III.1-Introduction :

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

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

On peut distinguer deux grandes classes de plancher :

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

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

III.2-Dimensionnement des poutrelles :

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

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

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

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

Hauteur du plancher : **h_t=20 cm**

Épaisseur de la nervure : **h_0=12 cm**

Largeur de la dalle de compression: **b_0=04cm**

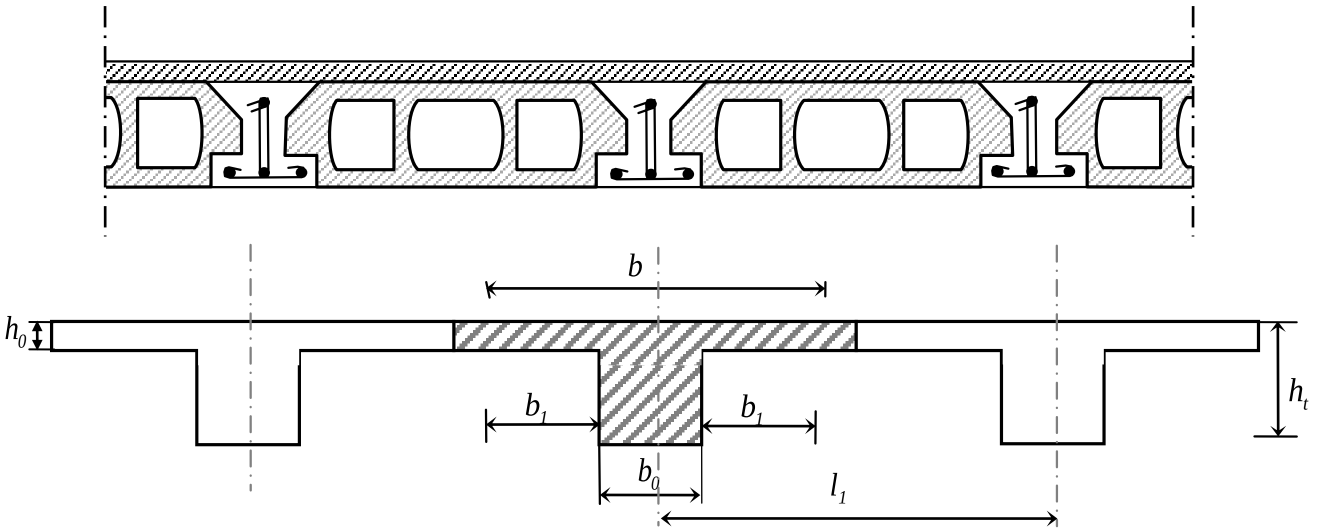


Figure III.1- Schéma d'un plancher à corps creux

III.2.1-Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

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

$b=2b_1+b_0$ .... (1)

La portée maximale est : L = 3,9 m l_1=65cm

$$b_1=(b-b_0)/2=\min\begin{cases} b_1\leq (l_1-b_0)/2 \\ b_1\leq L/10 \\ 6h_0\leq b_1\leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \min\begin{cases} b_1\leq (65-12)/2=26{,}5\text{cm} \\ b_1\leq 390/10=39 \text{ cm} \\ 24\leq b_1\leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend: b_1 = 26,5 cm.

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

III.3-Méthode de calcul des poutrelles :

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- Planchers étages courant et RDC

III.3.1.1-Méthode forfaitaire :

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

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

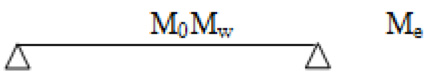
1. La charge d'exploitation $Q \leq \max$ (2G ; 5KN/m²)
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
3. Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0{,}8 \leq li/li{+}1 \leq 1{,}25$$

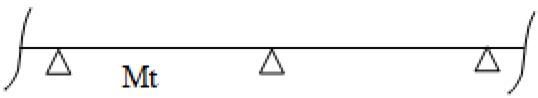
4 - la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

b)-Principe de calcul :

Il exprime les moments maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques "M_0" de la travée indépendante.



Travée isostatique



Travée hyperstatique

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

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

- $Mt \geq (1{,}2 + 0{,}3\alpha)\, M0\ /2$ dans une travée de rive

M_0 : moment maximal dans la travée indépendante

Mt : moment maximal dans la travée étudiée

Mw : moment sur l'appui gauche de la travée

Me : moment sur l'appui droit de la travée

α : Q / (G+Q) rapport des charges d'exploitation à la somme des G et Q.

c)-Valeurs des moments aux 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

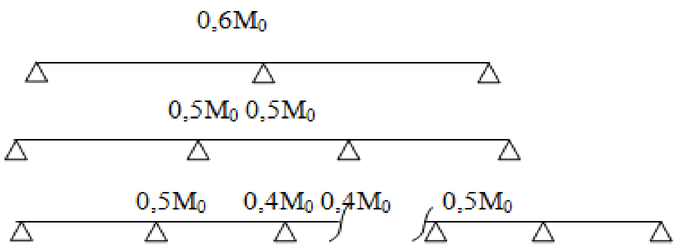


Figure III.2-poutre à plusieurs travées.

d)-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 :

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

<u>III.3.2-Plancher terrasse :</u>

III.3.2.1-Méthode des trois moments :

Puisque la fissuration est très préjudiciable dans ce plancher, on peu pas utiliser la méthode forfaitaire pour calculer les poutrelles, alors on doit utiliser une autre méthode appelée la méthode des trois moments.

a)-Principe de calcul de la méthode des trois moments:

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.

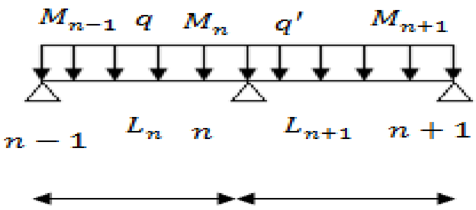
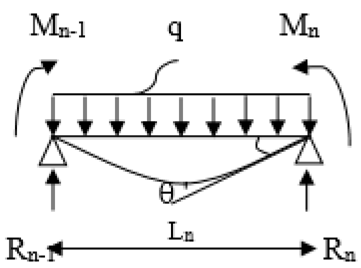
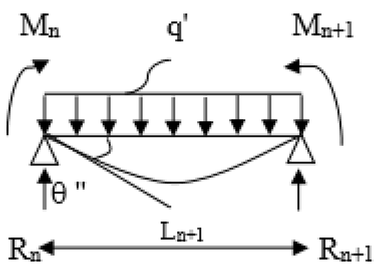


Figure III.3-Schéma explicatif.

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



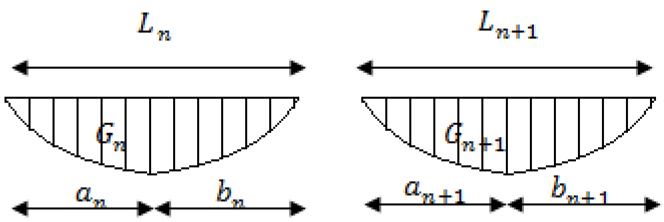


Avec :

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

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

Les moments de flexion pour chacune des travées $L_n$et L_{n+1} sous les charges connues q et q'



peuvent être tracé selon la méthode classique, M_{n-1}, M_n et M_{n+1} sont provisoirement omis.

$G_n$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 :

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

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

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

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

III.4-Etude des poutrelles :

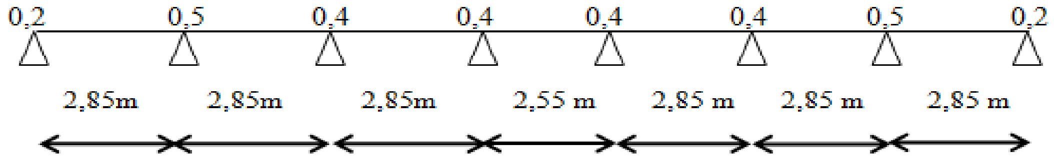
On a une seul (01) types des poutrelles dans la terrasse et (02) types dans les étages courants et RDC selon le nombre et des longueurs des travées et (02) familles selon la charge appliquée : « RDC et les étage courants» et « terrasse ».

Selon le nombre et des longueurs des travées sont les suivantes :

III.4.1-les types des poutrelles:

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

1er Type :



2ème Type :

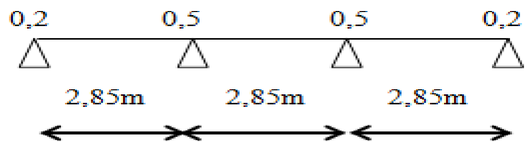


Figure III.4-Les différents types des poutrelles

III.4.2-Les combinaisons de charges:

Les charges par mètre linéaire /mL

❖ **Plancher RDC:**

$G = 5{,}04\times0{,}65 = 3{,}28$ KN/mL
$Q = 2{,}5\times0{,}65 = 1{,}63$ KN/mL

$\begin{cases} Q_u = 1{,}35G+1{,}5Q = 6{,}87 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G+Q = 4{,}91 \text{ KN/mL.} \end{cases}$

❖ **Plancher 1^er^ au 6^eme^ étage:**

$G = 5{,}04\times0{,}65 = 3{,}28$ KN/mL
$Q = 1{,}5\times0{,}65 = 0{,}98$ KN/mL

$\begin{cases} Q_u = 1{,}35G +1{,}5Q = 5{,}9 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G+Q = 4{,}26 \text{ KN/mL.} \end{cases}$

❖ **Plancher terrasse :**

$G = 6{,}48\times0{,}65 = 4{,}21$ KN/mL
$Q = 1{,}00\times0{,}65 = 0{,}65$ KN/mL

$\begin{cases} Q_u = 1{,}35G+1{,}5Q = 6{,}66 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G+Q = 4{,}86 \text{ KN/mL.} \end{cases}$

III.4.3-vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

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

a- plancher de R.D.C : $G = 5{,}04$ KN/m², $Q = 1{,}63$ KN/m²

$Q = 1{,}63$ KN/m² $< 2G = 10{,}08$ KN/m²....................vérifié

b- plancher étage courant : $G = 5{,}04$ KN/m², $Q = 0{,}98$ KN/m²

$Q = 0{,}98$ KN/m² $< 2G = 10{,}08$ KN/m²................ ...vérifié

c- Plancher terrasse : $G = 6{,}48$ KN/m², $Q = 0{,}65$KN/m²

$Q = 0{,}65$KN/m² $< 2G = 12{,}96$ KN/m²........................vérifié

2- Poutrelle à inertie constante (I = cte)……………vérifié

3- Fissuration peu préjudiciable. …………vérifié

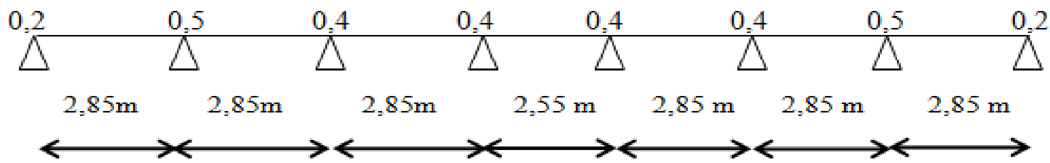
4- $0{,}8 \le L_i / L_{i+1} \le 1{,}25$ .... vérifié

<u>III.4.4-Exemple de calcul :</u>

III.4.4.1-plancher étage courant:

Le calcul se fait à l'E.L.U

Type1:



Moments isostatiques:

$M_{0AB} = M_{0BC} = M_{0CD} = M_{0EF} = M_{0FG} = M_{0GH} = Q\times L^2/8 = 5{,}9 \times (2{,}85)^2/8 = 6{,}00$ KN.m

$M_{0DE} = Q\times L^2/8 = 5{,}9 \times (2{,}55)^2/8 = 4{,}80$ KN.m

Moments sur appuis:

