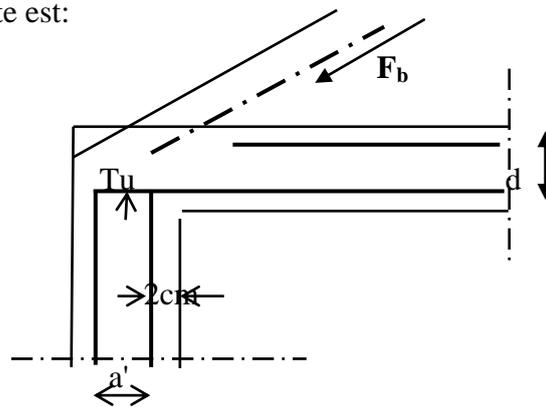


Figure III-19: Compression de la bille d'about

a: la longueur d'appui 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 vérifier que :

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

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

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \cdot 10 \cdot 4 \cdot 1,5}{0,8 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 10} = 0,013 \text{ m} = 1,30 \text{ cm}$$

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

$$a' = c - c' - 2 = 45 - 2 - 2 = 41 \text{ cm}$$

$a = \min(41\text{cm}; 16,2\text{cm}) = 16,2 > 1,30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

Vérification à L' E .L .S :

Au niveau des travées :

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

$$\alpha \leq \left[\frac{\gamma - 1}{2} \right] + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

Vérification des compressions dans le béton à l'E.L.S :

- Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées)

$$\alpha \leq \left[\frac{\gamma - 1}{2} \right] + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau-III-7 : Vérification des compressions.

	Mu(KN.m)	Mser(KN.m)	γ	$\left[\frac{\gamma - 1}{2} \right] + \frac{f_{c28}}{100}$	α_t	Observation
Appui	6,54	4,77	1,37	0,44	0,125	C.V
Travée	16,04	12,98	1,23	0,41	0,036	C.V

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ Les armatures calculées à L'ELU seront maintenues.

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (BAEL91 (A.5.1, 31) :

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_U \leq \overline{V_U}$$

$$V_U \leq 0,267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

$$\frac{0,75 \cdot V_U}{b_0 \cdot f_{c28}} \leq a \leq d$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

$$a = l_a - 2 \text{ cm} \text{ que tel: } l_a = l_s - \text{Type de crochet}$$

l_a : Longueur d' ancrage.

l_s :Longueurdescellementdroit(donnéepar tir du BAEL91)

On choisit par exemple un crochet de 90°

$$\text{Donc: } l_a = l_s - 24,69 \phi \text{ telquel } l_s = 35 \phi (f_{c28} = 25\text{MPa}; FeE400)$$

$$l_a = 10,31 \phi = 10,31 \times 1,00 = 10,31\text{cm}$$

Alors: $a=l_a - 2=10,31 - 2=8,31\text{cm}$

$$\bar{V}_u = 0,267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_c \cdot 28 = 0,267(8,31 \times 1,2) \times 10^2 \times 25 = 66,56\text{KN}$$

$$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 13,4 \leq 66,56 \Rightarrow \text{CV}$$

Vérification des armatures longitudinales :

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$A_s \geq \frac{1,15 \times 13,4 \times 10}{400} = 0,38\text{cm}^2$$

$$A_s = 3,39\text{cm}^2 \geq 0,30\text{cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$$

Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

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

T: effort tranchant max T=13,4 KN

n : nombre d'armatures longitudinales tendues n = 3

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

$$\tau_{u_{ser}} = 13,4 \times 10^3 / 0,9 \times 18 \times 3,14 \times 5 \times 10^2 = 0,52\text{Mpa}$$

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

$$\tau_{u_{ser}} = 0,52\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la liaison hourdis nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u(b-b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot f_e} = \frac{13,4 \times 10^{-3}(0,65 - 0,12)}{1,8 \times 0,65 \times 0,18 \times 400 \times 10^{-3}} = 0,084\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,084\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33\text{MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

