

III.1. Introduction :

Un plancher d'habitation ou d'usine est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et supporter les revêtements de sols, ses fonctions principales sont :

- Supporter son poids propre et les surcharges ;
- 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 sur vide sanitaire) et acoustique (étanchéité au bruit) entre les différents étages ;
- Participer à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.

On peut distinguer deux grandes classes de planchers :

- Les planchers coulés sur place ou planchers << dits traditionnels >> ;
- Les planchers préfabriqués, la préfabrication pouvant être totale ou partielle.

III.2. Planches à corps creux

Le plancher à corps creux est utilisé surtout dans les bâtiments d'habitation

- Le plancher est composé de corps creux, de poutrelles et d'une dalle en béton armé de faible épaisseur. Les corps creux (généralement en béton) sont disposés entre les poutrelles et servent de coffrage à la dalle coulée sur toute la surface du plancher ;
- Les poutrelles en béton armé (coulés sur place ou préfabriquées) ont la forme en << Té >> renversé, les armatures sont entièrement enrobées de béton ;
- La dalle de compression est armée d'un simple quadrillage d'armatures de compression (treillis soudé).

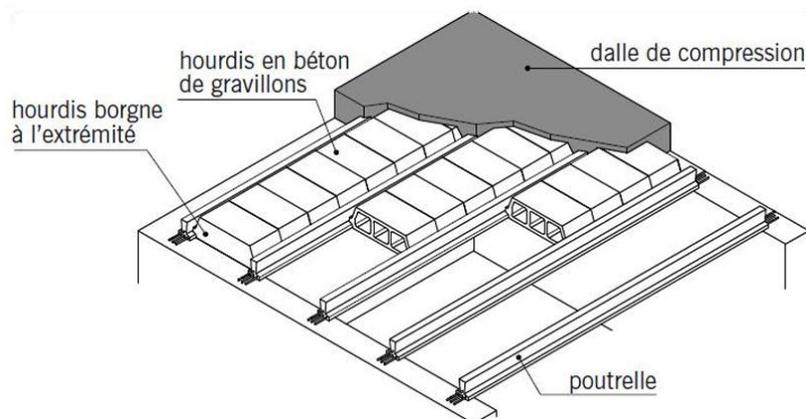


Figure : III.1 - Le plancher à corps creux

III.2.1-Etude de la dalle de compression

Pour le ferrailage de la dalle de compression, les conditions qui doivent être respectées sont les suivantes : (selon BAEL91-B.6.8, 42).

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4cm et être armée de quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}).

30cm pour les armatures parallèles aux nervures (A_{\parallel}).

La section minimale des armatures doit être :

Pour l'écartement des axes des nervures : $50cm \leq L_n \leq 80cm$

$$\text{Donc on a } A_{\perp} \geq 4 \left(\frac{L_n}{f_e} \right) \quad ; \quad A_{\parallel} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right) \text{ Avec :}$$

L_n : Distance entre axes des nervures en (cm).

f_e : La limite d'élasticité des armatures. Donc pour un treillis soudés de diamètre $\phi \leq 6\text{mm}$ est :
 $f_e = 400 \text{ MPa}$

III.2.1.1- Armature perpendiculaire aux nervures

$$50\text{cm} \leq L_n = 60\text{cm} \leq 80\text{cm}$$

$$\text{Donc on a : } A_{\perp} \geq 4 \left(\frac{L_n}{f_e} \right) \quad \Rightarrow \quad A_{\perp} \geq 4 \left(\frac{Ln}{400} \right) = 0,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $5\phi 6 / \text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ alors $e = 20\text{cm}$.

III.2.1.2-Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \quad \Rightarrow \quad A_{\parallel} \geq \frac{1,41}{2}$$

$$\Rightarrow \quad A_{\parallel} = 0,705 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend $5\phi 6 / \text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ donc : $e = 20\text{cm}$.

On adoptera un treillis soudé $\Phi 6$ (200x200) mm^2 (ST15C)

Avec un recouvrement de deux mailles (40cm) pour chaque direction.

III.2.2- Dimensionnement des poutrelles

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

Hauteur du plancher $h_t = 16 \text{ cm}$

Épaisseur de la nervure $h_0 = 4 \text{ cm}$

Largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$

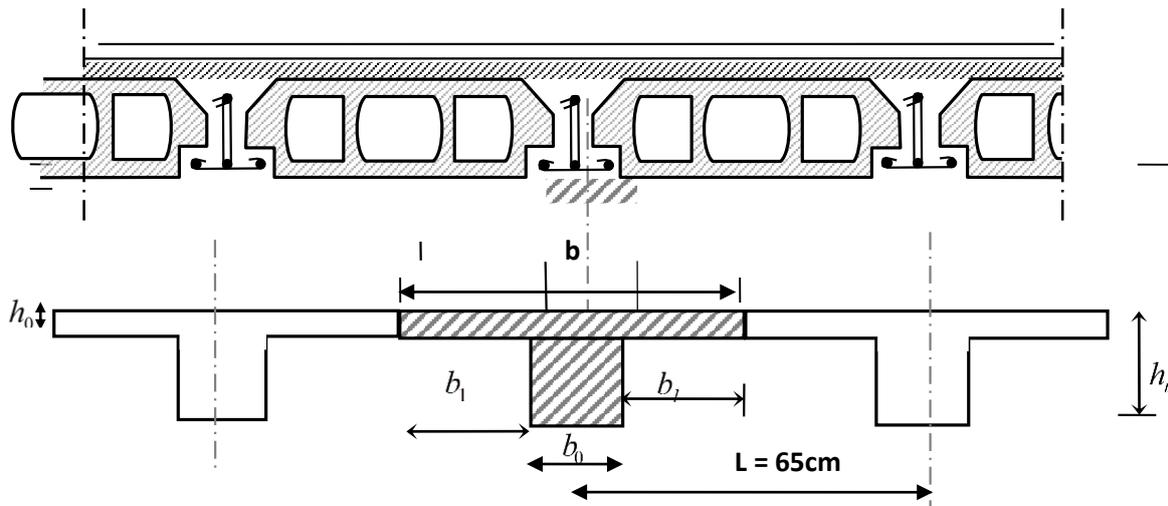


Figure III.2 - Schéma des poutrelles

Calcul de la largeur (b) de la poutrelle

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

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

Étant donné que : $L = 3,30 \text{ m}$ et $l_1 = 65 \text{ cm}$

D'après [BAEL91/A.4.1,3] :

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases}$$

Avec :

L_n : la distance entre axes des nervures ($L_n = 60\text{cm}$) .

L : la portée maximales entre nus d'appuis ($L = 4,30 \text{ m}$) ;

h_0 : la hauteur de la nervure ;

b_0 : l'épaisseur de la nervure ($b_0 = 12\text{cm}$).

Donc :

$$\rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} \\ b_1 \leq \frac{330}{10} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} b_1 \leq 26,5\text{cm} \\ b_1 \leq 33\text{cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{cases}$$

$$b_1 = \min \begin{cases} 26,5 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \\ 32 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{On adoptera donc : } b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}, b_0 = 12 \text{ cm}, h_0 = 4 \text{ cm}, h_t = 20 \text{ cm}$$

III.2.3- Méthode de calcul des poutrelles

Il existe plusieurs méthodes pour calcul des poutrelles, le règlement BAEL 91 propose une méthode "Méthode Forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique dans le cas des constructions courantes.

La condition d'application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode n'est pas applicable que si les quatre conditions sont remplies :

- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G; 5 \text{ kn/m}^2)$.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

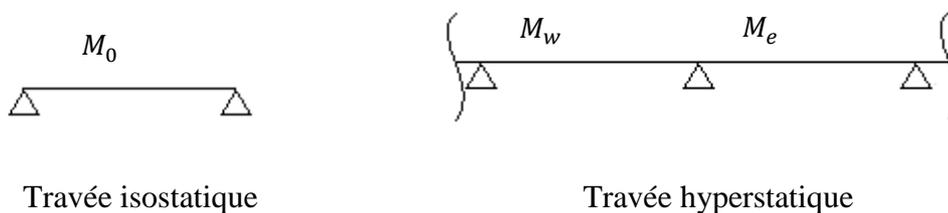
Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25 ($0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$).

La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

III.2.3.1.Principe de calcul

Les moments maximaux en travées et sur appuis sont fonction des moments fléchissant isostatiques "M₀" de la travée indépendante.

Avec :



Avec :

M_0 : Moment max de la travée indépendante ;

M_t : Moment max de la travée étudiée ;

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

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

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

Les valeurs M_t, M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

Travée de rive :

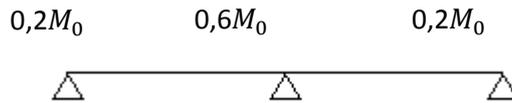
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

Travée intermédiaire :

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

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

1. Cas de 2 travées :



2. Cas de 3 travées :



3. Cas de plus de 3 travées :



b) Principe de calcul de l'effort tranchant

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{array} \right.$$

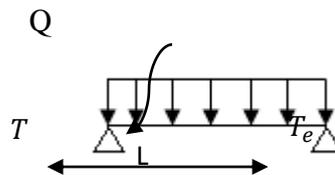
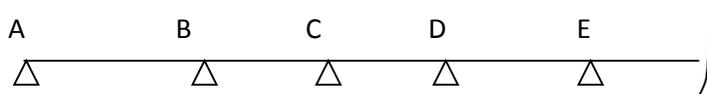


Figure III.3 : Schémas explicatifs.

III.2.3.2-La méthode forfaitaire modifiée

Cette méthode est applicable, si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25. Selon les travées, on distingue deux cas :

1) Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées :



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

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

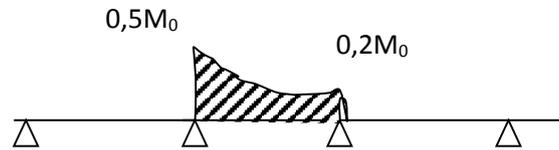


Figure III.4 - Schémas explicatifs.2

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

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

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

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

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

c.2) cas d'une travée de rive :



Figure III. 5- Schémas explicatifs.