$M_A = 0,2\ M_{0AB} = 0,2\times 6,00 = 1,2KN.m$

$M_B = 0,5\ \max(M_{0AB}, M_{0BC}) = 0,5\times 6,00 = 3KN$

$M_C = 0,4\ \max(M_{0BC}, M_{0CD}) = 0,4\times 6,00 = 2,4KN.m$

$M_D = 0,4\max(M_{0CD}, M_{0DE}) = 0,4\times 6,00 = 2,4KN.m$

$M_E = 0,4\ \max(M_{0DE}, M_{0EF}) = 0,4\times 6,00 = 2,4KN.m$

$M_F = 0,4\ \max(M_{0EF}, M_{0FG}) = 0,4\times 6,00 = 2,4KN.m$

$M_G = 0,5\ \max(M_{0FG}, M_{0GH}) = 0,5\times 6,00 = 3KN.m$

$M_H = 0,2\ M_{0GH} = 0,2\times 6,00 = 1,2KN.m$

Calcule du coefficient α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0,98}{0,98+3,28} = 0,23.$$

Calcul des moments en travées:

Travée de rive AB :

$$-M_t \geq \max\{1,05M_0; (1+0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_E}{2}$$

– $M_t = 1,07M_{AB} - \frac{M_A+M_B}{2} = 4,32\ KN.m$

– $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{AB} = 3,81\ KN.m$

on prend $M_t = 4,32KN.m$

Travée intermédiare : BC

– $M_t \geq 1,07M_{BC} - \frac{M_B+M_C}{2} = 3,72\ KN.m$

– $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{BC} = 3,21\ KN.m$

on prend $M_t = 3,72\ KN.m$

Travée intermédiare : CD

– $M_t = 1,07M_{CD} - \frac{M_C+M_D}{2} = 4,02\ KN.m$

– $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{CD} = 3,21\ KN.m$

on prend $M_t = 4,02\ KN.m$

Travée intermédiare :DE

– $M_t = 1,07M_{DE} - \frac{M_D+M_E}{2} = 2,74\ KN.m$

– $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{DE} = 2,56\ KN.m$

on prend $M_t = 2,74\ KN.m$

Travée intermédiare : EF

- $M_t = 1{,}07M_{EF} - \frac{M_E+M_F}{2} = 4{,}02\ KN.m$
- $M_t \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_{EF}$ =3,21 KN.m

on prend $M_t = 4{,}02\ KN.m$

Travée intermédiare : FG

- $M_t = 1{,}07M_{FG} - \frac{M_F+M_G}{2} = 3{,}72\ KN.m$
- $M_t \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_{FG}$ =3,21 KN.m

on prend $M_t = 3{,}72\ KN.m$

Travée de rive : GH

- $M_t = 1{,}07M_{GH} - \frac{M_G+M_H}{2} = 4{,}32\ KN.m$
- $M_t \geq \frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2} M_{AB}$ =3,81 KN.m

on prend $M_t = 4{,}32\ KN.m$

Les efforts tranchants:

$$\begin{cases} Tw = (Mw - Me)/L + Qu\,.\,L/2 \\ Te = (Mw - Me)/L - Qu\,.\,L/2 \end{cases}$$

Travée (AB) $\begin{cases} T_A = \dfrac{1{,}2-3}{2{,}85} + 5{,}9\dfrac{2{,}85}{2} = 7{,}78KN \\ T_B = \dfrac{1{,}2-3}{2{,}85} - 5{,}9\dfrac{2{,}85}{2} = -9{,}04KN \end{cases}$

Travée (BC) $\begin{cases} T_B = \dfrac{3-2{,}4}{2{,}85} + 5{,}9\dfrac{2{,}85}{2} = 8{,}62KN \\ T_C = \dfrac{3-2{,}4}{2{,}85} - 5{,}9\dfrac{2{,}85}{2} = -8{,}20KN \end{cases}$

Travée (CD) $\begin{cases} T_C = \dfrac{2{,}4-2{,}4}{2{,}85} + 5{,}9\dfrac{2{,}85}{2} = 8{,}41KN \\ T_D = \dfrac{2{,}4-2{,}4}{2{,}85} - 5{,}9\dfrac{2{,}85}{2} = -8{,}41KN \end{cases}$

Travée (DE) $\begin{cases} T_D = \dfrac{2{,}4-2{,}4}{2{,}55} + 5{,}9\dfrac{2{,}55}{2} = 7{,}52KN \\ T_E = \dfrac{2{,}4-2{,}4}{2{,}55} - 5{,}9\dfrac{2{,}55}{2} = -7{,}52KN \end{cases}$

Travée (EF) $\begin{cases} T_E = \dfrac{2,4-2,4}{2,85} + 5,9\dfrac{2,85}{2} = 8,41KN \\ T_F = \dfrac{2,4-2,4}{2,85} - 5,9\dfrac{2,85}{2} = -8,41KN \end{cases}$

Travée (FG) $\begin{cases} T_F = \dfrac{2,4-3}{2,85} + 5,9\dfrac{2,85}{2} = 8,20KN \\ T_G = \dfrac{2,4-3}{2,85} - 5,9\dfrac{2,85}{2} = -8,62KN \end{cases}$

Travée (GH) $\begin{cases} T_G = \dfrac{3-1,2}{2,85} + 5,9\dfrac{2,85}{2} = 9,04KN \\ T_H = \dfrac{3-1,2}{2,85} - 5,9\dfrac{2,85}{2} = -7,78KN \end{cases}$

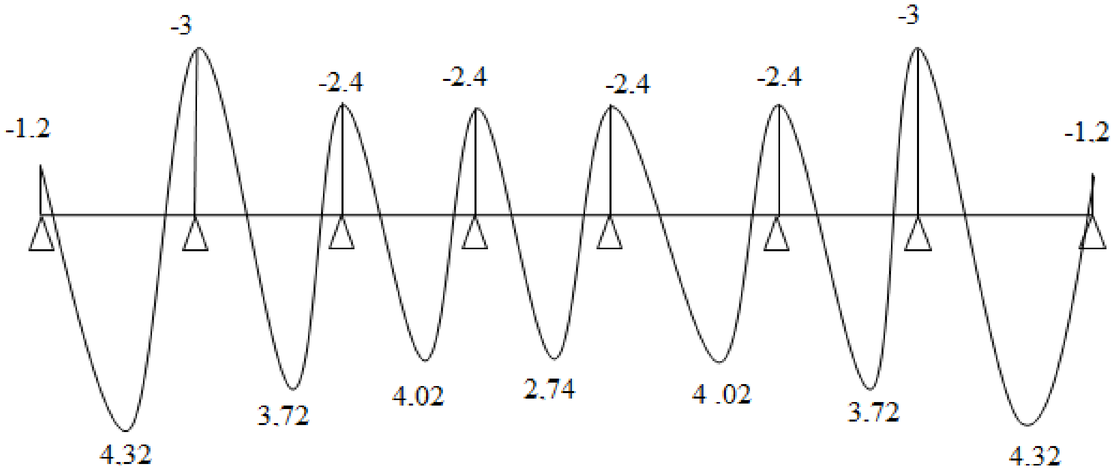


Figure III.5-Diagramme des moments fléchissant M [KN.m]

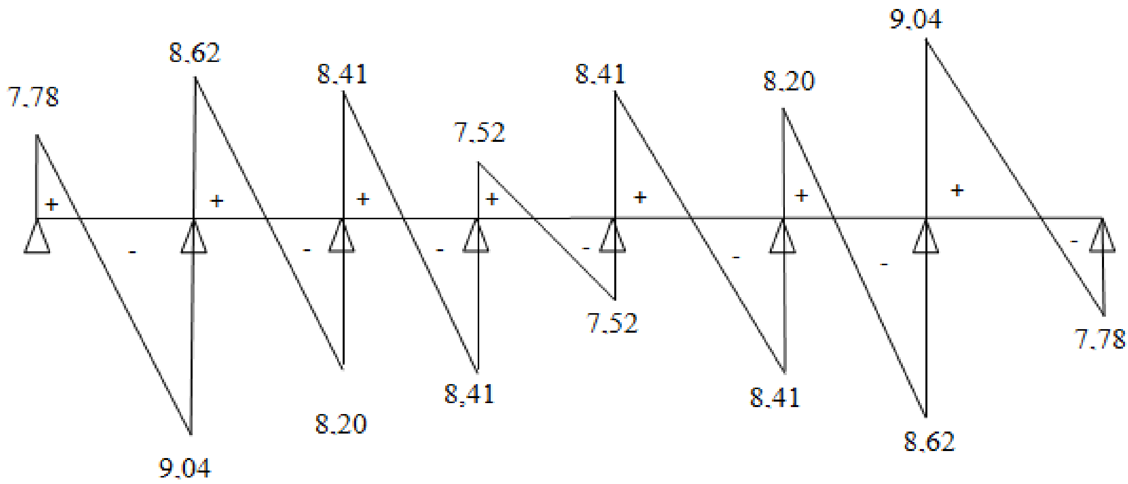


Figure III.6-Diagramme des efforts tranchants T[KN.m]

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):

Type de Poutrelle	travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M_0	Mt	Mw	Me	Tw	Te(-)	M_0	Mt	Mw	Me
01	A-B	2,85	6,00	4 ,32	1,2	3	7,78	9,04	4,33	3,10	0,90	2,17
	B-C	2,85	6,00	3,72	3	2,4	8,62	8,20	4,33	2,68	2 ,17	1.73
	C-D	2,85	6,00	4,02	2,4	2,4	8,41	8,41	4,33	2,90	1,73	1,73
	D-E	2,55	4,80	2,74	2,4	2,4	7,52	7,52	3,46	1,97	1,73	1,73
	E-F	2,85	6,00	4,02	2,4	2,4	8,41	8,41	4,33	2,90	1,73	1,73
	F-G	2,85	6,00	3,72	2,4	3	8,20	8,62	4,33	2,68	1,73	2,17
	G-H	2,85	6,00	4,32	3	1,2	9,04	7,78	4,33	3,10	2,17	0,90
02	A-B	2,85	6,00	4 ,32	1,2	3	7,78	9,04	4,33	3,11	0,87	2,17
	B-C	2,85	6,00	1,92	3	3	8,41	8,41	4,33	2,47	2 ,17	2.17
	C-D	2,85	6,00	4,32	3	1,2	9,04	7,78	4,33	3,11	2,17	0,87

Tableau III.1-Tableau récapitulatif des résultats obtenus(M en KN.m et T en KN) Plancher étage courant

Les sollicitations maximales de calcul sont:

E.L.U $\begin{cases} Mtravée_{max} = 4{,}32 \text{ KN.m} \\ Mappui_{max} = 3 \text{KN.m} \\ T_{max} = 8{,}62 \text{ KN} \end{cases}$ E.L.S $\begin{cases} Mtravée_{max} = 3{,}10 \text{ KN.m} \\ Mappui_{max} = 2{,}17 \text{KN.m} \end{cases}$

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

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

Pour le calcul du ferraillage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit :

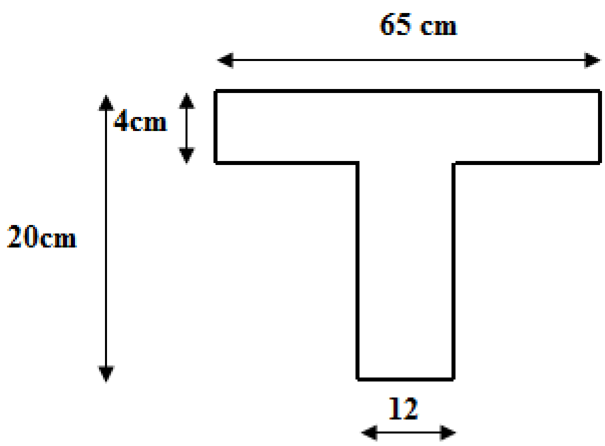


Figure III.7-Coupe transversale de poutrelle.