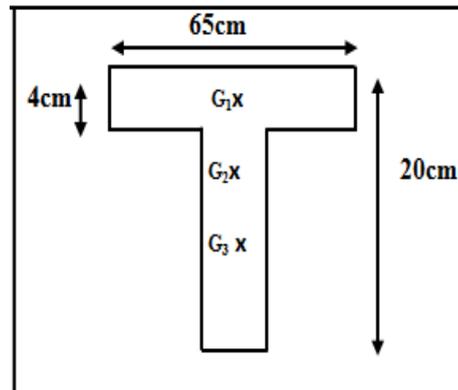
Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{350} = 0,057 > 0,0444 \right) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{0ser}}{15 \cdot M_{ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{350} = 0,057 < \frac{5,36}{15,9} = 0,04 \right) \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{3,39}{12,18} = 0,01 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

La 2^{ème} et la 3^{ème} condition ne sont pas vérifiées; on procédera donc au calcul de la flèche.

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



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

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

Avec: $E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$; $E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ Mpa}$

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

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

If_i : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

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

Détermination du centre de gravité :

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

$$y_G = \frac{(65 \cdot 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4) \cdot 12 \cdot (20 - 4)/2] + 15 \cdot 3,39 \cdot 2,5}{(65 \cdot 4) + (20 - 4) \cdot 12 + 15 \cdot 3,39}$$

$$y_G = 12,97 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

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

$$I_g = \frac{65 \cdot (12,97)^3}{3} - \frac{(65 - 12) \cdot (12,97 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20 - 12,97)^3}{3} + 15 \cdot 3,39 \cdot (18 - 12,93)^2$$

$$I_g = 36807,61 \text{ cm}^4$$

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 : $G = 6,78 \times 0,65 = 4,407 \text{ KN/m}$

3-charge total à l'E.L.S : $P = (G+Q)$: $P = (6,78+1) \times 0,65 = 5,057 \text{ KN/m}$

Calcul des moments correspondants :

$$\begin{cases} M_G = 0,85 \frac{GL^2}{8} = 0,85 \times \frac{4,407 \times 3,5^2}{8} = 6,74 \text{KN.m} \\ M_P = 0,85 \frac{PL^2}{8} = 0,85 \times \frac{5,057 \times 3,5^2}{8} = 7,74 \text{KN.m} \\ M_J = 0,85 \frac{JL^2}{8} = 0,85 \times \frac{1,85 \times 3,5^2}{8} = 2,41 \text{KN.m} \end{cases}$$

Calcul des contraintes:

$$\begin{cases} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{6,74 \times 10^3}{2,36 \times 0,9 \times 18} = 176,29 \text{MPa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{7,74 \times 10^3}{2,36 \times 0,9 \times 18} = 202,45 \text{MPa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{2,41 \times 10^3}{2,35 \times 0,9 \times 18} = 63,04 \text{MPa} \end{cases}$$

Calcul des coefficients: f ; λ_i ; λ_v

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \cdot 18} = 0,011$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0/b) \cdot f} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3 \cdot 12/65) \cdot 0,011} = 3,8.$$

$$\lambda_v = (2/5) \lambda_i = (2/5) \cdot 3,80 = 1,496.$$

Calcul des coefficients (μ_i) :

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{Sj}) + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,011 \times 63,04) + 2,1} \right] = 0,75 \\ \mu_G = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{SG}) + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,011 \times 176,29) + 2,1} \right] = 0,37 \\ \mu_P = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{SP}) + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,011 \times 202,45) + 2,1} \right] = 0,33 \end{cases}$$

Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}; I_0 = I_g$$

$$\text{Avec: } I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right] \text{ avec } d'' = h - (\Phi + c) = 20 - (0,10 + 2) = 17,9 \text{cm}$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \left[3,39 \left(\frac{20}{2} - 17,9 \right)^2 \right] = 45542,65 \text{cm}^4$$

$$I_{FJ} = \frac{1,1 \times 45542,65}{(1 + 3,8 \times 0,75)} = 13012,19 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FG} = \frac{1,1 \times 45542,65}{(1 + 3,8 \times 0,37)} = 20821,66 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \times 45542,65}{(1 + 3,8 \times 0,33)} = 22225,78 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FV} = \frac{1,1 \times 104285,36}{(1 + 3,8 \times 1,496)} = 7494,15 \text{ cm}^4.$$

Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:

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

$$F_{ij} = \frac{2,41(3,5)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 13012,19)} = 0,07 \text{ cm}.$$

$$F_{ig} = \frac{6,74 \times (3,5)^2 \cdot 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 20821,66)} = 0,123 \text{ cm}.$$

$$F_{ip} = \frac{7,74 \cdot (3,5)^2 \cdot 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 22225,78)} = 0,132 \text{ cm}.$$

$$F_{vg} = \frac{6,74 \times (3,5)^2 \cdot 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 7494,15)} = 0,34 \text{ cm}.$$

$$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig} \quad F_{total} = 0,34 - 0,07 + 0,132 - 0,123 = 0,279 \text{ cm} \quad ; \quad F_{total} = 0,279 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = L/500 = 350/500 = 0,7 \text{ cm}.$$

$$F_{adm} = 0,7 \text{ cm}$$

$$F_{total} = 0,279 \text{ cm} < F_{adm} = 0,7 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

III.6- 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

$-A_{\perp} \geq 200/f_e$ (cm²/ml) si $L \leq 50$ cm

$-A_{\perp} \geq 4l/f_e$ (cm²/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

$A_{//} \geq A_{\perp}/2$; $L = 0,65$ m ; $F_e = 225$ Mpa

$50\text{cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 225 = 1,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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 φ 8**

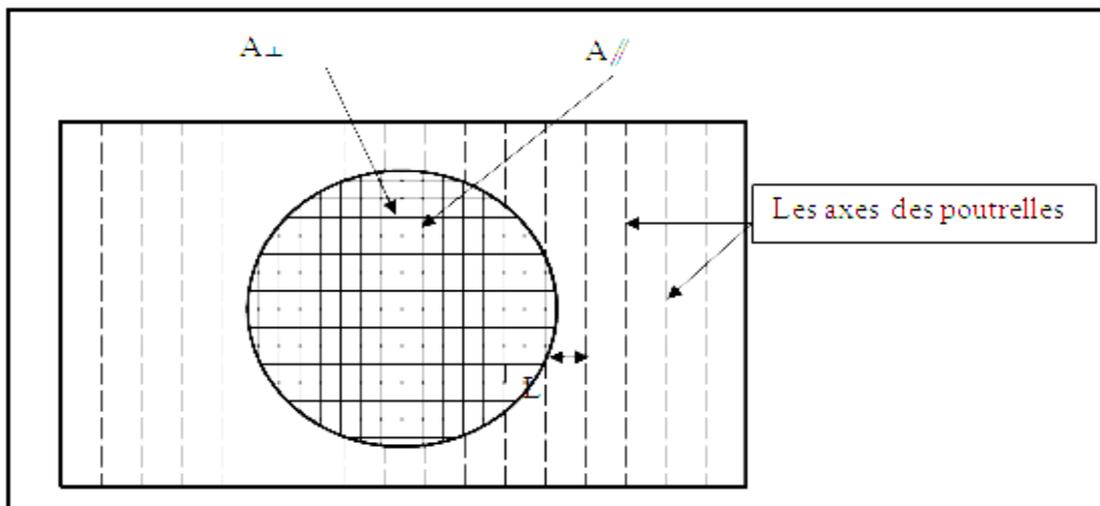


Figure III.20: Ferrailage de la dalle de compression.

On prend un quadrillage de section **5 φ 8** avec un espacement de 15 cm.