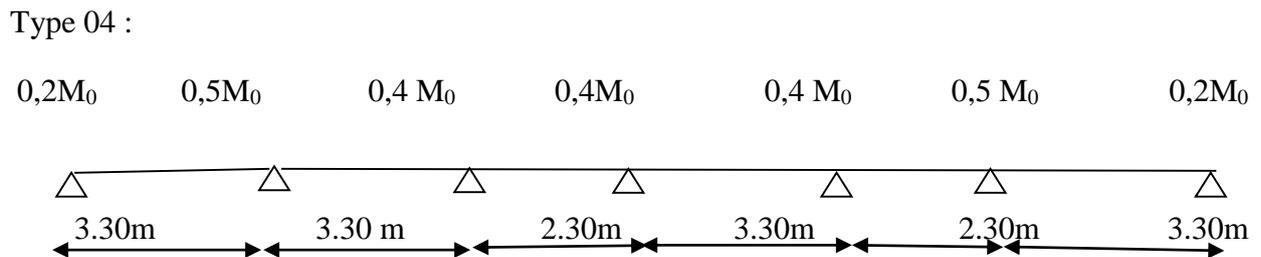
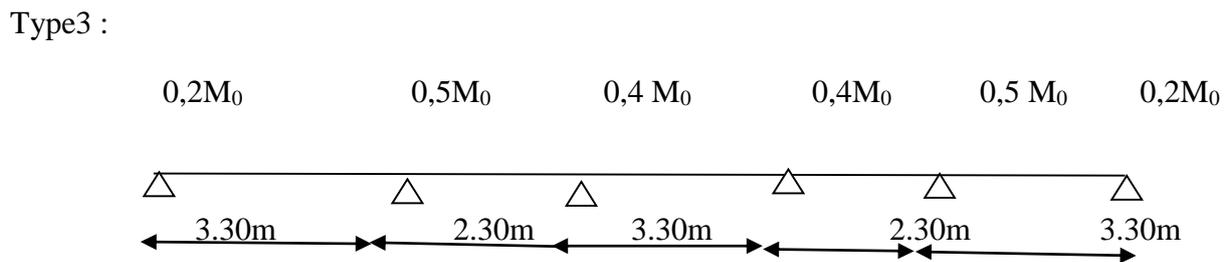
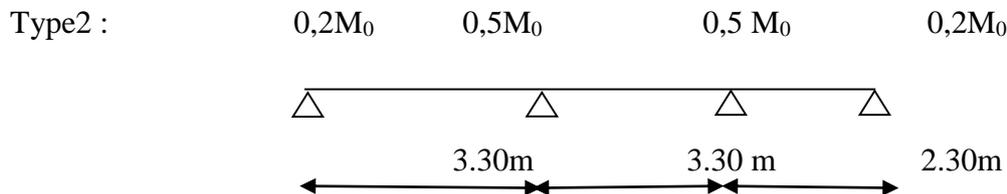
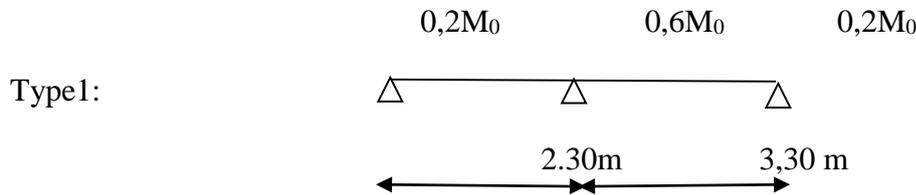
Il suffit de porter sur l'appui (A) la valeur du moment admissible tenu de l'encastrement possible, en (B) ou devra porter la valeur du moment admissible, c'est-à-dire $0,6M_0$ (BC) s'il y a que deux travées ou $0,5 M_0$ (BC) s'il existe plus de deux travées, il est alors possible de tracer la ligne 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.2.3.2-Calcul des poutrelles

III.2.3.3-Type de poutrelles

Notre construction comporte quatre types de poutrelles ; ces poutrelles sont identiques au niveau de tous les planchers de la construction.



III.2.3.4-Les combinaisons de charges

Les charges par mètre linéaire /mL

❖ Plancher RDC+ 1 ère et 2 ème étage

$$\begin{cases}
 G = 5, 97.0,65 = 3, 88 \text{ KN/mL} \\
 Q = 5,00.0, 65 = 3,25 \text{ KN/mL}
 \end{cases}
 \left\{
 \begin{array}{l}
 Q_u = 1, 35G + 1,5Q = 10,11 \text{ KN/mL.} \\
 Q_{ser} = G + Q = 7,13 \text{ KN/mL.}
 \end{array}
 \right.$$

❖ **Plancher de 3^{ème} étage jusqu'à 5^{ème} étage**

$$\left. \begin{array}{l} G = 5,02 \cdot 0,65 = 3,26 \text{ KN/mL} \\ Q = 2,50 \cdot 0,65 = 1,63 \text{ KN/mL} \end{array} \right\} \begin{array}{l} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,89 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,89 \text{ KN/mL.} \end{array}$$

❖ **Plancher 6^{ème} étage jusqu'à 10^{ème} étage**

$$\left. \begin{array}{l} G = 5,02 \cdot 0,65 = 3,26 \text{ KN/mL} \\ Q = 1,50 \cdot 0,65 = 0,98 \text{ KN/mL} \end{array} \right\} \begin{array}{l} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,86 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,24 \text{ KN/mL.} \end{array}$$

❖ **Plancher terrasse inaccessible**

$$\left. \begin{array}{l} G = 5,90 \cdot 0,65 = 3,84 \text{ KN/mL} \\ Q = 1,00 \cdot 0,65 = 0,65 \text{ KN/mL} \end{array} \right\} \begin{array}{l} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,16 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,49 \text{ KN/mL.} \end{array}$$

III.2.4-Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- 1- la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5\text{KN/m}^2)$...condition vérifiée
- 2- Poutrelle à inertie constante ($I = \text{cte}$).....vérifié
- 3- Fissuration peu préjudiciable..... condition vérifiée

Plancher du R.D.C au 6^{ème} étage, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable

Pour le plancher terrasse la fissuration est préjudiciablenon vérifié

Donc dans le cas du plancher terrasse, on applique la méthode de Caquot Minorée

- 4- $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$... cette condition n'est pas vérifiée

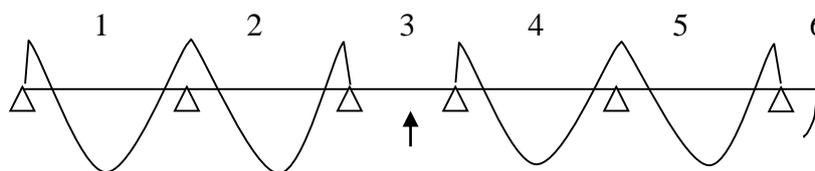
Puisque le rapport $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$ n'est pas satisfait ; on utilise **la méthode forfaitaire modifiée** pour la travée particulière ; et on utilise toujours la méthode forfaitaire pour le reste des travées.

▪ **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)



Travée particulière

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

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

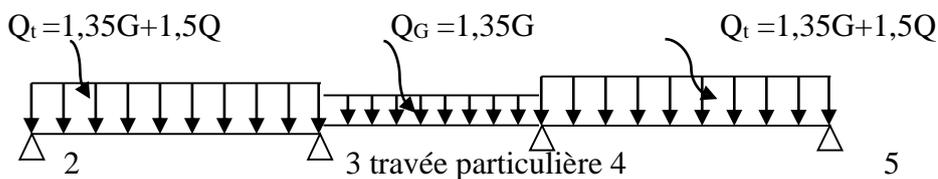
$$Ma_3 = 0,4M_{023}$$

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

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

On calcule le moment minimal de la travée particulière

Pour la recherche du moment M_{t34min} , on considère le chargement suivant :



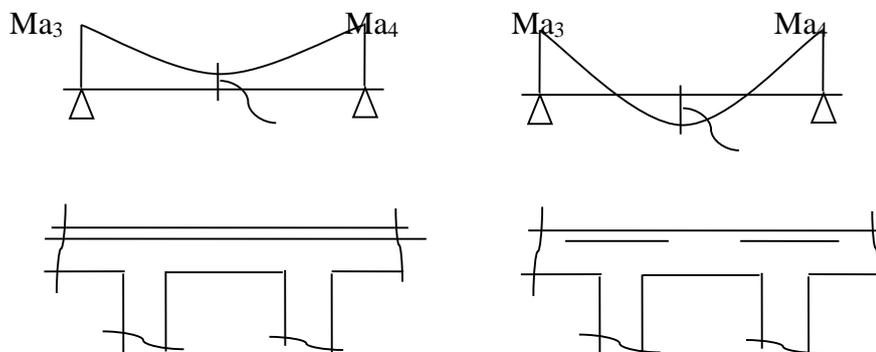
Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant (Ma_3 et Ma_4 en valeur absolue) :

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

Le moment M_{t34min} est évalué en remplaçant x par la valeur :

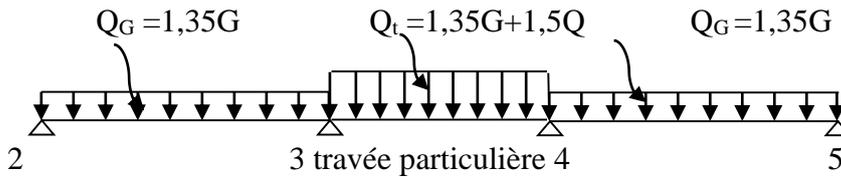
$$x = \frac{L_3}{2} + \frac{Ma_3 - Ma_4}{Q_G \cdot L_3}$$

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 :



On calcule le moment maximal de la travée particulière

Pour la recherche du moment M_{t34max} , on considère le chargement suivant :



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

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

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 :

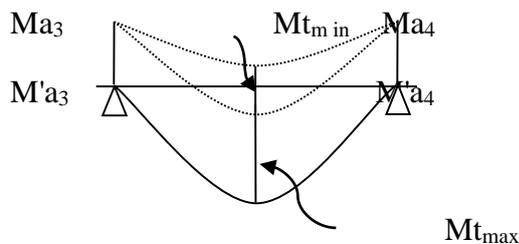
$$Q_t = 1,35G + 1,5Q$$

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

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

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

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

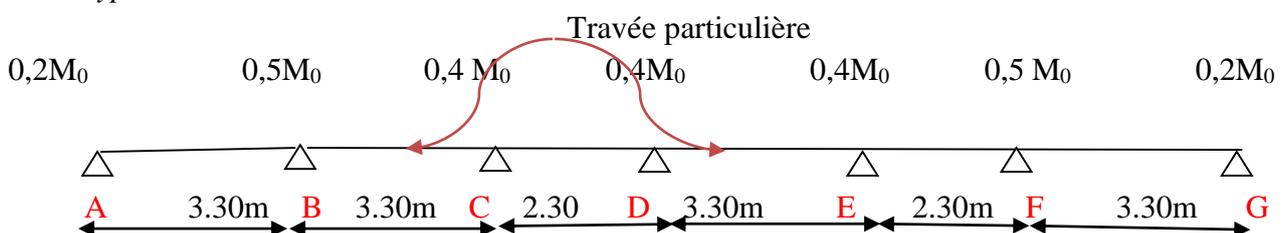


b- cas ou la travée particulière est une travée de rive

Les mêmes étapes définies précédemment sont à suivre, à la différence que dans ce cas il n'existe qu'une seule travée adjacente. **III.3. Exemple de calcul :**