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

E.L.U:

$-M_{travée(max)} = 4{,}32\ KN.m$

$-M_{appui(max)} = 3\ KN.m$

$-T_{max} = 8{,}62\ KN.m$

E.L.S:

$-M_{trevée(max)} = 3{,}10\ KN.m$

$-M_{appui(max)} = 2{,}17\ KN.m$

Données :

- Largeur de la poutrelle b=65 cm.
- b_0=12cm.
- Haute de la section h_t=20 cm.
- Epaisseur de la table de compression h_0= 4 cm.
- Hauteur utile d=0,9h_t=18 cm.
- Contrainte aciers longitudinaux utilisés f_e=400 Mpa
- Contrainte aciers transversaux utilisés f_e= 235 Mpa
- Contrant du béton à 28jours f_{c28}=25 Mpa.
- Contrainte limite de traction du béton f_{t28}=2,1 Mpa.
- Fissuration non préjudiciable$\sigma_{bc} = 14{,}17$Mpa ; $\sigma_c = \frac{400}{1{,}15} = 348$ MPa

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

- **En travée** :

Moment équilibré par la table « Mt »

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(\frac{d - h_0}{2}\right) = 65 \times 4 \times 14{,}17 \times \left(\frac{18-4}{2}\right) = 58.95\ \text{kN.m}$$

$$M_{t(max)} = 4{,}32\ \text{KN.m} < 58{,}95\,KN.m$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (bxh) = (65 x20) cm².

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{4{,}32 \times 10^3}{14{,}17 \times (18)^2 \times 65} = 0{,}014 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow \quad A'_s = 0$$

$\mu = 0{,}014 \rightarrow \ \beta = 0{,}993$; β est tirée du tableau.

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

$$A_s = \frac{M_{t\,max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4{,}32 \times 10^3}{0{,}993 \times 18 \times 348} = 0{,}69\ \text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité (section en Té):

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

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

$$V' = ht - V$$

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

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

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

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

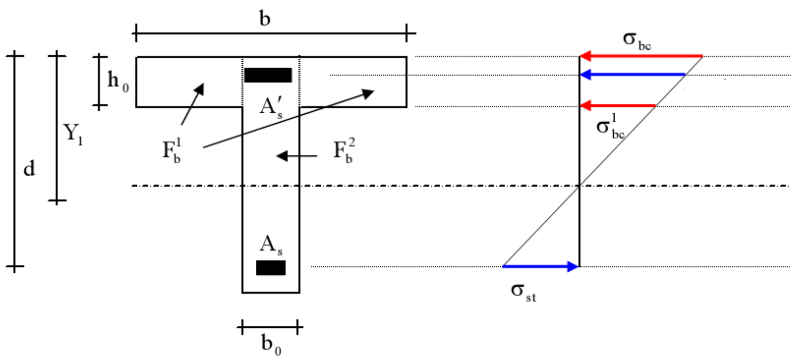


Figure III.8-notation utilisées pour le calcul de section d'acier pour une poutre en T

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

$A_{s\ cal} = 0{,}69 cm^2 > A_{min} = 0{,}35 cm^2$ ———— condition vérifiée.

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

- **Sur appuis:**

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

Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14{,}17} = 0{,}054 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0{,}054 \rightarrow \beta = 0{,}972$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3 \times 10^3}{0{,}972 \times 18 \times 348} = 0{,}49\ cm^2$$

Condition de non fragilité (section en Té) :

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

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

$A_{s\ cal} = 0{,}49 < A_{min} = 0{,}77 cm^2$ ———— condition non vérifiée

Le choix :on adopte: 1T10 filante + 1T10 chapeau ; $A_s = 1{,}57\ cm^2$

Sur appui de rive :

La section calculée est une section rectangulaire de dimension (12 x 20) cm².

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1{,}2 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14{,}17} = 0{,}022 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0{,}022 \rightarrow \beta = 0{,}989$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,2 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 0,23 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en Té) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V' \times fe} = \frac{14925,60 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,35 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s\,cal} = 0,23 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,35 \text{ cm}^2 \ldots \ldots \ldots$ condition non vérifiée

On prend : 1T10 filante + 1T10 chapeau ; $A_s = 1,57 \; cm^2$

Vérification des contraintes à E.L.S:

$M_{t\,(ser)} = 3,10$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.

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

b=65cm ; η = 15 ; A'= 0 , A= 2,35cm^2.

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

y = 3,90cm < 4cm

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

Le moment d'inertie:

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

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

$$I_G = \frac{65}{3}(3,90)^3 + 15 \times 2,36.(18 - 3,90)^2 = 7337,50 cm^4.$$

Calcul des contraintes:

Contrainte maximale dans béton comprimé σ_{bc}:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y = \frac{3,10 \times 10^3}{7337,5} \times 3,90 = 1,64 \text{ MPa}.$$

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

$\sigma_{bc} = 1,64 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ ——— Condition vérifiée.

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

Contrainte de cisaillement (efforts tranchants):

$T_{max} = 8{,}62 KN.m$

$$\tau_\mu = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{8{,}62 \times 10^{-3}}{0{,}12 \times 0{,}18} = 0{,}40 \text{ MPa}.$$

Fissuration non préjudiciable:

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

$\tau_\mu = 0{,}40$ MPA $< \bar{\tau}_u = 3{,}25$ MPa ——— Condition vérifiée.

Calcul des armatures transversales A_t :

Le diamètre:

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

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

$$\varphi_t \le \min\left(\frac{200}{35}[\text{mm}]; \frac{120}{10}[\text{mm}]; 100\right)$$

$\varphi_t \le \min(5{,}71; 12; 10) = 5{,}71 \approx 6\text{mm}$ ——— $\varphi_t = 6\text{mm}$

Calcule des espacements:

$$\left.\begin{array}{l} s_t \le \min(0{,}9d; 40\text{cm}) \\ s_t \le (16{,}20; 40\text{cm}) \end{array}\right\} s_t \le 16{,}20\text{cm}$$

La section des armatures transversales:

$$\frac{At}{b_0 \times s_t} \times \frac{fe}{\gamma s} \ge \frac{\tau_u \times (h/2) - 0{,}3K \times f_{tj}^*}{0{,}9 \times (\sin\alpha + \cos\alpha)}.$$

K=1 (fissuration non préjudiciable).

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \ge \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - \left(0{,}3k \times f_{tj}\right)}{0{,}9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$k = 1$; $f_{tj} = 2{,}1$ MPa ; $\alpha = 90° \rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$; $f_e = 235$ MPa ; $\gamma_s = 1{,}15$

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

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u\left(\frac{h}{2}\right)$ par la méthode des triangles semblables.

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

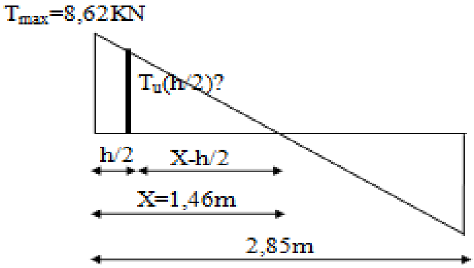
$\alpha = 90^0 \rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$

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

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

$k = 1$; $f_{tj} = 2,1$ MPa ; $\alpha = 90° \rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha$

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



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

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u\left(\frac{h}{2}\right)$ par la méthode des triangles semblables.

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

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

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

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

Calcul la valeur de l'effort tranchant Tu(h/2) par la méthode des triangles semblables.

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

Calcule la distance X

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

$$X = \frac{2,85}{2} + \frac{3 - 2,4}{5,9 \times 2,85} = 1,46 \text{ m}$$

X-(h/2)=1,46 -0,1=1,36m

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

$$T_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{8,62 \times (1,36 - 0,1)}{1,36} = 7,99 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{7,99 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,37 \text{ MPa}$$

$$\tau_u\left(\frac{h}{2}\right) = 0,37 \text{ MPa.}$$

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

D'après (1) :

$$(*)\Rightarrow\left(\frac{At}{s_t}\right)_{cal}\geq\frac{(0{,}37-0{,}3\times1\times2{,}1)\times12}{0{,}9\times1\times235/1{,}15}=1{,}70\times10^{-2}\,cm.........(1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales:

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

$$\frac{At\times fe}{b_0\times s_t}\geq\max\left(\frac{0{,}37}{2};0{,}4\,Mpa\right)=0{,}4MPa$$

$$\left(\frac{At}{S_t}\right)_{\min}\geq\frac{0{,}4\times b_0}{fe}=\frac{0{,}4\times12}{235}=0{,}02\,cm$$

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

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

$At\geq0{,}02\times15=0{,}3\text{cm}^2$

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

Le choix: $\{2\emptyset6=0{,}57\text{ cm}^2$

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

Zone courante: $s_t\leq15\text{cm}$

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

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis:

$T_{max}=8{,}62\text{ KN}$

$M_{appui}=3\text{ KN.m}$

$$F_u=\frac{M_{appui}}{z}=\frac{M_{appui}}{0{,}9d}=\frac{3}{0{,}9\times18\times10^{-2}}=18{,}52\text{ kN}$$

$F_u=18{,}52\text{ kN}>T_u=8{,}62\text{ kN}$; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

Compression de la bielle d'about:

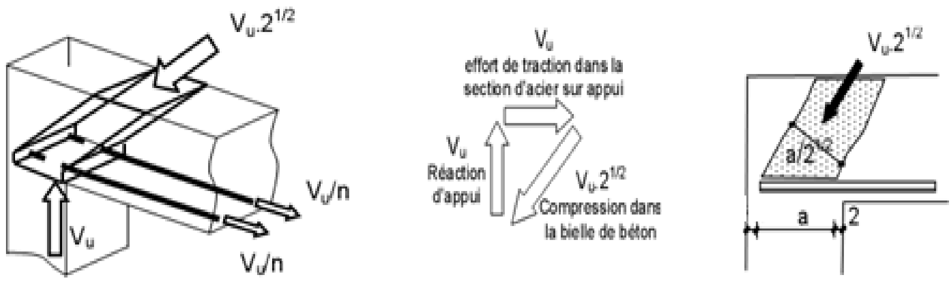


Figure III.9-Schéma de la bielle d'about.

La contrainte de compression dans la biellette est de :

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

Où :

a : La longueur d'appui de la biellette.

On doit avoir : $\overline{\sigma_b} < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

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

$$\overline{\sigma_b} \leq \frac{0{,}8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0{,}8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0{,}8 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 8{,}62 \times 1{,}5}{0{,}8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0{,}010 \text{ m}$$

$a = \min(a'; 0{,}9d)$; $a' = c - c' - 2$; $c' = 2$ cm ; $c = 30$ cm

a' : La largeur d'appui ;

c : La largeur de l'appui du poteau ;

c' : L'enrobage.$a' = 30 - 2 - 2 = 26$ cm

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

Entrainement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

ψ_s : Coefficient de cisaillment ; $\psi_s = 1{,}5$ pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 8,62kN ;

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 3 ;

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

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0{,}9d \times \mu \times n} = \frac{8{,}62 \times 10^3}{16{,}20 \times 3{,}14 \times 3 \times 10^2} = 0{,}56 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_{ser}} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15$ MPa

$\tau_{ser} = 0{,}56 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3{,}15$ MPa ; Condition vérifiée.

Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérenceτ_s.

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

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

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2{,}84} = 35{,}21 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire (b = 30 cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

$r = 5{,}5\Phi = 5{,}5 \times 1 = 5{,}5$ cm

Vérification de la flèche :

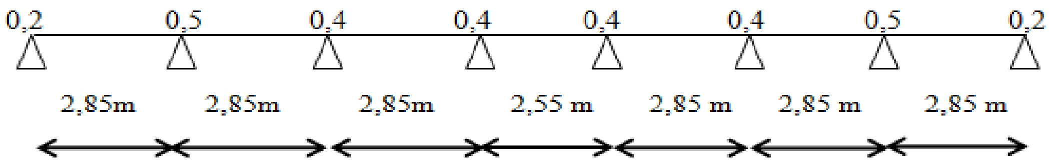
Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22{,}5} \Rightarrow \frac{20}{285} = 0{,}070 > 0{,}044 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0\,ser}} \Rightarrow \frac{20}{285} = 0{,}070 > \frac{2{,}17}{15 \times 4{,}33} = 0{,}033 \ldots\ldots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3{,}6}{f_e} \Rightarrow \frac{1{,}57}{12 \times 18} = 0{,}007 \leq \frac{3{,}6}{400} = 0{,}009 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

III.4.4.2-plancher RDC:

Le calcul se fait à l'E.L.U

Type1:



Moments isostatiques:

$M_{0AB} = M_{0BC} = M_{0CD} = M_{0EF} = M_{0FG} = M_{0GH} = Q \times L^2/8 = 6{,}87 \times (2{,}85)^2/8 = 6{,}98$ KN.m

$M_{0DE} = Q \times L^2/8 = 6{,}87 \times (2{,}55)^2/8 = 5{,}58$ KN.m

Moments sur appuis:

$M_A = 0{,}2\ M_{0AB} = 0{,}2\times 6{,}98 = 1{,}4KN.m$

$M_B = 0{,}5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 0{,}5 \times 6{,}98 = 3{,}49KN$

$M_C = 0{,}4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 0{,}4\times 6{,}98 = 2{,}79KN.m$

$M_D = 0{,}4 \max (M_{0CD}, M_{0DE}) = 0{,}4\times 6{,}98 = 2{,}79KN.m$

$M_E = 0{,}4 \max (M_{0DE}, M_{0EF}) = 0{,}4\times 6{,}98 = 2{,}79KN.m$

$M_F = 0{,}4 \max (M_{0EF}, M_{0FG}) = 0{,}4\times 6{,}98 = 2{,}79KN.m$

$M_G = 0{,}5 \max (M_{0FG}, M_{0GH}) = 0{,}5\times 6{,}98 = 3{,}49KN.m$

$M_H = 0{,}2\ M_{0GH} = 0{,}2\times 6{,}98 = 1{,}4KN.m$

Calcule du coefficient α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1{,}63}{1{,}63+3{,}28} = 0{,}33.$$

Calcul des moments en travées:

Travée de rive AB :

$$-M_t \geq \max\{1{,}05M_0; (1+0{,}3\alpha)M_0\} - \frac{M_w+M_E}{2}$$

- $M_t = 1{,}10M_{AB} - \frac{M_A+M_B}{2} = 5{,}23\ KN.m$
- $M_t \geq \frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2} M_{AB} = 4{,}53\ KN.m$

on prend $M_t = 5{,}23KN.m$

Travée intermédiare : BC

- $M_t = 1{,}10M_{BC} - \frac{M_B+M_C}{2} = 4{,}54\ KN.m$
- $M_t \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_{BC} = 3{,}84\ KN.m$

on prend $M_t = 4{,}54\ KN.m$

Travée intermédiare : CD

- $M_t = 1{,}10M_{CD} - \frac{M_C+M_D}{2} = 4{,}89\ KN.m$
- $M_t \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_{CD} = 3{,}84\ KN.m$

on prend $M_t = 4{,}89\ KN.m$

Travée intermédiare :DE

- $M_t = 1{,}10M_{DE} - \frac{M_D+M_E}{2} = 3{,}35\ KN.m$
- $M_t \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_{DE} = 3{,}07\ KN.m$

on prend $M_t = 3{,}35\ KN.m$

Travée intermédiare : EF

– $M_t = 1{,}10M_{EF} - \frac{M_E+M_F}{2} = 4{,}89\ KN.m$

– $M_t \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_{EF}$ =3,84 KN.m

on prend $M_t = 4{,}89\ KN.m$

Travée intermédiare : FG

– $M_t = 1{,}10M_{FG} - \frac{M_F+M_G}{2} = 4{,}54\ KN.m$

– $M_t \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_{FG}$ =3,84 KN.m

on prend $M_t = 4{,}54\ KN.m$

Travée de rive : GH

– $M_t = 1{,}10M_{GH} - \frac{M_G+M_H}{2} = 5{,}23\ KN.m$

– $M_t \geq \frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2} M_{AB}$ =4,53 KN.m

on prend $M_t = 5{,}23\ KN.m$

Les efforts tranchants:

$$\begin{cases} Tw = (Mw - Me)/L + Qu\,.L/2 \\ Te = (Mw - Me)/L - Qu\,.L/2 \end{cases}$$

Travée (AB) $\begin{cases} T_A = \dfrac{1{,}4-3{,}49}{2{,}85} + 6{,}87\dfrac{2{,}85}{2} = 9{,}06KN \\ T_B = \dfrac{1{,}4-3{,}49}{2{,}85} - 6{,}87\dfrac{2{,}85}{2} = -10{,}52KN \end{cases}$

Travée (BC) $\begin{cases} T_B = \dfrac{3{,}49-2{,}79}{2{,}85} + 6{,}87\dfrac{2{,}85}{2} = 10{,}04KN \\ T_C = \dfrac{3{,}49-2{,}79}{2{,}85} - 6{,}87\dfrac{2{,}85}{2} = -9{,}54KN \end{cases}$

Travée (CD) $\begin{cases} T_C = \dfrac{2{,}79-2{,}79}{2{,}85} + 6{,}87\dfrac{2{,}85}{2} = 9{,}79KN \\ T_D = \dfrac{2{,}79-2{,}79}{2{,}85} - 6{,}87\dfrac{2{,}85}{2} = -9{,}79KN \end{cases}$

Travée (DE) $\begin{cases} T_D = \dfrac{2{,}79-2{,}79}{2{,}55} + 6{,}87\dfrac{2{,}55}{2} = 8{,}76KN \\ T_E = \dfrac{2{,}79-2{,}79}{2{,}55} - 6{,}87\dfrac{2{,}55}{2} = -8{,}76KN \end{cases}$

$$\textbf{Travée (EF)}\begin{cases} T_E = \dfrac{2{,}79-2{,}79}{2{,}85}+6{,}87\dfrac{2{,}85}{2}=9{,}79KN \\ T_F = \dfrac{2{,}79-2{,}79}{2{,}85}-6{,}87\dfrac{2{,}85}{2}=-9{,}79KN \end{cases}$$

$$\textbf{Travée (FG)}\begin{cases} T_F = \dfrac{2{,}79-3{,}49}{2{,}85}+6{,}87\dfrac{2{,}85}{2}=9{,}54KN \\ T_G = \dfrac{2{,}79-3{,}49}{2{,}85}-6{,}87\dfrac{2{,}85}{2}=-10{,}04KN \end{cases}$$

$$\textbf{Travée (GH)}\begin{cases} T_G = \dfrac{3{,}49-1{,}4}{2{,}85}+6{,}87\dfrac{2{,}85}{2}=10{,}52KN \\ T_H = \dfrac{3{,}49-1{,}4}{2{,}85}-6{,}87\dfrac{2{,}85}{2}=-9{,}06KN \end{cases}$$

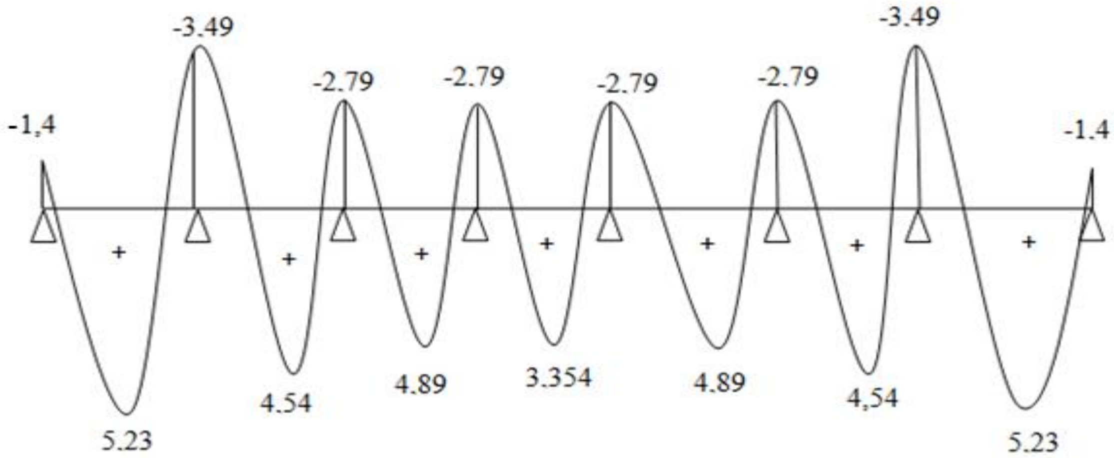


Figure III.10-Diagramme des moments fléchissant M [KN.m]

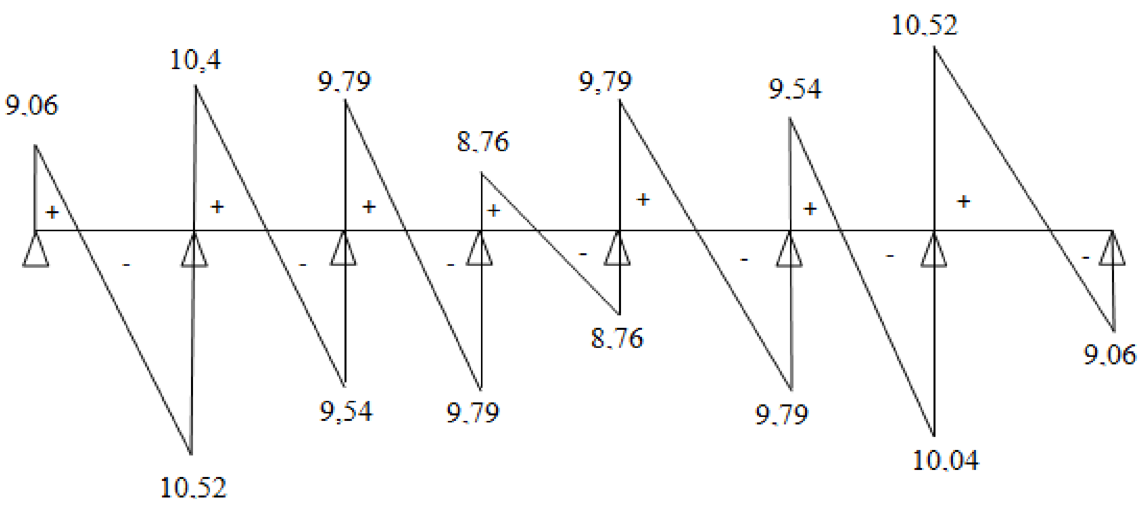


Figure III.11-Diagramme des efforts tranchants T[KN.m]

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

Type de Poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M_0	Mt	Mw	Me	Tw	Te(-)	M_0	Mt	Mw	Me
01	A-B	2,85	6,98	5,23	1,4	3,49	9,06	10,52	5	3,75	1	2,5
	B-C	2,85	6,98	4,54	3,49	2,79	10,04	9,54	5	3,25	2 ,5	2
	C-D	2,85	6,98	4,89	2,79	2,79	9,79	9,79	5	3,50	2	2
	D-E	2,55	4,80	3,35	2,79	2,79	8,76	8,76	4	2,4	2	2
	E-F	2,85	6,98	4,89	2,79	2,79	9,79	9,79	5	3,50	2	2
	F-G	2,85	6,98	4,54	2,79	3,49	9,54	10,04	5	3,25	2	2,5
	G-H	2,85	6,98	5,23	3,49	1,4	10,52	9,06	5	3,75	2,5	1
02	A-B	2,85	6,98	5,23	1,4	3,49	9,06	10,52	5	3,75	1	2,5
	B-C	2,85	6,98	4,54	3,49	2,79	10,04	9,54	5	3	2 ,5	2,5
	C-D	2,85	6,98	4,89	2,79	2,79	9,79	9,79	5	3,50	2,5	1

Tableau III.2-Tableau récapitulatif des résultats obtenus(M en KN.m et T en KN) Plancher RDC

Les sollicitations maximales de calcul sont:

$$\text{E.L.U}\begin{cases} \text{Mtravée}_{max} = 5{,}23\text{KN.m} \\ \text{Mappui}_{max} = 3{,}49\text{KN.m} \\ T_{max} = 10{,}52\text{ KN} \end{cases} \qquad \text{E.L.S}\begin{cases} \text{Mtravée}_{max} = 3{,}75\text{KN.m} \\ \text{Mappui}_{max} = 2{,}5\text{KN.m} \end{cases}$$

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

- **En travée** :

Moment équilibré par la table « Mt »

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(\frac{d - h_0}{2}\right) = 65 \times 4 \times 14{,}17 \times \left(\frac{18 - 4}{2}\right) = 58.95 \text{ kN.m}$$

$$M_{t(max)} = 5{,}23 \text{ KN.m} < 58{,}95 KN.m$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (bxh) = (65 x20) cm².