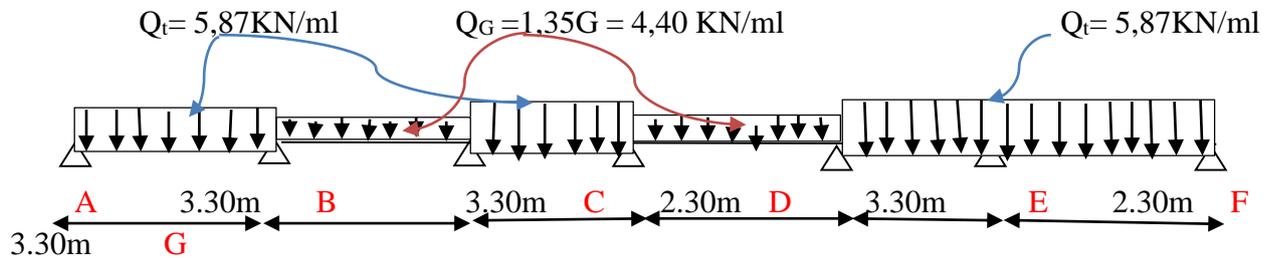
III.3.1. de 6^e étage jusqu'à 10^e éme

1^{ère} Type :



Le calcul se fait à l'E.L.U :

❖ Calcul du moment minimal de la travée BC et DE :



Moments isostatiques

$$M_{0AB} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 5,86 (3,30)^2 / 8 = 7,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,40 (3,30)^2 / 8 = 5,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 5,86 (2,30)^2 / 8 = 3,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{0DE} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,40 (3,30)^2 / 8 = 5,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{0EF} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 5,86 (2,30)^2 / 8 = 3,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{0FG} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 5,86 (3,30)^2 / 8 = 7,98 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis

$$M_A = 0,2 M_{0AB} = 1,60 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 3,99 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 2,40 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{0CD}, M_{0DE}) = 2,40 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \max (M_{0DE}, M_{0ER}) = 2,40 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,5 \max (M_{0EF}, M_{0FG}) = 3,99 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,2 M_{0FG} = 1,60 \text{ KN.m}$$

Moment en travée particulière BC ($M_{t \min}$)

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q_g L} = \frac{3,30}{2} + \frac{3,99 - 2,40}{4,40 \cdot 3,30} = 1,76 \text{ m}$$

$$Mt_{\min}(x) = Qg \cdot x \left(\frac{L-x}{2} \right) - Mb \left(1 - \frac{x}{L} \right) - Mc \cdot \frac{x}{L}$$

$$Mt_{\min}(x) = 4,40 \cdot 1,76 \left(\frac{3,30 - 1,76}{2} \right) - 3,99 \left(1 - \frac{1,76}{3,30} \right) - 2,40 \cdot \frac{1,76}{3,30} = 2,80 \text{ KN.m}$$

Moment en travée particulière DE (Mt_{\min})

$$X = \frac{L}{2} + \frac{Md - Me}{Qg \cdot L} = \frac{3,30}{2} + \frac{2,40 - 2,40}{4,40 \cdot 3,30} = 1,65 \text{ m}$$

$$Mt_{\max}(x) = Qg \cdot x \left(\frac{L-x}{2} \right) - Ma \left(1 - \frac{x}{L} \right) - Mb \cdot \frac{x}{L}$$

$$Mt_{\max}(x) = 4,40 \cdot 1,65 \left(\frac{3,30 - 1,65}{2} \right) - 2,40 \left(1 - \frac{1,65}{3,30} \right) - 2,40 \cdot \frac{1,65}{3,30} = 3,59 \text{ KN.m}$$

Calcule les moments dans les autres travées par la méthode forfaitaire

- Calcul des sollicitations :

$$Q_u = 5,86 \text{ KN/ml}; Q_{ser} = 4,24 \text{ KN/ml}$$

$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{5,02 + 1,5} = 0,229$	$1 + 0,3\alpha = 1,07 > 1,05$
	$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,63$ travée de rive
	$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53$ travée intermédiaire

Tableau III-1- Les valeurs des charges et coefficient α

Moment isostatique

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{5,86 \times 3,3^2}{8} = 7,98 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{Q_u \cdot l_{CD}^2}{8} = \frac{5,86 \times 2,3^2}{8} = 3,87 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{Q_u \cdot l_{EF}^2}{8} = \frac{5,86 \times 2,3^2}{8} = 3,87 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{FG} = \frac{Q_u \cdot l_{FG}^2}{8} = \frac{5,86 \times 3,3^2}{8} = 7,98 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 7,98 = 1,6 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{ Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,5M_0^{AB} = 0,5 \times 7,98 = 3,99 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{ Max}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 0,4M_0^{CD} = 0,4 \times 5,99 = 2,4 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{ Max}(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = 0,4M_0^{DE} = 0,4 \times 5,99 = 2,4 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \text{ Max}(M_0^{DE}; M_0^{EF}) = 0,4M_0^{DE} = 0,4 \times 5,99 = 2,4 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,5 \text{ Max}(M_0^{EF}; M_0^{FG}) = 0,5M_0^{FG} = 0,5 \times 7,98 = 3,99 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,2M_0^{FG} = 0,2 \times 7,98 = 1,6 \text{ KN.m}$$

Moments en travée : AB, CD, EF et FG

Travée de rive

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

Travée AB

$$\left. \begin{array}{l} M_T^{AB} \geq [(1,05M_0^{AB}; (1 + 0,3)M_0^{AB}) - \frac{1,6 + 3,99}{2}] \geq 5,73 \text{KN.m} \\ M_T^{AB} \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0^{AB} = 5,06 \text{ KN.m} \end{array} \right\} M_T^{AB} = 5,73 \text{ KN.m}$$

Travée FG

$$\left. \begin{array}{l} M_T^{FG} \geq [(1,05M_0^{FG}; (1 + 0,3)M_0^{FG}) - \frac{2,4 + 2,4}{2}] \geq 5,73 \text{KN.m} \\ M_T^{FG} \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0^{FG} \geq 5,06 \text{KN.m} \end{array} \right\} M_T^{FG} \geq 5,73 \text{KN.m}$$

Travées intermédiaires

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

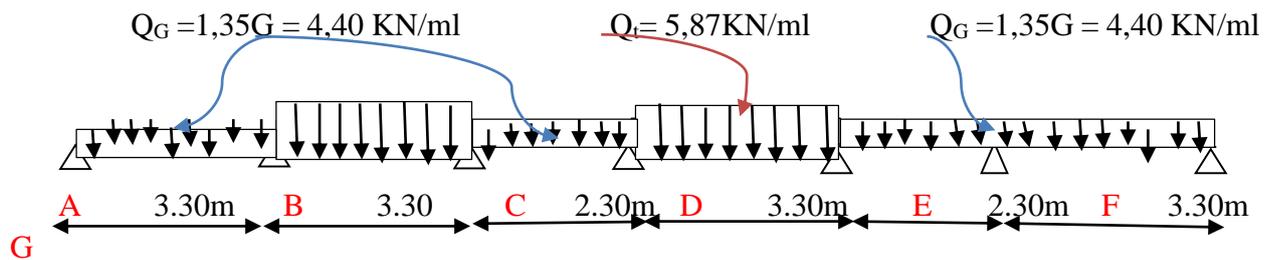
Travée CD :

$$\left. \begin{array}{l} M_T^{CD} \geq [(1,05M_0^{CD}; (1 + 0,3)M_0^{CD}) - \frac{2,4 + 2,4}{2}] \geq 1,73 \text{KN.m} \\ M_T^{CD} \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0^{CD} \geq 4,14 \text{KN.m} \end{array} \right\} M_T^{CD} \geq 4,14 \text{KN.m}$$

Travée EF

$$M_T^{EF} \geq \left[(1,05M_0^{EF}; (1 + 0,3)M_0^{EF}) M_0^{EF} - \frac{2,4 + 3,99}{2} \right] \geq 0,94 \text{ KN.m} \left. \vphantom{M_T^{EF}} \right\} M_T^{EF} \geq 2,07 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{EF} \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0^{EF} \geq 2,07 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul du moment maximal de la travée BC et DE****Moments isostatiques**

$$M_{0AB} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,40(3,30)^2 / 8 = 5,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 5,86(3,30)^2 / 8 = 7,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,40(2,30)^2 / 8 = 2,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{0DE} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 5,86(3,30)^2 / 8 = 7,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{0EF} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,40(2,30)^2 / 8 = 2,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{0FG} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,40(3,30)^2 / 8 = 5,99 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis

$$M_A = 0,2 M_{0AB} = 1,20 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \min(M_{0AB}, M_{0BC}) = 1,16 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \min(M_{0BC}, M_{0CD}) = 1,16 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \min(M_{0CD}, M_{0DE}) = 1,16 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \min(M_{0DE}, M_{0EF}) = 1,16 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,5 \min(M_{0EF}, M_{0FG}) = 1,16 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,2 M_{0FG} = 1,20 \text{ KN.m}$$

Moment en travée particulière BC ($M_{t_{max}}$)

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M'b - M'c}{Qt.L} = \frac{3,30}{2} + \frac{2,99 - 1,16}{5,86 \cdot 3,30} = 1,74 \text{ m}$$

$$M_{t_{max}}(x) = Qt \cdot x \left(\frac{L-x}{2} \right) - M'b \left(1 - \frac{x}{L} \right) - M'c \cdot \frac{x}{L}$$

$$M_{t_{max}}(x) = 5,86 \cdot 1,74 \left(\frac{3,30 - 1,74}{2} \right) - 2,99 \left(1 - \frac{1,74}{3,30} \right) - 1,16 \cdot \frac{1,74}{3,30} = 5,93 \text{ KN.m}$$

Moment en travée particulière DE ($M_{t_{max}}$)

$$X = \frac{L}{2} + \frac{Md - Me}{Qg.L} = \frac{3,30}{2} + \frac{2,40 - 2,40}{4,40 \cdot 3,30} = 1,65 \text{ m}$$

$$M_{t_{min}}(x) = Qg \cdot x \left(\frac{L-x}{2} \right) - Ma \left(1 - \frac{x}{L} \right) - Mb \cdot \frac{x}{L}$$

$$M_{t_{max}}(x) = 4,40 \cdot 1,65 \left(\frac{3,30 - 1,65}{2} \right) - 2,40 \left(1 - \frac{1,65}{3,30} \right) - 2,40 \cdot \frac{1,65}{3,30} = 3,59 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant T**