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{5{,}23 \times 10^3}{14{,}17 \times (18)^2 \times 65} = 0{,}018 < \mu_l = 0{,}392 \ \rightarrow \ A'_s = 0$$

$\mu = 0{,}018 \rightarrow \ \beta = 0{,}991$; β est tirée du tableau.

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

$$A_s = \frac{M_{t\,max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5{,}23 \times 10^3}{0{,}991 \ \times 18 \times 348} = 0{,}84 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité (section en Té):

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

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

$$V' = ht - V$$

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

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

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

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

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

$A_{s\,cal} = 0{,}84\text{cm}^2 > A_{min} = 0{,}35\text{cm}^2$ ——— condition vérifiée.

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

- **Sur appuis:**

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

Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3{,}49 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14{,}17} = 0{,}063 < \mu_l = 0{,}392 \ \rightarrow \ A'_s = 0$$

$\mu = 0{,}063 \ \rightarrow \ \beta = 0{,}9675$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3{,}49 \times 10^3}{0{,}9675 \times 18 \times 348} = 0{,}58 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en Té) :

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

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

$A_{s\,cal} = 0,58 < A_{min} = 0,77 cm^2$ ―――――――― condition non vérifiée

Le choix :on adopte: 1T10 filante + 1T10 chapeau ; $A_s = 1,57\ cm^2$

Sur appui de rive :

La section calculée est une section rectangulaire de dimension (12 x 20) cm².

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,4 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,025 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,025 \rightarrow \beta = 0,9875$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,4 \times 10^3}{0,9875 \times 18 \times 348} = 0,23\ cm^2$$

Condition de non fragilité (section en Té) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V' \times fe} = \frac{14925,60 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,35\ cm^2$$

Donc : $A_{s\,cal} = 0,23\ cm^2 < A_{min} = 0,35\ cm^2$……………..Condition non vérifiée

On prend : 1T10 filante + 1T10 chapeau ;$A_s = 1,57\ cm^2$

Vérification des contraintes à I.E.L.S:

$M_{t\,(ser)} = 3,75$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.

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

b=65cm ; η = 15 ; A'= 0 , A= 2,35cm^2.

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

y = 3,90cm < 4cm

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

Le moment d'inertie:

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

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

$$I_G = \frac{65}{3}(3{,}90)^3 + 15 \times 2{,}36.(18 - 3{,}90)^2 = 7337{,}50 cm^4.$$

Calcul des contraintes:

Contrainte maximale dans béton comprimé σ_{bc}:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y = \frac{3{,}75 \times 10^3}{7337{,}5} \times 3{,}90 = 2 \text{ MPa}.$$

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

$\sigma_{bc} = 2 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ ———— Condition vérifiée.

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

Contrainte de cisaillement (efforts tranchants):

$T_{max} = 10{,}52 \text{KN.m}$

$$\tau_{\mu} = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{10{,}52 \times 10^{-3}}{0{,}12 \times 0{,}18} = 0{,}49 \text{ MPa}.$$

Fissuration non préjudiciable:

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

$\tau_{\mu} = 0{,}49 \text{ MPA} < \overline{\tau}_u = 3{,}25 \text{ MPa}$ ———— Condition vérifiée.

Calcul des armatures transversales A_t :

Le diamètre:

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

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

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}[mm]; \frac{120}{10}[mm]; 100\right)$$

$\varphi_t \leq \min(5{,}71; 12; 10) = 5{,}71 \approx 6\text{mm}$ ———— $\varphi_t = 6\text{mm}$

Calcule des espacements:

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

La section des armatures transversales:

$$\frac{At}{b_0 \times s_t} \times \frac{fe}{\gamma s} \geq \frac{\tau_u \times (h/2) - 0{,}3K \times f_{tj}^{*}}{0{,}9 \times (\sin\alpha + \cos\alpha)}.$$

K=1 (fissuration non préjudiciable).

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0{,}3k \times f_{tj})}{0{,}9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$k = 1\,;\ f_{tj} = 2{,}1\ \text{MPa}\,;\ \alpha = 90° \rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1\,;\ f_e = 235\ \text{MPa}\,;\ \gamma_s = 1{,}15$

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

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u\left(\frac{h}{2}\right)$ par la méthode des triangles semblables.

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

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

$$fe = 235MPa; \gamma_s = 1{,}15.$$

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

$k = 1\,;\ f_{tj} = 2{,}1\ \text{MPa}\,;\ \alpha = 90° \rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1\,;\ f_e = 235\ \text{MPa}\,;\ \gamma_s = 1{,}15$

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

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u\left(\frac{h}{2}\right)$ par la méthode des triangles semblables.

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

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

$$fe = 235MPa; \gamma_s = 1{,}15.$$

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

Calcul la valeur de l'effort tranchant Tu(h/2) par la méthode des triangles semblables.

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

Calcul la distance X

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

$$X = \frac{2{,}85}{2} + \frac{3{,}49 - 1{,}4}{6{,}87 \times 2{,}85} = 1{,}53\ \text{m}$$

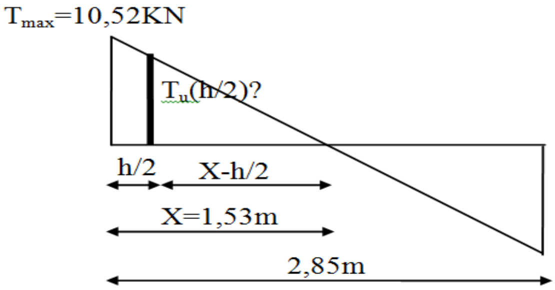
X-(h/2)=1,53 - 0,1=1,43m

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

$$T_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{10,52 \times (1,43 - 0,1)}{1,43} = 9,78 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{9,78 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,45 \text{ MPa}$$

$$\tau_u\left(\frac{h}{2}\right) = 0,45 \text{ MPa.}$$



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

D'après (1) :

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,45 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 12}{0,9 \times 1 \times 235/1,15} = 1,17 \times 10^{-2}\, cm \text{.........}(1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales:

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

$$\frac{At \times fe}{b_0 \times s_t} \geq \max\left(\frac{0,45}{2}; 0,4\, Mpa\right) = 0,4MPa$$

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

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

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

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

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

Le choix: $\left\{ 2\emptyset 6 = 0,57 \text{ cm}^2 \right.$

Zone nodale: $s_t \leq \min(10\emptyset_L; 15\text{cm})$ $\quad s_t \leq \min 10\text{cm}$

Zone courante: $s_t \leq 15\text{cm}$

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

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis:

$T_{max} = 10{,}52 \text{ KN}$

$M_{appui} = 3{,}49 \text{ KN.m}$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0{,}9d} = \frac{3{,}49}{0{,}9 \times 18 \times 10^{-2}} = 21{,}54 \text{ kN}$$

$F_u = 21{,}54 \text{ kN} > T_u = 10{,}52 \text{ kN}$; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction

Compression de la bielle d'about:

La contrainte de compression dans la biellette est de :

$$\overline{\sigma_b} = \frac{F_b}{S} \text{ ; Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \dfrac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la biellette.

On doit avoir : $\overline{\sigma_b} < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

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

$$\overline{\sigma_b} \leq \frac{0{,}8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0{,}8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0{,}8 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 10{,}52 \times 1{,}5}{0{,}8 \times 12 \times 25 \times 10}$$
$$= 0{,}013 \text{ m}$$

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

a' : La largeur d'appui ;

c : La largeur de l'appui du poteau ;

c' : L'enrobage.

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

$\alpha = \min(41\text{cm}; 16{,}2) = 16{,}20\text{cm} > 1{,}3cm$ ——— condition vérifiée.

Entrainement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

ψ_s : Coefficient de cisaillment ; $\psi_s = 1{,}5$ pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 10,52kN ;

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 3 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; μ = πΦ = π x 1 = 3,14 cm

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0{,}9d \times \mu \times n} = \frac{10{,}52 \times 10^3}{16{,}20 \times 3{,}14 \times 3 \times 10^2} = 0{,}69\ \text{MPa}$$

$\overline{\tau_{ser}} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\ \text{MPa}$

$\tau_{ser} = 0{,}69\ \text{MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3{,}15\ \text{MPa}$; Condition vérifiée.

Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérenceτ_s.

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

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

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2{,}84} = 35{,}21\ \text{cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire (b = 30 cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

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

Vérification de la flèche :

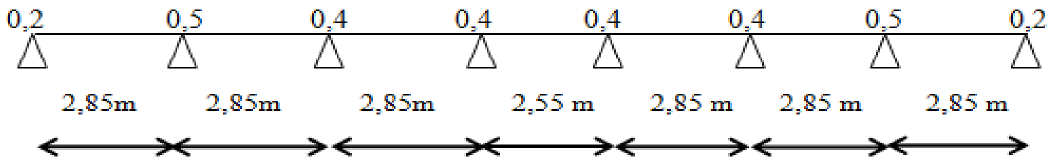
Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\begin{cases} \dfrac{h_t}{L} \geq \dfrac{1}{22{,}5} \Rightarrow \dfrac{20}{285} = 0{,}070 > 0{,}044 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \mathit{Condition\ vérifiée} \\ \dfrac{h_t}{L} \geq \dfrac{M_{ser}}{15 \times M_{0\ ser}} \Rightarrow \dfrac{20}{285} = 0{,}070 > \dfrac{2{,}5}{15 \times 5} = 0{,}033 \ldots\ldots \text{Condition vérifiée} \\ \dfrac{A_s}{b_0 d} \leq \dfrac{3{,}6}{f_e} \Rightarrow \dfrac{1{,}57}{12 \times 18} = 0{,}007 \leq \dfrac{3{,}60}{400} = 0{,}009 \ldots\ldots\ldots\ldots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

<u>III.4.4.3-plancher terrasse:</u>

Dans notre cas, on a un seul type de poutrelles:

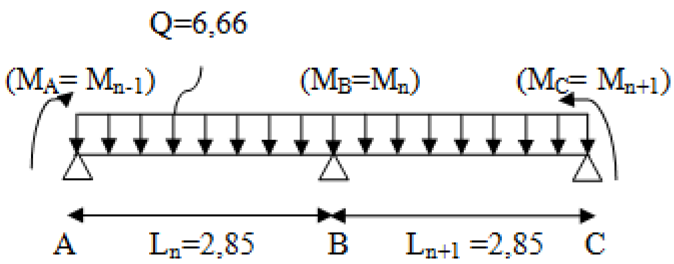
1[er] Type :



Le calcul se fait selon la formule:

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

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



Partie AB :

$$M_{0\,AB} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6{,}66 \times 2{,}85^2}{8} = 6{,}76\ \mathrm{kN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{2{,}85}{2} = 1{,}43\ \mathrm{m}$$

$$S_n = \frac{2}{3}(L_n \times M_{0\,AB}) = \frac{2}{3}(2{,}85 \times 6{,}76) = 12{,}84\ \mathrm{m}^2$$

Partie BC :

$$M_{0\,BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6{,}66 \times 2{,}85^2}{8} = 6{,}76\ \mathrm{kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{2{,}85}{2} = 1{,}43\ \mathrm{m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3}(L_{n+1} \times M_{0\,BC}) = \frac{2}{3}(2{,}85 \times 6{,}76) = 12{,}84\ \mathrm{m}^2$$

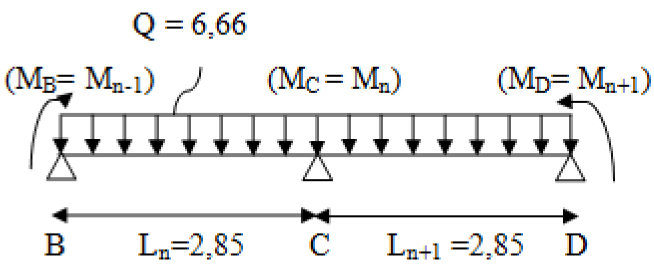
Donc (1)$\Rightarrow$ $2{,}85M_A+2(2{,}85+2{,}85).M_B+2{,}85M_C = -6[(12{,}84\times1{,}43/2{,}85)+(12{,}84\times1{,}43/2{,}85)]$

Avec:$M_A = -0{,}2.M_{0AB} = -1{,}35$KN.m

$11{,}4M_B + 2{,}85M_C -3{,}85=-77{,}31$

$11{,}4M_B + 2{,}85M_C+73{,}46 = 0$............ (1)

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



Partie BC :

$$M_{0\ BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6{,}66 \times 2{,}85^2}{8} = 6{,}76\ \text{kN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{2{,}85}{2} = 1{,}43\ \text{m}$$

$$S_n = \frac{2}{3}(L_n \times M_{0\ BC}) = \frac{2}{3}(2{,}85 \times 6{,}76) = 12{,}84\ \text{m}^2$$

Partie CD :

$$M_{0\ CD} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6{,}66 \times 2{,}85^2}{8} = 6{,}76\ \text{kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{2{,}85}{2} = 1{,}43\ \text{m}$$

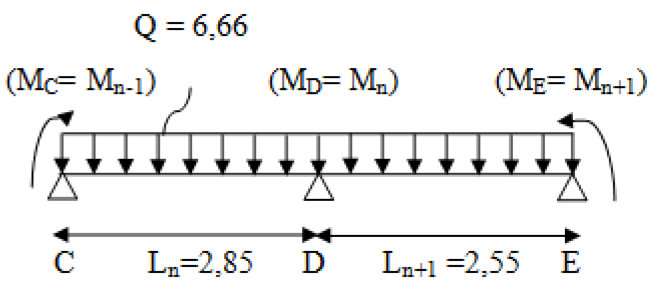
$$S_{n+1} = \frac{2}{3}(L_{n+1} \times M_{0\ CD}) = \frac{2}{3}(2{,}85 \times 6{,}76) = 12{,}84\ \text{m}^2$$

Donc (1)⇒ $2{,}85M_B+2(2{,}85+2{,}85).M_C+2{,}85M_D = -6[(12{,}84\times1{,}43/2{,}85)+(12{,}84\times1{,}43/2{,}85)]$

$2{,}85M_B+11{,}40M_C+2{,}85M_D = -77{,}31$

$2{,}85M_B+11{,}40M_C+2{,}85M_D +77{,}31=0$.......... (2)

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



Partie CD :

$$M_{0\ CD} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6{,}66 \times 2{,}85^2}{8} = 6{,}76\ \text{kN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{2{,}85}{2} = 1{,}43\ \text{m}$$

$$S_n = \frac{2}{3}(L_n \times M_{0CD}) = \frac{2}{3}(2{,}85 \times 6{,}76) = 12{,}84\ \text{m}^2$$

Partie DE :

$$M_{0\ DE} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6{,}66 \times 2{,}55^2}{8} = 5{,}41\ \text{kN.m}$$

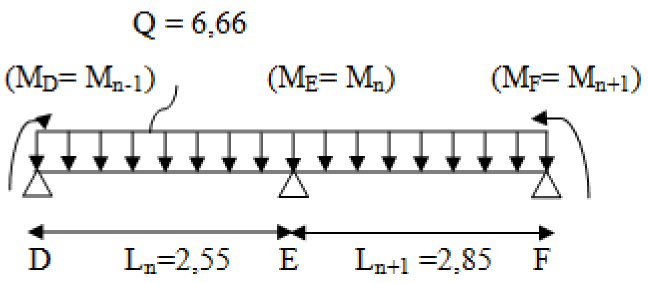
$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{2{,}55}{2} = 1{,}26\ \text{m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3}(L_{n+1} \times M_{0\ DE}) = \frac{2}{3}(2{,}55 \times 5{,}41) = 9{,}20\ m^2$$

Donc (1)$\Rightarrow$ 2,85M_C+2(2,85+2,55).M_D+2,55M_E = -6[(12,84×1,43/2,85)+(9,20×1,26/2,55)]

2,85M_C+10,80M_D+2,55M_E = -65,93.......... (3)

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



Partie DE :

$$M_{0\ DE} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6{,}66 \times 2{,}55^2}{8} = 5{,}41\ kN.m$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{2{,}55}{2} = 1{,}26\ m$$

$$S_n = \frac{2}{3}(L_n \times M_{0\ DE}) = \frac{2}{3}(2{,}55 \times 5{,}41) = 9{,}20\ m^2$$

Partie EF :

$$M_{0\ EF} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6{,}66 \times 2{,}85^2}{8} = 6{,}76\ kN.m$$

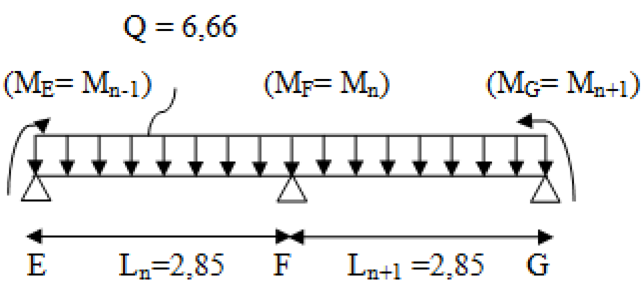
$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{2{,}85}{2} = 1{,}43\ m$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3}(L_{n+1} \times M_{0\ EF}) = \frac{2}{3}(2{,}85 \times 6{,}76) = 12{,}84\ m^2$$

Donc (1)$\Rightarrow$ 2,55M_D+2(2,85+2,55).M_E+2,85M_F = -6[(9,2×1,26/2,55)+(12,84×1,43/2,85)]

2,55M_D+10,80M_E+2,85M_F = -65,93.......... (4)

En isolant deux travées adjacentes, on prend E-F et F-G



Partie EF :

$$M_{0\ EF} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6{,}66 \times 2{,}85^2}{8} = 6{,}76\ \text{kN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{2{,}85}{2} = 1{,}43\ \text{m}$$

$$S_n = \frac{2}{3}(L_n \times M_{0\ EF}) = \frac{2}{3}(2{,}85 \times 6{,}76) = 12{,}84\ \text{m}^2$$

Partie FG :

$$M_{0\ FG} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6{,}66 \times 2{,}85^2}{8} = 6{,}76\ \text{kN.m}$$

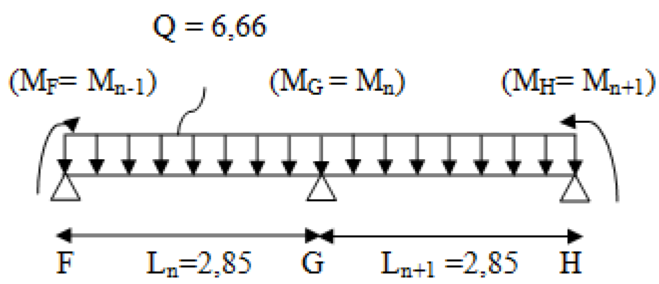
$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{2{,}85}{2} = 1{,}43\ \text{m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3}(L_{n+1} \times M_{0\ FG}) = \frac{2}{3}(2{,}85 \times 6{,}76) = 12{,}84\ \text{m}^2$$

Donc (1)$\Rightarrow$ $2{,}85M_E+2(2{,}85+2{,}85).M_F+2{,}85M_G = -6[(12{,}84\times1{,}43/2{,}85)+(12{,}84\times1{,}43/2{,}85)]$

$2{,}85M_E+11{,}40M_F+2{,}85M_G = -77{,}31$........... (5

En isolant deux travées adjacentes, on prend F-G et G-H



Partie FG :

$$M_{0\ FG} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6{,}66 \times 2{,}85^2}{8} = 6{,}76\ \text{kN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{2{,}85}{2} = 1{,}43\ \text{m}$$

$$S_n = \frac{2}{3}(L_n \times M_{0\ FG}) = \frac{2}{3}(2{,}85 \times 6{,}76) = 12{,}84\ \text{m}^2$$

Partie GH :

$$M_{0\ GH} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6{,}66 \times 2{,}85^2}{8} = 6{,}76\ \text{kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{2{,}85}{2} = 1{,}43\ \text{m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3}(L_{n+1} \times M_{0\ GH}) = \frac{2}{3}(2{,}85 \times 6{,}76) = 12{,}84\ m^2$$

Donc (1)⟹ $2{,}85M_F+2(2{,}85+2{,}85).M_G+2{,}85M_H = -6[(12{,}84\times1{,}43/2{,}85)+(12{,}84\times1{,}43/2{,}85)]$

Avec: M_H= -0,2.M_{0GH} =-1,35 KN.m

$2{,}85M_F+11{,}40M_G-3{,}85 = -77{,}31$

$2{,}85M_F + 11{,}40M_G +73{,}46 = 0$............ (6)

Les moments sur appuis sont :

M_A = -1,35KN.m

M_B = -5,33KN.m

M_C = - 4,45KN.m

M_D = - 4KN.m

M_E = -3,91KN.m

M_F = - 4,72KN.m

M_G = - 4,34KN.m

M_H = -1,35KN.m

- **En travée :**

$$M_{t\ AB} = \frac{M_A + M_B}{2} + M_{0\ AB} = \frac{-1{,}35 - 5{,}33}{2} + 6{,}76 = 3{,}42kN.m$$

$$M_{t\ BC} = \frac{M_B + M_C}{2} + M_{0\ BC} = \frac{-5{,}33 - 4{,}45}{2} + 6{,}76 = 1{,}87kN.m$$

$$M_{t\ CD} = \frac{M_C + M_D}{2} + M_{0\ CD} = \frac{-4{,}45 - 4}{2} + 6{,}76 = 2{,}54\ kN.m$$

$$M_{t\ DE} = \frac{M_D + M_E}{2} + M_{0\ DE} = \frac{-4 - 3{,}91}{2} + 5{,}41 = 1{,}46\ kN.m$$

$$M_{t\ EF} = \frac{M_E + M_F}{2} + M_{0\ BC} = \frac{-3{,}91 - 4{,}72}{2} + 6{,}76 = 2{,}45\ kN.m$$

$$M_{t\ FG} = \frac{M_F + M_G}{2} + M_{0\ CD} = \frac{-4{,}72 - 4{,}34}{2} + 6{,}76 = 2{,}23\ kN.m$$

$$M_{t\ GH} = \frac{M_G + M_H}{2} + M_{0\ DE} = \frac{-4{,}34 - 1{,}35}{2} + 6{,}76 = 3{,}92\ kN.m$$