- L'effort tranchant est donnée par

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

- **Travée AB**

$$\begin{cases} T_A = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{5,86 \times 3,3}{2} + \frac{1,2 - 1,45}{3,3} = 9,59 \text{ KN} \\ T_B = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{5,76 \times 3,3}{2} + \frac{1,2 - 1,45}{3,3} = -9,75 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Travée BC (particulière) Tmax**

$$\begin{cases} T_B = \frac{Qt \cdot l_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{5,86 \times 3,3}{2} + \frac{1,45 - 1,45}{3,3} = 9,67 \text{ KN} \\ T_C = -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{5,86 \times 3,3}{2} + \frac{1,45 - 1,45}{3,3} = -9,67 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Travée BC (particulière) Tmin**

$$\begin{cases} T_B = \frac{QG \cdot l_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{4,40 \times 3,3}{2} + \frac{1,45 - 1,45}{3,3} = 7,30 \text{ KN} \\ T_C = -\frac{QG \cdot l_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{4,40 \times 3,3}{2} + \frac{1,45 - 1,45}{3,3} = -7,30 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée CD

$$\begin{cases} T_C = \frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = \frac{5,86 \times 2,3}{2} + \frac{1,45 - 1,45}{2,3} = 6,74KN \\ T_D = -\frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = -\frac{5,86 \times 2,3}{2} + \frac{1,45 - 1,45}{2,3} = -6,74KN \end{cases}$$

- Travée DE (particulière) Tmax

$$\begin{cases} T_D = \frac{Qt \cdot l_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = \frac{5,86 \times 3,3}{2} + \frac{1,45 - 1,45}{3,3} = 9,67KN \\ T_E = -\frac{ql_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = -\frac{5,86 \times 3,3}{2} + \frac{1,45 - 1,45}{3,3} = -9,67KN \end{cases}$$

- Travée DE (particulière) Tmin

$$\begin{cases} T_D = \frac{QG \cdot l_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = \frac{4,40 \times 3,3}{2} + \frac{1,45 - 1,45}{3,3} = 7,30KN \\ T_E = -\frac{QG \cdot l_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = -\frac{4,40 \times 3,3}{2} + \frac{1,45 - 1,45}{3,3} = -7,30KN \end{cases}$$

- Travée EF

$$\begin{cases} T_E = \frac{ql_{EF}}{2} + \frac{M_E - M_F}{l_{EF}} = \frac{5,86 \times 2,3}{2} + \frac{1,45 - 1,45}{2,3} = 6,74KN \\ T_F = -\frac{ql_{EF}}{2} + \frac{M_E - M_F}{l_{CD}} = -\frac{5,86 \times 2,3}{2} + \frac{1,45 - 1,45}{2,3} = -6,74KN \end{cases}$$

- Travée FG

$$\begin{cases} T_F = \frac{ql_{FG}}{2} + \frac{M_F - M_G}{l_{FG}} = \frac{5,86 \times 3,3}{2} + \frac{1,45 - 1,2}{3,3} = 9,73KN \\ T_G = -\frac{ql_{FG}}{2} + \frac{M_F - M_G}{l_{FG}} = -\frac{5,86 \times 3,3}{2} + \frac{1,45 - 1,2}{3,3} = -9,73KN \end{cases}$$

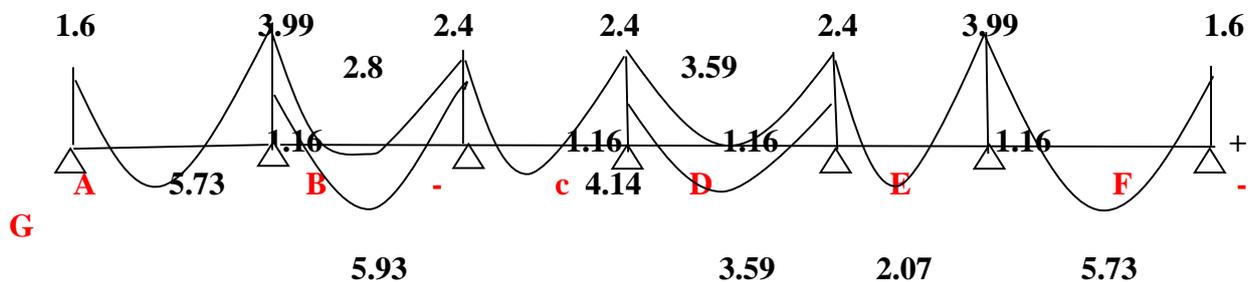


Figure IV.6 - Diagramme des moments fléchissant [KN.m]

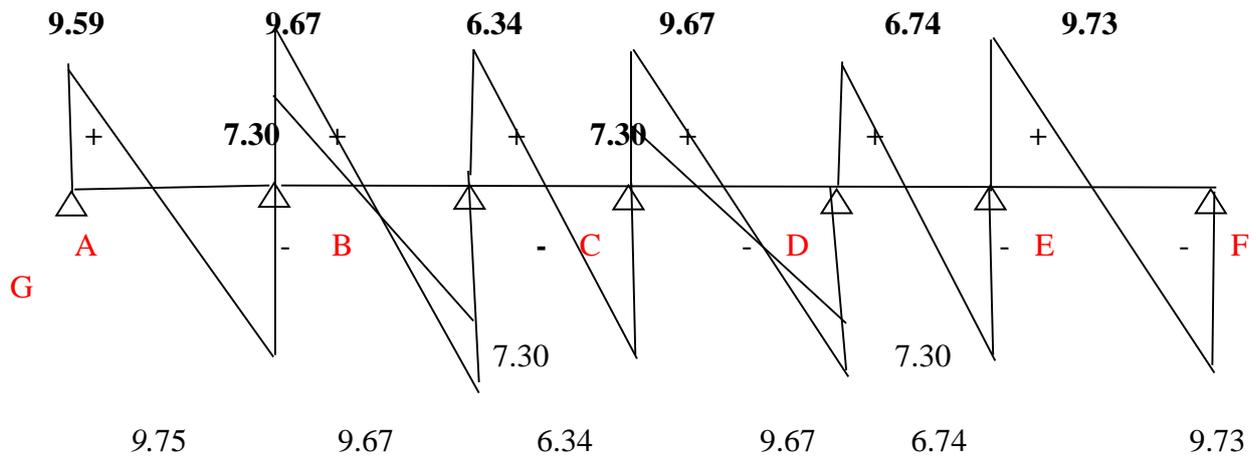


Figure IV.7 -Diagramme des efforts tranchant [KN]

Tableau récapitulatif des résultats obtenus

Pour le plancher R.D.C et étage courant, les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S) : unité (kN.m)

Type de poutrelle	travées	L (m)	l'E.L.U						l'E.L.S				
			M ₀	M _t	M _w	M _E	T _w	T _E	M ₀	M _t	M _w	M _E	
01	AB	Min	3,30	7,13	4,66	1,45	3,75	8,01	-9,29	5,28	3,44	1,06	2,64
		Max	3,30	13,76	11,48	2,75	1,73	16,04	-17,32	9,71	8,09	1,94	1,29
	BC	2,30	6,69	4,48	3,75	2,85	11,94	-11,32	4,71	2,97	2,64	2,11	
	CD	Min	3,30	7,13	4,27	2,85	2,85	8,65	-8,65	5,28	3,06	2,11	2,11
		Max	3,30	13,76	12,02	1,73	1,73	16,68	-16,68	9,71	8,67	1,03	1,03
	DE	2,30	6,69	3,80	2,85	6,88	10,41	-12,85	4,71	2,92	2,11	4,86	
EF	3,30	13,76	9,18	6,88	2,75	17,93	-15,43	9,71	7,62	1,94	4,86		
02	AB	3,30	13,76	10,80	2,75	6,88	15,43	-17,93	9,71	7,62	1,94	4,86	
	BC	Min	3,30	7,13	2,47	6,88	3,57	9,65	-7,65	5,28	1,97	4,86	2,64
		Max	3,30	13,76	11,28	3,57	1,73	17,24	-16,12	9,71	7,88	2,64	1,29
	CD	2,30	6,69	5,13	3,57	1,34	12,60	-10,66	4,71	4,11	2,64	0,94	
03	AB	2,30	6,69	4,57	1,34	8,26	9,50	-13,76	4,71	3,14	0,94	5,83	
	BC	3,30	13,76	10,62	8,26	2,75	17,86	-15,50	9,71	7,16	5,83	1,94	

Tableau III-2 : Résultats obtenus du RDC, 1ère et 2ème étage

Les sollicitations maximales de calcul sont
Plancher RDC, 1ère et 2ème étage

E.L.U	{	$M_{tmax} = 12,02 \text{ kN.m}$ $M_{aint \text{ max}} = 6.88 \text{ kN.m}$ $M_{arive \text{ max}} = 8.26 \text{ kN.m}$ $T_{max} = 17.93 \text{ kN}$	E.L.S	{	$M_{omax} = 9.71 \text{ kN.m}$ $M_{t \text{ max}} = 8.67 \text{ kN.m}$ $Maint \text{ max} = 4,86 \text{ kN.m}$ $M_{arive \text{ max}} = 5.83 \text{ kN.m}$
-------	---	--	-------	---	---

Plancher 3ème au 4ème étage (bureaux)

Type de poutrelle	travées		L (m)	l'E.L.U						l'E.L.S			
				M ₀	M _t	M _w	M _E	T _w	T _E	M ₀	M _t	M _w	M _E
01	N	AB	3,30	9,38	7,01	1,88	4,69	10,52	-12,22	6,66	4,99	1,33	3,33
		BC	Min	3,30	5,99	2,51	4,69	2,40	12,06	-10,68	4,44	1,91	3,33
	Max		3,30	9,39	8,53	2,99	1,16	7,95	-6,57	6,66	5,35	1,78	0,86
	CD		2,30	4,56	2,61	2,40	2,40	7,92	-7,92	3,23	1,77	1,78	1,78
	DE	Min	3,30	5,99	3,59	2,40	2,40	11,37	-11,37	4,44	2,66	1,78	1,78
		Max	3,30	9,38	8,22	1,16	1,16	7,26	-7,26	6,66	5,80	1,16	1,16
	EF		2,30	4,56	2,61	2,40	4,69	6,93	-8,91	3,23	1,77	2,40	4,69
FG		3,30	9,38	7,01	4,69	1,88	11,22	-10,52	6,66	4,99	4,69	1,88	
02	AB	Min	3,30	5,99	3,96	1,20	2,99	6,72	-7,80	4,44	2,90	0,89	2,22
		Max	3,30	9,38	7,73	1,88	1,45	10,83	-11,91	6,66	5,46	1,33	1,08
	BC		2,30	4,56	2,50	2,99	2,40	7,10	-7,10	3,23	1,77	2,22	1,78
	CD	Min	3,30	5,99	3,59	2,40	2,40	7,99	-6,53	4,44	3,54	1,78	1,78
		Max	3,30	9,38	8,22	1,16	1,16	12,10	-10,64	6,66	5,32	0,86	0,86
	DE		2,30	4,56	2,50	2,40	4,69	5,96	-7,52	2,90	1,77	1,78	3,33
EF		3,30	9,38	7,01	4,69	1,88	10,39	-8,95	5,99	4,99	3,33	1,33	
03	AB		3,30	9,38	7,01	1,88	4,69	10,52	-12,22	6,66	3,92	1,88	4,69
	BC	Min	3,30	5,99	2,20	4,69	2,99	8,96	-5,56	4,44	2,20	4,69	2,99
		Max	3,30	9,38	6,99	2,99	1,45	13,07	-9,67	6,66	3,88	2,99	1,45
	CD		2,30	4,56	3,06	2,99	0,91	8,82	-7,02	3,23	1,77	2,99	0,91