Calcul des efforts tranchant :

$$Tw = (Mw - Me)/L + Qu\,.\,L/2$$

$$Te = (Mw - Me)/L - Qu\,.\,L/2$$

Travée (AB) $\begin{cases} T_A = \dfrac{-1{,}35+5{,}33}{2{,}85} + 6{,}66\dfrac{2{,}85}{2} = 10{,}89KN \\ T_B = \dfrac{-1{,}35+5{,}33}{2{,}85} - 6{,}66\dfrac{2{,}85}{2} = -8{,}09KN \end{cases}$

Travée (BC) $\begin{cases} T_B = \dfrac{-5{,}33+4{,}45}{2{,}85} + 6{,}66\dfrac{2{,}85}{2} = 9{,}18KN \\ T_C = \dfrac{-5{,}33+4{,}45}{2{,}85} - 6{,}66\dfrac{2{,}85}{2} = -9{,}79KN \end{cases}$

Travée (CD) $\begin{cases} T_C = \dfrac{-4{,}45+4}{2{,}85} + 6{,}66\dfrac{2{,}85}{2} = 9{,}33KN \\ T_D = \dfrac{-4{,}45+4}{2{,}85} - 6{,}66\dfrac{2{,}85}{2} = -9{,}65KN \end{cases}$

Travée (DE) $\begin{cases} T_D = \dfrac{-4+3{,}91}{2{,}55} + 6{,}66\dfrac{2{,}55}{2} = 8{,}45KN \\ T_E = \dfrac{-4+3{,}91}{2{,}55} - 6{,}66\dfrac{2{,}55}{2} = -8{,}53KN \end{cases}$

Travée (EF) $\begin{cases} T_E = \dfrac{-3{,}91+4{,}72}{2{,}85} + 6{,}66\dfrac{2{,}85}{2} = 9{,}77KN \\ T_F = \dfrac{-3{,}91+4{,}72}{2{,}85} - 6{,}66\dfrac{2{,}85}{2} = -9{,}21KN \end{cases}$

Travée (FG) $\begin{cases} T_F = \dfrac{-4{,}72+3{,}34}{2{,}85} + 6{,}66\dfrac{2{,}85}{2} = 9{,}36KN \\ T_G = \dfrac{-4{,}72-4{,}34}{2{,}85} - 6{,}66\dfrac{2{,}85}{2} = -9{,}62KN \end{cases}$

Travée (GH) $\begin{cases} T_G = \dfrac{-4{,}34+1{,}35}{2{,}85} + 6{,}66\dfrac{2{,}85}{2} = 8{,}44KN \\ T_H = \dfrac{-4{,}34+1{,}35}{2{,}85} - 6{,}66\dfrac{2{,}85}{2} = -10{,}54KN \end{cases}$

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):

Type de poutrelle	travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M_0	Mt	Mw (-)	Me (-)	Tw	Te (-)	M_0	Mt	Mw (-)	Me (-)
01	A-B	2,85	6,76	3,42	1,35	5,33	10,89	8,09	4,93	2,49	0,99	3,89
	B-C	2,85	6,76	1,87	5,33	4,45	9,18	9,79	4,93	1,37	3,89	3,24
	C-D	2,85	6,76	2,54	4,45	4	9,33	9,65	4,93	1,84	3,24	2,94
	D-E	2,55	5,41	1,46	4	3,91	8,45	8,53	3,95	1,1	2,94	2,76
	E-F	2,85	6,76	2,45	3,91	4,72	9,77	9,21	4,93	1,81	2,76	3,49
	F-G	2,85	6,76	2,23	4,72	4,34	9,36	9,62	4,93	1,64	3,49	3,09
	G-H	2,85	6,76	3,92	4,34	1,35	8,44	10,54	4,93	1,89	3,09	0,99

Tableau III.3-Tableau récapitulatif des résultats obtenus (M en KN.m et T en KN) Plancher Terrasse

Les sollicitations maximales de calcul sont:

E.L.U:

- $M_{trevée(max)} = 3,92\ KN.m$
- $M_{appui(max)} = 5,33\ KN.m$
- $T_{max} = 10,89KN$

E.L.S:

- $M_{trevée(max)} = 3,89\ KN.m$
- $M_{appui(max)} = 2,47\ KN.m$

Calcul des armatures longitudinales:

- **En travée :**

On calcule le moment de résistance de la table:

$$M_{tb} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{tb} = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 58,95\ KN.m$$

$M_{t(max)} = 3{,}92\ \mathrm{KN.m} < 58{,}95\ KN.m$

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

$M_{t(max)} = 3{,}92\ \mathrm{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{t\,max}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{3{,}92 \times 10^3}{14{,}17 \times (18)^2 \times 65} = 0{,}013 < 0{,}392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0{,}013 \ \rightarrow \beta = 0{,}9935$; β est tirée du tableau.

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

$$A_s = \frac{M_{t\,max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3{,}92 \times 10^3}{0{,}9935 \ \times 18 \times 348} = 0{,}63\ \mathrm{cm}^2$$

Condition de non fragilité:

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

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

$A_s = 0{,}63\mathrm{cm}^2 > A_{min} = 0{,}35\mathrm{cm}^2$ ……….. condition vérifiée.

Le Choix : 3T10 ; $A_s = 2{,}35\ \mathrm{cm}^2$

- **Sur appuis:**

Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5{,}33 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14{,}17} = 0{,}10 < \mu_l = 0{,}392 \ \rightarrow \ A'_s = 0$$

$\mu = 0{,}1 \ \rightarrow \ \beta = 0{,}995$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5{,}33 \times 10^3}{0{,}995 \times 18 \times 348} = 0{,}86\ \mathrm{cm}^2$$

Condition de non fragilité : section en "T"

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

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

$A_{s\ cal} = 0{,}86\mathrm{cm}^2 > A_{min} = 0{,}35\mathrm{cm}^2$ ……….condition vérifiée

Le choix :1T10(filante) + 1T10 (chapeau) ;$A_s = 1{,}57\ cm^2$

Vérification à L'E.L.S:

y=3,27cm < 4 cm L'axe neutre tombe dans la table de compression

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

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

$$I_G = \frac{65}{3}(3{,}27)^3 + 15 \times 1{,}57 \times (18-3{,}27)^2 = 5867{,}30 cm^4.$$

Calcul des contraintes:

Contrainte maximale dans béton comprimé σ_b:

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y = \frac{3{,}89 \times 10^3}{5867{,}30} \times 3{,}27 = 2{,}17 \text{MPa}.$$

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

$\sigma_b = 2{,}17$ MPa $< \overline{\sigma}_b = 15$ MPa ———— Condition vérifiée.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y$$

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

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}(d-y)}{I} = 15 \times 10^3 \times \frac{3{,}89(18-3{,}27)}{5867{,}30} = 146{,}49 \text{ MPa}$$

$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{nf_{tj}\text{ Mpa}}\right)$ fissuration préjudiciable.

$\sigma_{st} = 146{,}49 < \overline{\sigma}_{st} = 202$Mpa … … … … … … condition vérifiée.

Contrainte de cisaillement (efforts tranchants):

$T_{max} = 10{,}89$ KN

$$\tau_\mu = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{10{,}89 \times 10^{-3}}{0{,}12 \times 0{,}18} = 0{,}50 \text{ MPa}.$$

Fissuration est préjudiciable:

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

$\tau_\mu = 0{,}50$ MPa $< \overline{\tau}_u = 2{,}5$ MPa … … … … … Condition vérifiée.

Calcul des armatures transversales A_t :

Le diamètre:

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

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}[\text{mm}]; \frac{120}{10}[\text{mm}]; 100\right)$$

$\varphi_t \leq \min(5{,}71; 12; 100) = 5{,}71 \approx 6\text{mm}$ ———— $\varphi_t = 6\text{mm}$

Calcule des espacements:

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

La section des armatures transversales:

$$\frac{At}{b_0 \times s_t} \times \frac{fe}{\gamma s} \geq \frac{\tau_u \times (h/2) - 0{,}3K \times f_{tj}^{\,*}}{0{,}9 \times (\sin\alpha + \cos\alpha)}.$$

K=1 (fissuration est préjudiciable).

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

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

$$fe = 235MPa; \gamma_s = 1{,}15.$$

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

Calcul la valeur de l'effort tranchant Tu(h/2) par la méthode des triangles semblables.

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

Calcule la distance X

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

$$X = \frac{2{,}85}{2} + \frac{-135 + 5{,}33}{4{,}93 \times 2{,}85} = 1{,}71 \text{ m}$$

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

$$Tu = x - \frac{h}{2} = 1{,}71 - 0{,}1 = 1{,}61 \text{ m}$$

$$\text{Donc } Tu\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{10{,}89 \times (1{,}71 - 0{,}1)}{1{,}71} = 10{,}25 \text{ KN.}$$

$$Tu\left(\frac{h}{2}\right) = 10{,}25 \text{ KN}$$

$$\tau_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{10{,}25 \times 10^{-3}}{0{,}12 \times 0{,}18} = 0{,}47 \text{ KN}$$

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

D’après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{\left(0{,}47 - (0{,}3 \times 2{,}1)\right) \times 12 \times 1{,}15}{0{,}9 \times 235} = -1{,}04 \times 10^{-2} \text{ cm}$$

Pourcentage minimal des armatures transversales:

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

$$\frac{At \times fe}{b_0 \times s_t} \geq \max\left(\frac{0,59}{2}; 0,4\ Mpa\right) = 0,4 MPa$$

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

On prend max $\left(\frac{\mathrm{At}}{\mathrm{St}}\right)_{cal}$ et $\left(\frac{\mathrm{At}}{\mathrm{St}}\right)_{min}$

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

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

Le choix: $\begin{cases} 2\emptyset 6 = 0,57\ \mathrm{cm}^2 \\ s_t = 15\ \mathrm{cm} \end{cases}$

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

$s_t \leq \min 10\mathrm{cm}$

Zone courante: $s_t \leq 15\mathrm{cm}$

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

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis:

$T_{max} = 10,89\ \mathrm{KN}$

$M_{appui} = 2,47\ \mathrm{KN.m}$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{Z} = \frac{2,47}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 15.24\ \mathrm{KN} > T_u = 13,44\ \mathrm{KN}$$

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

Compression de la bille d'about:

La contrainte de compression dans la billette est :

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

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

On doit vérifier que:

$$\overline{\sigma_b} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\overline{\sigma_b} = \frac{2T}{\alpha \times b_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \alpha \geq \frac{2T \times \gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\alpha \geq \frac{2 \times 10,89 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,013\text{m} = 1,5\text{cm}$$

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

$\alpha = \min(36\text{ cm}; 16,2\text{ cm}) = 16,20\text{ cm} > 1,5\ cm$ ———— condition vérifiée.

Entrainement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence:

$$\tau_{u\,ser} = \frac{T}{0,9 \times d \times u \times n} \leq \overline{\tau_u} = \psi_s \times f_{t28}$$

$$\tau_{u\,ser} = \frac{10,89}{0,9 \times 18 \times \psi_s}$$

ψ_s: coffictent de seellement $\psi_s = 1,5$ pour H. A

T: effort tranchant maximale.

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

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

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{10,89 \times 10^3}{16,20 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,71\text{ MPa}$$

$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15$ MPa

$\tau_{ser} = 0,71\text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15\text{ MPa}$ ……………….. Condition vérifiée.