Tableau III-3 : Résultats obtenus du 3ème au 4ème étage

Les sollicitations maximales de calcul sont
Plancher du 3^{ème} au 4^{ème} étage

E.L.U	{	$M_{\text{max}} = 8.53 \text{ kN.m}$ $M_{\text{aint max}} = 4.69 \text{ kN.m}$ $M_{\text{arrive max}} = 4.69 \text{ kN.m}$ $T_{\text{max}} = 13.07 \text{ kN}$	E.L.S	{	$M_{\text{omax}} = 6.66 \text{ kN.m}$ $M_{\text{t max}} = 5.80 \text{ kN.m}$ $\text{Maint max} = 4.69 \text{ kN.m}$ $M_{\text{arrive max}} = 4.69 \text{ kN.m}$
-------	---	---	-------	---	--

Plancher 5^{ème} au 9^{ème} étage (habitation)

Type de poutrelle	travées		L (m)	l'E.L.U						l'E.L.S			
				M ₀	M _t	M _w	M _E	T _w	T _E	M ₀	M _t	M _w	M _E
01	N	AB	3,30	7,98	5,73	1,60	3,99	8,96	-	5,76	4,49	1,20	2,90
	BC	Min	3,30	5,99	2,80	3,99	2,40	10,15	-9,19	4,44	2,40	2,30	1,80
		Max	3,30	7,98	5,93	2,99	1,16	7,74	-6,78	5,76	4,20	2,22	0,90
	CD		2,30	3,87	4,14	2,40	2,40	6,74	-6,74	2,80	1,60	2,30	2,30
	DE	Min	3,30	5,99	3,59	2,40	2,40	9,67	-9,67	4,44	2,64	1,80	1,80
		Max	3,30	7,98	6,82	1,16	1,16	7,26	-7,26	5,76	4,86	0,90	0,90
EF		2,30	3,87	2,07	2,40	3,99	6,05	-7,43	2,80	3,48	2,30	2,90	
FG		3,30	7,98	5,73	3,99	1,60	10,38	-8,96	5,76	4,49	2,90	1,20	
02	AB	Min	3,30	5,99	3,55	1,20	2,99	7,31	-7,21	5,26	3,45	1,15	2,88
		Max	3,30	7,98	6,45	1,60	1,45	9,72	-9,72	5,7	4,55	1,15	1,08
	BC		2,30	3,87	2,07	3,99	3,19	7,10	-7,10	2,80	1,34	2,88	2,30
	CD	Min	3,30	5,99	3,36	2,39	2,39	7,26	-7,26	5,76	4,24	2,30	0,86
		Max	3,30	7,98	6,82	1,16	1,16	9,67	-9,67	5,86	4,90	0,86	0,86
	DE		2,30	3,87	2,07	3,19	3,99	5,96	-7,52	1,59	1,34	2,30	2,88
EF		3,30	7,98	5,73	3,99	1,60	10,39	-8,95	4,53	3,76	2,88	1,15	
03	AB		3,30	7,98	5,73	1,60	3,99	8,95	-	5,76	3,92	1,60	2,88
	BC	Min	3,30	5,99	3,86	3,99	2,99	7,56	-6,96	4,44	3,22	2,88	2,22
		Max	3,30	7,98	5,78	2,99	1,46	9,97	-9,37	5,76	4,09	2,22	1,10
	CD		2,30	3,87	2,46	2,99	0,80	7,69	-5,79	2,80	1,78	2,22	0,56

Tableau III-4 : Résultats obtenus du 5^{ème} au 9^{ème} étage

Les sollicitations maximales de calcul sont :

Plancher du 5^{ème} au 10^{ème} étage :

E.L.U	{	$M_{tmax} = 6.82 \text{ kN.m}$ $M_{aint \text{ max}} = 3.99 \text{ kN.m}$ $M_{arive \text{ max}} = 3.99 \text{ kN.m}$ $T_{max} = 10.39 \text{ kN}$	E.L.S	{	$M_{omax} = 5.76 \text{ kN.m}$ $M_{t \text{ max}} = 4.86 \text{ kN.m}$ $Maint \text{ max} = 2.88 \text{ kN.m}$ $M_{arive \text{ max}} = 2.90 \text{ kN.m}$
-------	---	---	-------	---	---

III-4-Plancher terrasse

Méthode de calcul

C'est Méthode de Caquot Minoré :

On utilisé cette méthode si :

Le rapport $0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$ n'est pas vérifier.

- **Moment appuis** : Pour calculer le moment sur l'appui (i) on ne tient compte des travées voisine de appuis on travaille sur les longueurs fictif (l').tel que :

$L=l'$ pour travée de rive.

$L = 0.8l'$ pour travée intermédiaire.

$$M \text{ appuis} = \frac{q_w Lw^3 + qe^3}{8,5(Lw + Le)}$$

- **Moment en travée**

$$M \text{ travée} = \frac{q(l)^2}{8} - \frac{Mw - Me}{2} + \frac{(Mw - Me)^2}{2qL^2}$$

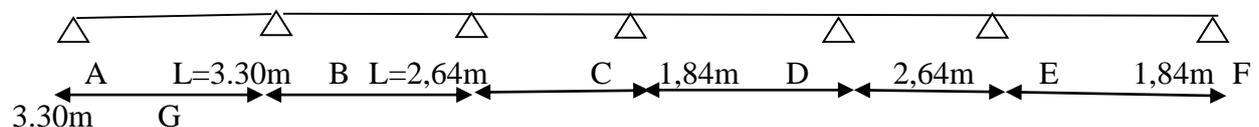
- **Efforts tranchants**

$$Tg = ql/2 - (Mw - Me)/L$$

$$Td = -ql/2 - (Mw - Me)/L$$

Calcul des poutrelles

Type 04 :



5.4.2 Les combinaisons de charges

Les charges par mètre linéaire /ml

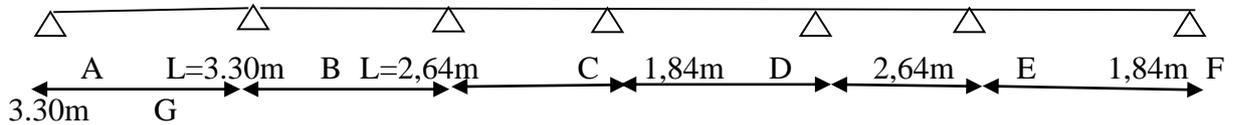
Plancher RDC+ 1 ére et 2 éme étage

$G = 5,9 \times 0,65 = 3,84 \text{ KN/mL}$	{	$Q_u = 1,35G' + 1,5Q = 4,43 \text{ KN/ml.}$
$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/mL}$		$Q_{ser} = G' + Q = 3,21 \text{ KN/ml.}$

$$G' = 2G/3 = 2,56 \text{ KN/ml.}$$

Calcul des moments

E.L.U:



➤ Moment sur appuis

On suppose : $M_A = M_G = 0$

$$M_B = \frac{4,43(2,64)^3 + 4,43(3,3)^3}{8,5(2,64 + 3,3)} = 4,77 \text{ KN.m.}$$

$$M_E = M_D = M_C = \frac{4,43(2,64)^3 + 4,43(1,84)^3}{8,5(2,64 + 1,84)} = 3,59 \text{ KN.m.}$$

$$M_F = \frac{4,43(1,84)^3 + 4,43(3,3)^3}{8,5(1,84 + 3,3)} = 1,79 \text{ KN.m.}$$

➤ Moment sur travée

$$M_{AB} = \frac{4,43(3,3)^2}{8} - \frac{0 - 4,77}{2} + \frac{(0 - 4,77)^2}{4,43 \times 2(3,3)^2} = 8,65 \text{ KN.m.}$$

$$M_{BC} = \frac{4,43(2,64)^2}{8} - \frac{4,77 + 3,59}{2} + \frac{(4,77 - 3,59)^2}{4,43 \times 2(2,64)^2} = 8,09 \text{ KN.m.}$$

$$M_{CD} = \frac{4,43(1,84)^2}{8} - \frac{3,59 + 3,59}{2} + \frac{(3,59 - 3,59)^2}{4,43 \times 2(1,84)^2} = 5,47 \text{ KN.m.}$$

$$M_{DE} = \frac{4,43(2,64)^2}{8} - \frac{3,59 + 3,59}{2} + \frac{(3,59 - 3,59)^2}{4,43 \times 2(2,64)^2} = 7,45 \text{ KN.m.}$$

$$M_{EF} = \frac{4,43(1,84)^2}{8} - \frac{3,59 + 1,79}{2} + \frac{(3,59 - 1,79)^2}{4,43 \times 2(1,84)^2} = 4,67 \text{ KN.m.}$$

$$M_{FG} = \frac{4,43(3,3)^2}{8} - \frac{1,79 + 0}{2} + \frac{(1,79 - 0)^2}{4,43 \times 2(1,84)^2} = 6,96 \text{ KN.m.}$$

➤ Moment isostatique

$$M_o = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,43(3,3)^2}{8} = 6,03 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_G = 0,2 M_o = 0,2(6,03) = 1,21 \text{ KN.m.}$$

E.L.S➤ **Moment sur appuis**

On suppose : $M_A = M_G = 0,2M_0$

$$M_B = \frac{3,21(2,64)^3 + 3,21(3,3)^3}{8,5(2,64 + 3,3)} = 3,45 \text{ KN.m.}$$

$$M_E = M_D = M_C = \frac{3,21(2,64)^3 + 3,21(1,84)^3}{8,5(2,64 + 1,84)} = 2,08 \text{ KN.m.}$$

$$M_F = \frac{3,21(1,84)^3 + 3,21(3,3)^3}{8,5(1,84 + 3,3)} = 3,09 \text{ KN.m.}$$

➤ **Moment sur travée**

$$M_{AB} = \frac{3,21(3,3)^2}{8} - \frac{0 - 3,45}{2} + \frac{(0 - 3,45)^2}{3,21 \times 2(3,3)^2} = 6,27 \text{ KN.m.}$$

$$M_{BC} = \frac{3,21(2,64)^2}{8} - \frac{3,45 + 2,08}{2} + \frac{(3,45 - 2,08)^2}{3,21 \times 2(2,64)^2} = 5,6 \text{ KN.m.}$$

$$M_{CD} = \frac{3,21(1,84)^2}{8} - \frac{2,08 + 2,08}{2} + \frac{(2,08 - 2,08)^2}{3,21 \times 2(1,84)^2} = 4,16 \text{ KN.m.}$$

$$M_{DE} = \frac{3,21(2,64)^2}{8} - \frac{2,08 + 2,08}{2} + \frac{(2,08 - 2,08)^2}{3,21 \times 2(2,64)^2} = 4,88 \text{ KN.m.}$$

$$M_{EF} = \frac{3,21(1,84)^2}{8} - \frac{2,08 + 3,09}{2} + \frac{(2,08 - 3,09)^2}{3,21 \times 2(1,84)^2} = 4,75 \text{ KN.m.}$$

$$M_{FG} = \frac{3,21(3,3)^2}{8} - \frac{3,09 + 0}{2} + \frac{(3,09 - 0)^2}{3,21 \times 2(3,3)^2} = 6,05 \text{ KN.m.}$$

➤ **Moment isostatique**

$$M_o = \frac{ql^2}{8} = \frac{3,21(3,3)^2}{8} = 4,37 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_G = 0,2 M_o = 0,2(4,37) = 0,88 \text{ KN.}$$

- Calcul de l'effort tranchant T

L'effort tranchant est donnée par

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

- Travée AB

$$\begin{cases} T_A = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = 5,87\text{KN} \\ T_B = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -8,76\text{KN} \end{cases}$$

- Travée BC

$$\begin{cases} T_B = \frac{QG.l_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = 6,30\text{KN} \\ T_C = -\frac{QG.l_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -5,40\text{KN} \end{cases}$$

- Travée CD

$$\begin{cases} T_C = \frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = 5,68\text{KN} \\ T_D = -\frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = -5,68\text{KN} \end{cases}$$

- Travée DE

$$\begin{cases} T_D = \frac{QG.l_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = 4,08\text{KN} \\ T_E = -\frac{QG.l_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = -4,08\text{KN} \end{cases}$$

- Travée EF

$$\begin{cases} T_E = \frac{ql_{EF}}{2} + \frac{M_E - M_F}{l_{EF}} = 5,05\text{KN} \\ T_F = -\frac{ql_{EF}}{2} + \frac{M_E - M_F}{l_{CD}} = -3,10\text{KN} \end{cases}$$

- Travée FG

$$\begin{cases} T_F = \frac{ql_{FG}}{2} + \frac{M_F - M_G}{l_{FG}} = 8,93\text{KN} \\ T_G = -\frac{ql_{FG}}{2} + \frac{M_F - M_G}{l_{FG}} = -6,78\text{KN} \end{cases}$$

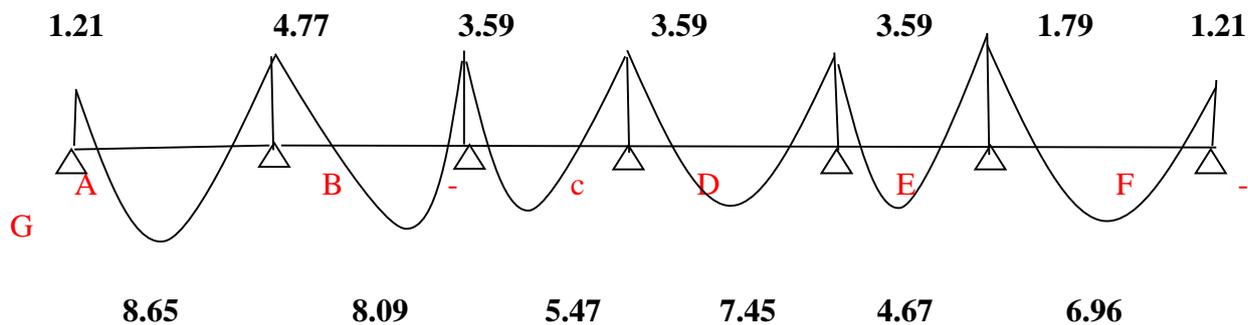


Figure IV.8 : Diagramme des moments fléchissant [KN.m]

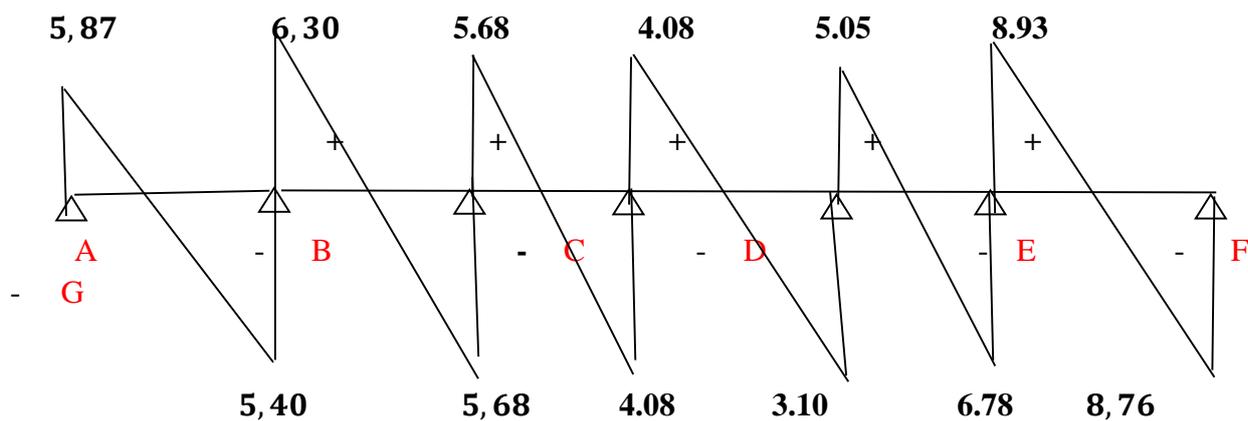


Figure IV.9 : Diagramme des efforts tranchant [KN]

Les résultats sont résumés dans ce tableau :

Type de poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M_0	M_t	M_w	M_e	T_w	T_e	M_0	M_t	M_w	M_e
01	1-2	3,30	6.03	8.65	1.21	4.77	5.87	8.76	4,37	6.27	0,88	3,45
	2-3	2,64	3.86	8.09	4.77	3.59	6.30	5.40	2.80	5.60	3,45	2,08
	3-4	1,84	1.88	5.47	3.59	3.59	5.68	5.68	1.36	4.16	2,08	2,08
	4-5	2,64	3.86	7.45	3.59	3.59	4.08	4.08	2.80	4.88	2,08	2,08
	5-6	1,84	1.88	4.67	3.59	1.79	5.05	3.10	1.36	4.75	2,08	3,09
	6-7	3,30	6.03	6.96	1.79	1.21	8.93	6.78	4,37	6.05	3,09	0,88
02	1-2	3,30	6.03	8.36	1.21	4.28	6.01	8.61	4,37	6.05	0,88	3,09
	2-3	1,84	1.88	5.82	4.28	3.59	4.45	3.70	1.36	3.99	3,09	2,08
	3-4	2,64	3.86	7.45	3.59	3.59	5.85	5.85	2.80	4.88	2,08	2,08
	4-5	1,84	1.88	5.82	3.59	4.28	3.70	4.45	1.36	3.99	2,08	3,09
	5-6	3,30	6.03	8.36	4.28	1.21	8.61	6.78	4,37	6.05	3,09	0,88
03	1-2	2.30	2.93	4.77	0.57	3.23	3.69	5.30	2.12	3.45	0.42	2.34
	2-3	2.64	3.86	7.09	3.23	3.23	5.85	5.85	2.8	5.14	2.34	2.34
	3-4	2.30	2.93	4.77	3.23	0.57	6.5	3.69	2.12	3.45	2.34	0.42

Tableau III-5 : Résultats obtenus de la terrasse

Les sollicitations maximales de calcul sont :

Plancher de la terrasse :

$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{t\max} = 8.65 \text{ kN.m} \\ M_{\text{aint max}} = 4.77 \text{ kN.m} \\ M_{\text{arive max}} = 4.77 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 8.93 \text{ kN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{o\max} = 4.37 \text{ kN.m} \\ M_{t\max} = 6.27 \text{ kN.m} \\ \text{Maint max} = 3.45 \text{ kN.m} \\ M_{\text{arive max}} = 3.45 \text{ kN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

III-4- 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 :

Données :

Largeur de la poutrelle $b=65 \text{ cm}$.

Largeur de la $b_0=12$ cm.

La hauteur de la section $h_t=20$ cm.

La hauteur de la section $h_0=4$ cm.

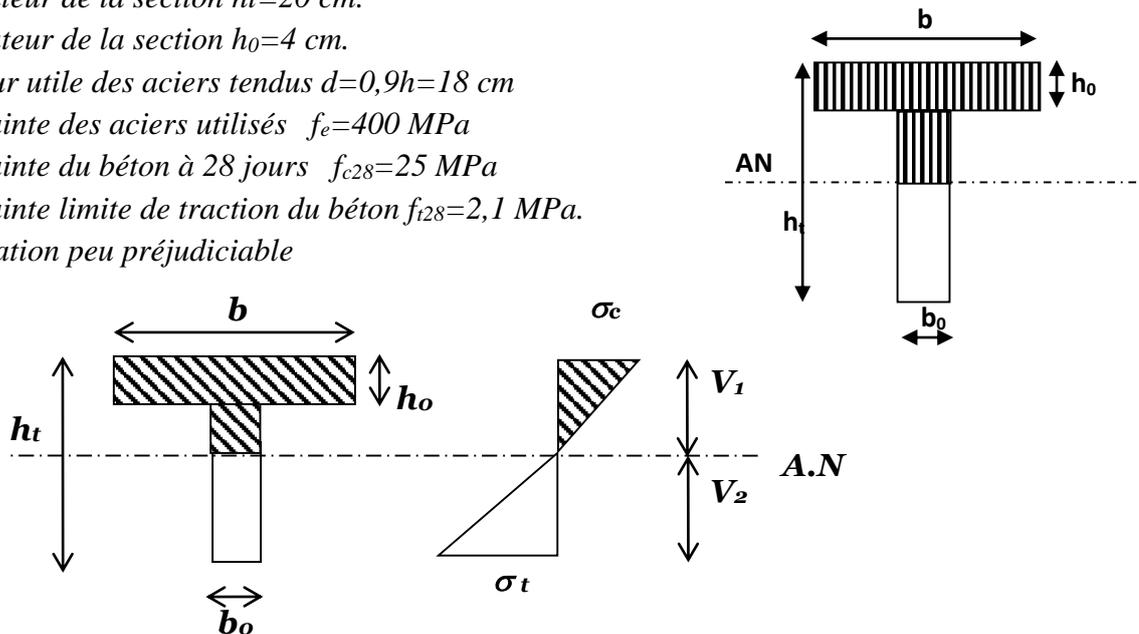
Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9h=18$ cm

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-4-1-Plancher RDC +1 ère et 2ème étage

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

E.L.U	{	$M_{tmax} = 11.48$ kN.m $M_{aint max} = 6.88$ kN.m $M_{arive max} = 8.26$ kN.m $T_{max} = 17.86$ kN	E.L.S	{	$M_{omax} = 9.71$ kN.m $M_{t max} = 8.67$ kN.m $M_{ant max} = 5.83$ kN.m $M_{arive max} = 4.86$ kN.
-------	---	--	-------	---	--

III.4-1-1Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U)

En travée (armatures inférieurs)

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

On calcule le moment équilibre par la table « M_t »

$$M_t = bh_0 f_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ kN.m}$$

$$M_{tmax} = 11,48 \text{ kN.m} < M_t = 58,95 \text{ kN.m}$$

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 $(bxh_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à $M_{tmax} = 11,48 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_{t_{\max}}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{11.48 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,038 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,038 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,981$$

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

$$A_s = \frac{M_{t_{\max}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11.48 \cdot 10^3}{0,981 \cdot 18 \cdot 348} = 1,87 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T)

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

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

$$V' = ht - V$$

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

V : c'est la distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimée

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

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

$$I = 12 \times \frac{(20)^2}{3} + (65 - 12) \times \frac{4^3}{3} - [12 \times 20 + (65 - 12) \times 4] \times (6,25)^2 = 14925,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{14925,60}{0,81 \times 20 \times 13,75} \times \frac{2,1}{400} = 0,35 \text{ cm}^2$$

- $A_{s \text{ cal}} = 1,87 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,35 \text{ cm}^2$ ————— condition vérifiée.
- Choix: 3T10 ($A_s = 1,57 \text{ cm}^2$)

2- Sur appuis

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

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b_0} = \frac{8,26 \times 10^3}{14,17 \times 18^2 \times 12} = 0,150 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,150 \text{ -----} \leftarrow \text{du tableau} \rightarrow \beta = 0,918$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d \times \sigma_s} = \frac{8,26 \times 10^3}{0,918 \times 18 \times 348} = 1,44 \text{ cm}^2$$

Vérification de condition de non fragilité

Section en "T"

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

$$A_{\min} = \frac{14925,60}{0,81 \times 20 \times 6,25} \times \frac{2,1}{400} = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{ cal}} = 1,44\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,77\text{cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{On prend } A_s = 1,44\text{cm}^2$$

$$\text{Le choix : } 2\text{T}10 = 1,57\text{cm}^2$$

III.4.1.2. Vérification des contraintes à I.E.L.S

$$M_{t(\text{ser})} = 8,67\text{KN.m}$$

▪ position de l'axe neutre

Soit "y" la distance entre le centre de gravité de section homogène "s" et la fibre la plus comprimée.

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

$$B = 65\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0.$$

$$32,50 \times y^2 - 15 \times 2,36 \times (d - y) = 0$$

$$y = 3,85\text{cm}$$

$y = 3,85\text{cm} < 4\text{cm}$: L'axe neutre tombe dans la table de compression.

▪ Détermination du moment d'inertie

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

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

$$I_G = \frac{65}{3} (3,85)^3 + 15 \times 2,36 \times (18 - 3,85)^2 = 8324,40\text{cm}^4.$$

III.4.2. Calcul des contraintes

▪ Contrainte maximale dans béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I_G} \times y = \frac{8,67 \times 10^3}{8324,40} \times 3,85 = 4,01\text{MPa}.$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,01\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La fissuration non préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu τ_{st} .

▪ Contrainte de cisaillement (efforts tranchants)

$$T_{\text{max}} = 17,86\text{KN}$$

$$\tau_{\mu} = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{17,86 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,83\text{MPa}.$$

Fissuration non préjudiciable :

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

$$\tau_{\mu} = 0,83\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.3. Calcul des armatures transversales A_t

▪ **Le diamètre**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} [mm]; \frac{b_0}{10} [mm]; \varphi_L\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{200}{35} [mm]; \frac{120}{10} [mm]; 8\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(5,71; 12; 8) = 5,71 \approx 6mm \quad \text{—————} \quad \varphi_t = 6mm$$

▪ **Calcul des espacements**

$$\left. \begin{aligned} s_t &\leq \min(0,9; 40cm) \\ s_t &\leq (16,20; 40cm) \end{aligned} \right\} s_t \leq 16,20cm$$

On prend :

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

La section des armatures transversales

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

$K=1$ (fissuration non préjudiciable).

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

$$\alpha = 90^0 \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

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

$$\tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \times d}$$

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

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

$$T_{max} = 17,86$$

Calcule la distance X

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

$$X = \frac{3,30}{2} + \frac{6,88 - 2,75}{10,11 \times 3,30} = 1,77m$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,2}{2} = 0,1m$$

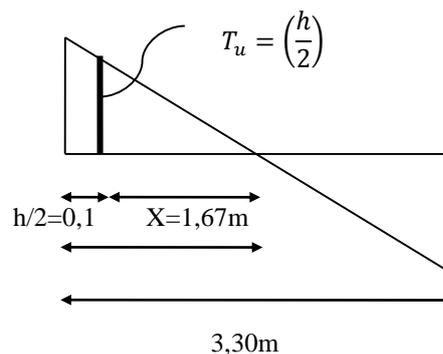
$$T_u = x - \frac{h}{2} = 1,77 - 0,1 = 1,67m$$

$$\text{Donc } T_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{17,86 \times 1,67}{1,77} = 16,85KN.$$

$$T_u\left(\frac{h}{2}\right) = 16,85KN.$$

$$\tau_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{17,86 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,83KN$$

$$\tau_u\left(\frac{h}{2}\right) = 0,83MPa.$$



$$\frac{At}{b_0 \times s_t \times \gamma_{ls}} \geq \frac{\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) - 0,3K \times f_{ij}^*}{0,9 \times (\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$$\left(\frac{At}{St}\right) \geq \frac{(0,83 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 12}{0,9 \times (1) \times 235/1,15} = 1,30 \times 10^{-2} cm$$

- Pourcentage minimal de l'armature transversale :

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

$$\frac{At \times fe}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,83}{2}; 0,4 Mpa \right) = 0,4 Mpa$$

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

On prend le max entre $\left(\frac{At}{S_t}\right)_{cal}$ et $\left(\frac{At}{S_t}\right)_{\min}$

$$\left(\frac{At}{S_t}\right)_{\min} \geq 0,02 cm \text{ on prend } St = 15cm$$

$$At \geq 0,02 \times 15 = 0,3 cm^2$$

On prend aussi le max entre $\left(\frac{At}{S_t}\right)_{cal}$ et $\left(\frac{At}{S_t}\right)_{\min}$

Le choix: $\begin{cases} 2\emptyset 6 = 0,56 cm^2 \\ s_t = 15cm \end{cases}$

Zone nodale : $s_t \leq \min(10\emptyset_L; 15cm)$ $s_t \leq \min 10cm$

Zone courante : $s_t \leq 15cm$

Le choix: $\begin{cases} s_t = 10cm \text{ zone nodale} \\ s_t = 15cm \text{ zone courante} \end{cases}$

- Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{max} = 17,861 KN$$

$$M_{appui} = 8,26 KN.m$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{Z} = \frac{8,26}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 50,99 KN > T_u = 17,86 KN$$

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

- Compression de la bille d'aboula contrainte de compression dans la billette est :

$$\sigma_{bc} = \frac{F_b}{S} \text{ avec } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ s = \frac{\alpha \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T}{\alpha \times b_0}$$

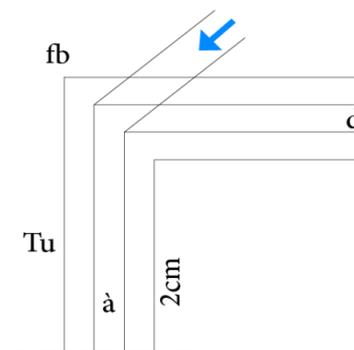


Figure III-10- De la billette

Avec : $\alpha \rightarrow$ Longueur d'appui de la billette.

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{2T}{\alpha \times b_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \alpha \geq \frac{2T \times \gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\alpha \geq \frac{2 \times 17,86 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,022\text{m} = 2,2\text{cm}$$

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

a' : largeur d'appui

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

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

c : la largeur de l'appui (poteau) = 40

$$a' = 40 - 2 - 2 = 36 \text{ cm}$$

$$a = \min(36 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} > 2,11 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

▪ Entraînement des armatures

Vérification de la contrainte d'adhérence

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

$$\tau_{u \text{ ser}} = \frac{17,86}{0,9 \times 18 \times \psi_s}$$

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

T: effort tranchant maximale.

$$\mu = 2\pi \frac{10}{2} = 31,4 \text{ mm} : \text{prémètre d'armature tendu}$$

$\eta = 3$ nombre d'armature longitudinales tendues

$$\tau_{u \text{ ser}} = \frac{17,86 \times 10^3}{0,9 \times 18 \times 3 \times 31,4 \times 10^2} = 1,17 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_{u \text{ ser}} = 1,17 < \bar{\tau}_{u \text{ ser}} = 3,15 \text{ } \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

▪ Encrage des armatures tendues

La longueur de scellement droit " L_s " est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre ϕ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

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

τ_s : Contrainte d'adhérence supposée constante est égale à la valeur limite ultime:

$$\tau_s = 0,6 \psi_s \cdot 2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5) 2 \cdot 2,1 = 2,83 \text{ MPa.}$$

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

ϕ : Diamètre d'une barre égale 1 cm

$$L_s = 1.400 / 4 \cdot 2,83 = 35,33 \text{ cm.}$$

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

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que

$$r = 5,5\phi = 5,5.1 = 5,5 \text{ cm.}$$

-Vérification de la flèche

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{330} = 0,060 > 0,044 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{330} = 0,060 \right) \frac{8,67}{15,9,71} = 0,059 \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,36}{12,18} = 0,011 \leq \frac{3,6}{400} = 0,011 \right) \dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées ; donc ne fait pas le calcul de la flèche.

III-4-3-1-Plancher RDC + 1ère et 2ème étage (commerce)

Le tableau suivant représente le ferrailage des poutrelles dans les travées et les appuis (rives, intermédiaires)

	Mmax	μ	β	Á(cm)	Acal(cm)	Amin(cm)	choix
M t max	11.48	0.038	0.981	0	1.87	0.35	3T10=2.36
Maint	6.88	0.150	0.918	0	1.44	0.39	2T10=1.57
Ma rive	8.26	0.124	0.934	0	1.17	0.39	2T10=1.57

Tableau III-6 : Tableau du ferrailage des poutrelles de RDC +1ere et 2 eme étage

III-4-3-2-Plancher 3ème et 4ème étages (bureaux)

Le tableau suivant représente le ferrailage des poutrelles dans la travée et les appuis (rive, intermédiaire)

	Mmax	μ	β	Á (cm)	Acal(cm)	Amin (cm)	choix
M t max	6.82	0.022	0.989	0	1.10	0.35	3T10=2.36
Maint	3.99	0.072	0.963	0	0.66	0.77	2T10=1.57
Ma rive	3.99	0.072	0.963	0	0.66	0.77	2T10=1.57

Tableau III-7 : Tableau du ferrailage des poutrelles de 3eme et 4 eme étage

III-4-3-3-Plancher 5éme au 10 éme étages (habitation)

Le tableau suivant représente le ferrailage des poutrelles dans la travée et les appuis (rive, intermédiaire)

	Mmax	μ	β	\bar{A} (cm)	Acal(cm)	Amin (cm)	choix
Mtmax	8.53	0.028	0.986	0	1.38	0.35	3T10=2.36
Maint	4.69	0.085	0.985	0	0.76	0.39	2T10=1.57
Marive	4.69	0.085	0.985	0	0.76	0.39	2T10=1.57

Tableau III-8) : Tableau du ferrailage des poutrelles de 5eme au 10 eme étage

III-4-3-4-Plancher terrasse

Le tableau suivant représente le ferrailage des poutrelles dans la travée et les appuis (rive, intermédiaire)

	Mmax	μ	β	\bar{A} (cm)	Acal(cm)	Amin(cm)	choix
Mtmax	6.2	0.0218	0.989	0	1.05	0.36	3T10=2.36
Maint	4.53	0.0152	0.992	0	0.72	0.80	2T10=1.57
Marive	1.81	0.0061	0.997	0	0.29	0.80	2T10=1.57

Tableau III-9 : Tableau du ferrailage des poutrelles de la terrasse

III-4- Calcul le ferrailage de la dalle de compression

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

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

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

Section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles

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

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

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

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

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

$$F_e = 235 \text{ MPa}$$

$$50 \text{ cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 235 = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $A_{\perp} = 5 \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_{//} \geq 1,41 / 2 = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } A_{//} = 3 \phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un quadrillage de section $4 \phi 8$.

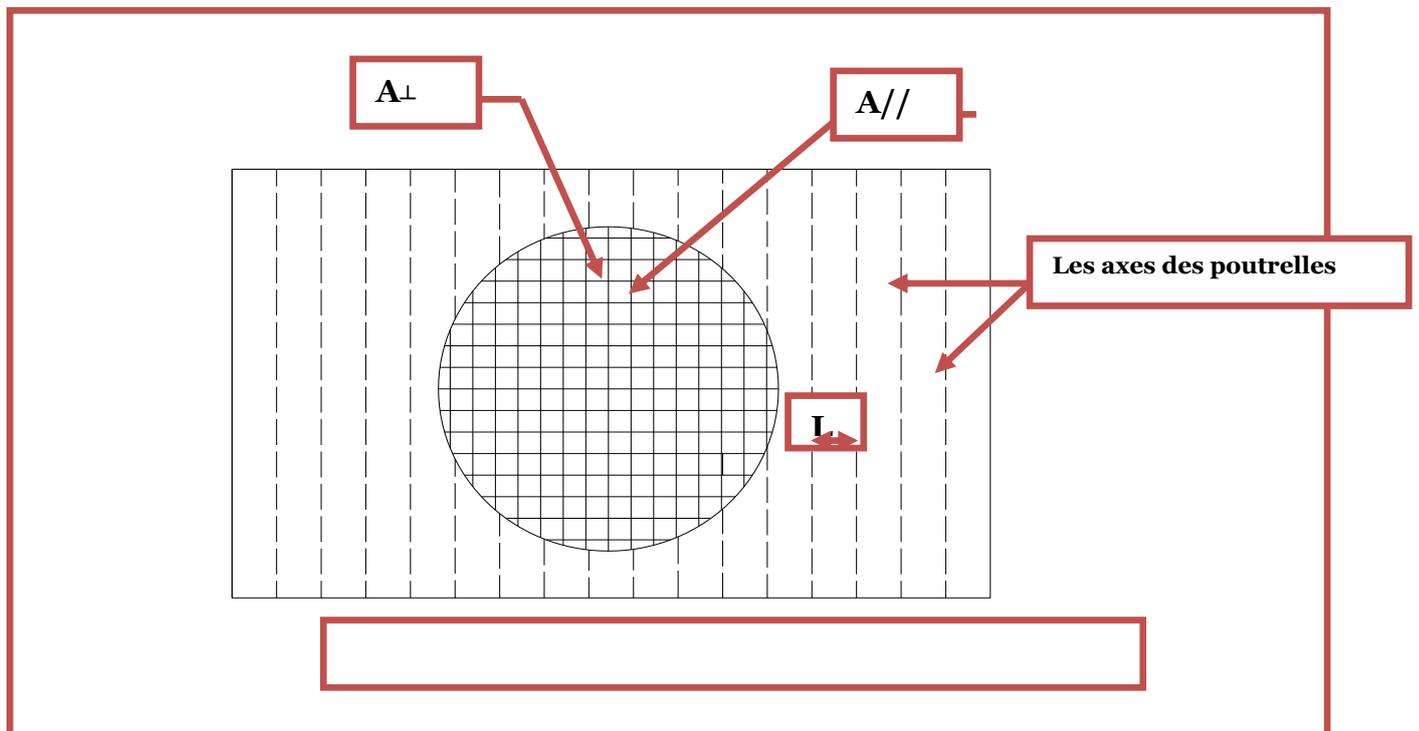
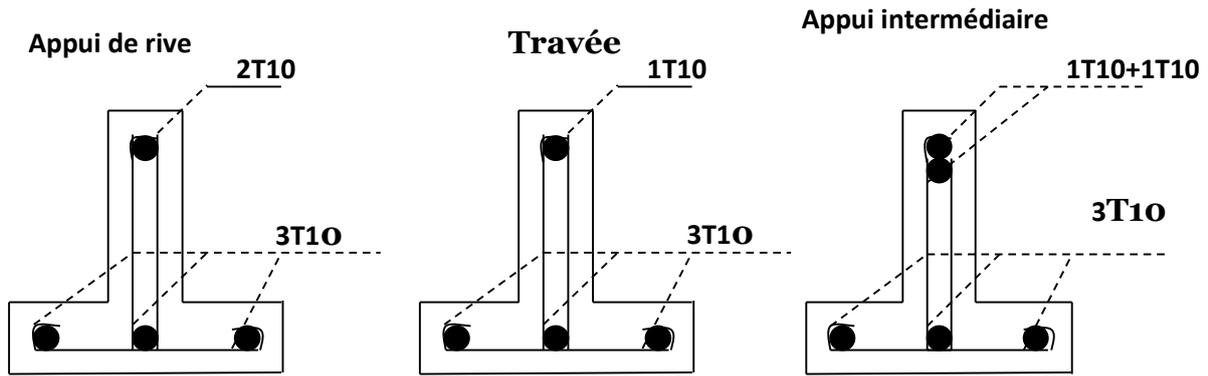
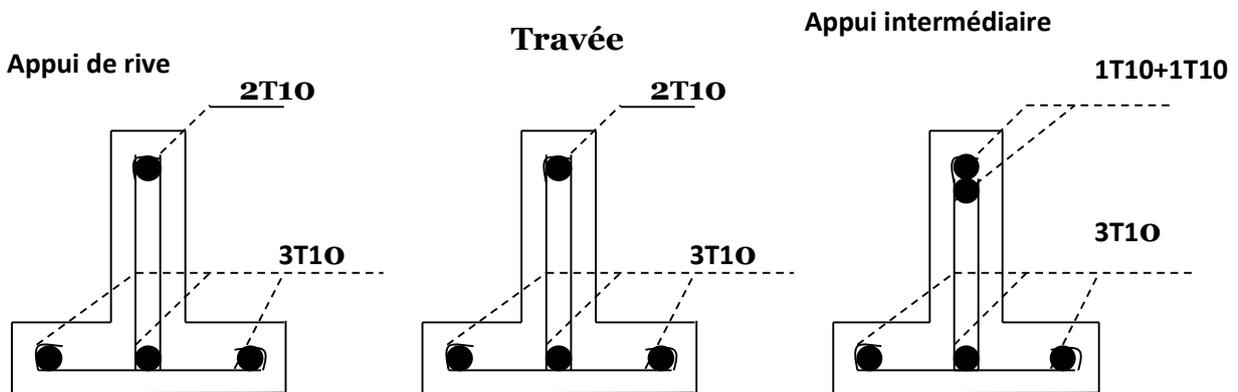


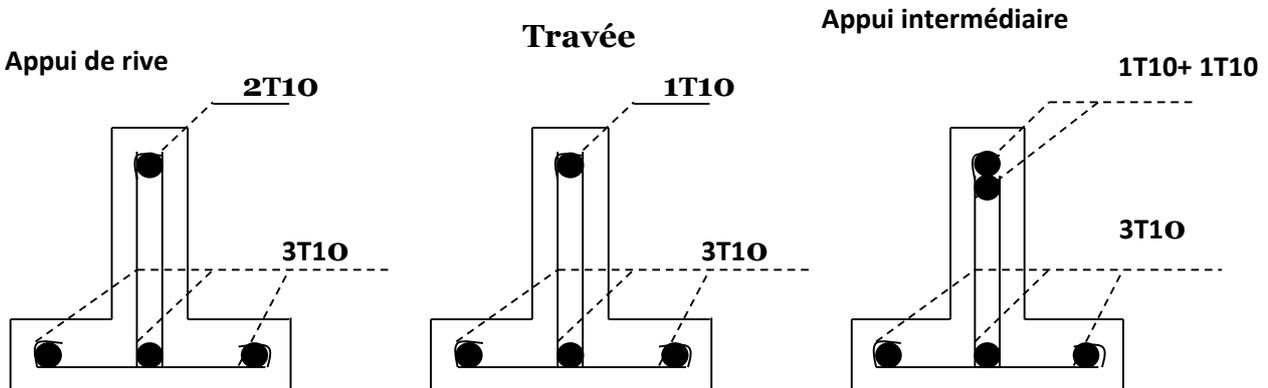
Figure-III-11. Ferrailage de la dalle de compression



Les poutrelles de RDC au 2^{er} étage



Les poutrelles de 3^{ème} et 4^{ème} étage



Les poutrelles de 5^{ème} à 10^{ème} étage

Figure III-12 : Ferrailage des poutrelles