Encrage des armatures tendues:

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

$\tau_s = 0,6 \times {\psi_s}^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{MPa}$

La longueur de scellement doit : $L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \times \tau_s}$

$\emptyset$: Diamétre d'une barre égale 1.0 cm

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27\text{cm}$$

Cette longueur de telle sorte que:

Courber les armatures de telle sorte qui:

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

Vérification de la flèche:

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}\right) \Rightarrow \left(\frac{20}{285} = 0,070 > 0,0444\right)$$ ....condition.vérifiée.

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}}\right) \Rightarrow \left(\frac{20}{285} = 0,070 > \frac{3,46}{15 \times 7,65} = 0,030\right)$$ ....condition vérifiée

$$\left(\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e}\right) \Rightarrow \left(\frac{1,57}{12.18} = 0,007 < \frac{3,6}{400} = 0,009\right)$$ ....condition vérifiée

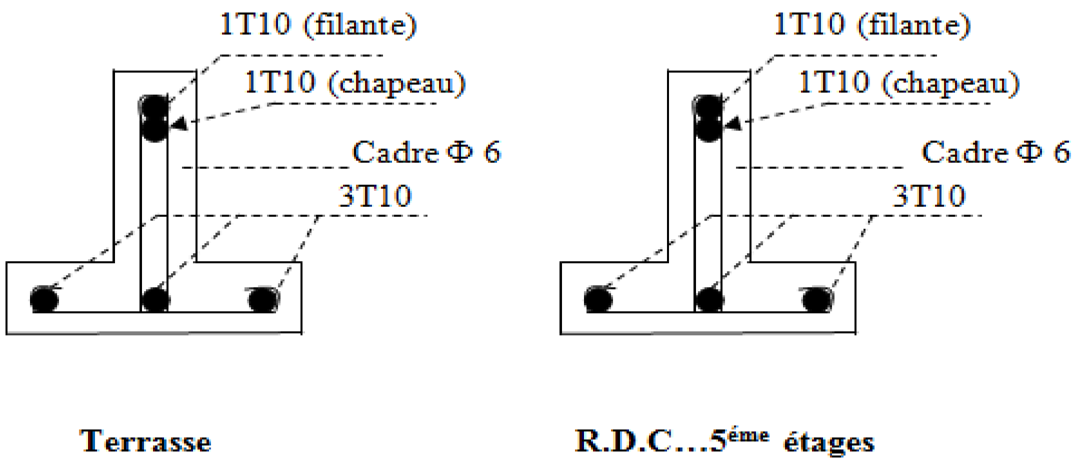


Figure III.12-Dessin de ferraillage des poutrelles

III.5-Calcul de ferraillage de la dalle de compression:

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

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

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

Section minimale des armatures

Perpendiculaire aux poutrelles :

$A_\perp \geq 200/fe$ (cm²/ml) si $l \leq 50$cm

$A_\perp \geq 4l/fe$ (cm²/ml) si 50cm $\leq l \leq$ 80cm

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

$$A_\perp \geq \frac{200}{f_e}\left(\frac{cm^2}{ml}\right) \text{si} \quad L \leq 50cm$$

$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}\left(\frac{cm^2}{ml}\right)$ si $50cm \leq L \leq 80$ avec écartement entre axe des nervures

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

L=0,65m ; f_e=215Mpa

$50cm \leq l = 65cm \leq 80cm$

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

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

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

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

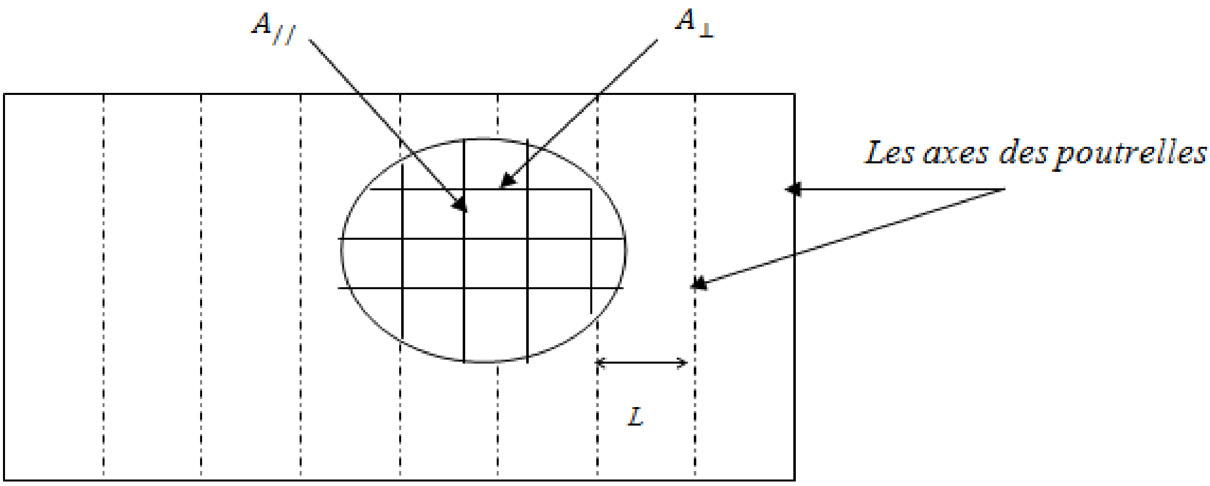


Figure III.13-Ferraillage de la dalle de compression

III.6-Etude de la dalle pleine (sous-sol):

III.6.1-Épaisseur minimale requise h_0 :

$$h_0 \geq \frac{l_x}{30} \qquad Si \qquad \alpha < 0.4$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{40} \qquad Si \qquad \alpha > 0.4$$

Avec : $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

Lx : la petite portée du panneau de dalle.

Ly : la grande portée du panneau de dalle.

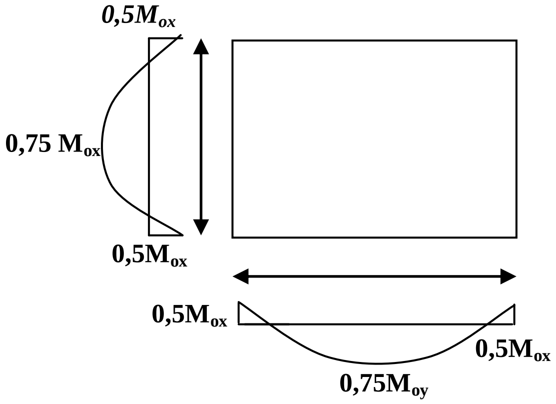


Figure III.14-panneau de dalle le plus sollicité

III.6.2-Panneau 1 : panneau intermédiaire :

$\alpha = \frac{285}{390} = 0.73$, lx= 285 cm $L_y = 390$ cm

Chargement :

Charge permanente :

G = 5,99 KN/m2

Charge d'exploitation :

Q = 2,5 KN/m2

Charge ultime :

Qu= $(1{,}35G + 1{,}5Q) = 11{,}83 KN/m$

Sollicitations :

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{285}{390} = 0.73 > 0{,}4$ la dalle travaille suivant les deux sens

$$\alpha = 0{,}73 : \begin{cases} \mu x = 0{,}0646 \\ \mu y = 0{,}4780 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$M_{0x} = \mu_x . q_u . L^2_x = 0{,}0646 \times 11{,}83 \times (2{,}85)2 = 6{,}21 KN.m$

$M_{0y} = \mu_y . M_{0x} = 0{,}4780 \times 6{,}21 = 2{,}97 KN.m$

Moments en travée et sur appuis :

$M_{tx} = 0{,}75. M_{ox} = 4{,}66 KN.m$

$M_{ty} = 0{,}75. M_{oy} = 2{,}23 KN.m$

$M_a = 0{,}5. M_{ox} = 3{,}11 KN.m$

III.6.3-Calcul de ferraillage :

a l'E.L.U :

Dalle sous-sol :

Pour une bande de 1m de largeur (b = 100 cm; d = 0,9 h = 0,9 x15 = 13,5 cm)

a)-Les armatures inférieures (en travée) :

Sens Lx :

$M_{tx} = 4{,}66$ KN. m.

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{4{,}66 \times 10^3}{14{,}17 \times (13{,}5)^2 \times 100} = 0{,}018 \prec 0{,}392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0{,}018 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0{,}991$$

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

$$Asx = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{4{,}66 \times 10^3}{0{,}991 \times 13{,}5 \times 348} = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Sens Ly :

$M_{ty} = 2{,}23$ KN. m

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{2{,}23 \times 10^{\ 3}}{14{,}17 \times (13{,}5)^2 \times 100} = 0{,}008 \prec 0{,}392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0{,}008 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0{,}996$$

$$Asy = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{2{,}23 \times 10^{\ 3}}{0{,}996 \times 13{,}5 \times 348} = 0{,}48 \text{cm}^2/\text{ml}.$$

b)- Les armatures supérieures (sur appuis):

- **Appui intermédiaire :**

$M_a = 3{,}11$ KN. m

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{3{,}11 \times 10^{\ 3}}{14{,}17 \times (13{,}5)^2 \times 100} = 0{,}012 \prec 0{,}392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0{,}021 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0{,}994$$

$$Aa\,rive = \frac{Ma}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{3{,}11 \times 10^{\ 3}}{0{,}994 \times 13{,}5 \times 348} = 0{,}66 \text{cm}^2/\text{ml}.$$

c)-Pourcentage minimal des armatures :

Sens Ly :

$A_{y\,min}$ (cm²/ml) = 8.h_0 (feE400)

$A_{y\,min}$ = 8 x 0,15 = 1,2 cm²/ml

Sens Lx :

$$A_{xmin} = A_{ymin} \times \frac{3-\alpha}{2} = 1{,}2 \times \frac{3-0.73}{2} = 1.36 cm^2/m$$

- **En travée :**

$A_{tx} = \max(A_{xmin}, A_{sx}) = \max(1{,}36\,;\ 1) = 1{,}36\ cm^2/ml$

$A_{ty} = \max(A_{y\,min}, A_{sy}) = \max(1{,}20\,;\ 0{,}48) = 1{,}20\ cm^2/ml$

- **Sur appui :**

$A_{a\,inter} = \max(A_{y\,min}, A_{a\,inter}) = \max(1{,}20\,;\ 0{,}66) = 1{,}20\ cm^2/ml$

Choix des aciers :

Diamètre :

$\phi \leq (h_0/10)$

D'où : $\phi \leq 150/10$

Et puis : $\phi \leq 15$ mm

d)-Espacement des armatures (fissuration peu préjudiciable)

Sens Lx : $\begin{cases} S_{tx} \leq \min(3h_0\,;\ 33\ cm) \\ S_{tx} \leq \min(3\times15\,;\ 33\ cm) \\ S_{tx} \leq 33\ cm \end{cases}$

Sens Ly : $\begin{cases} S_{ty} \leq \min(4.h_0\,;\ 45\ cm) \\ S_{ty} \leq \min(4\times15\,;\ 45\ cm) \\ S_{ty} \leq 45\ cm \end{cases}$

Le choix des aciers :

- **En travée :**

Sens Lx : $\begin{cases} A_{tx} = 1{,}36\ cm^2/ml \\ S_{tx} \leq 33\ cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 6T12\ P.m = 6{,}79\ cm^2/ml \\ St = 16cm \end{cases}$

Sens Ly: $\begin{cases} A_{ty} = 1{,}20\ cm^2/ml \\ S_{ty} \leq 45\ cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 6T12\ P.m = 6{,}79\ cm^2/ml \\ St_y = 16cm \end{cases}$

Sur appui :

- **Appui intermédiaire_ :**

$\begin{cases} A_{ainter} = 1{,}20\ cm^2/ml \\ S_{ainter} \leq 33\ cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 6T12\ P.m = 6{,}79\ cm^2/ml \\ St = 16cm \end{cases}$

e)-Nécessité de disposer des armatures transversales :

1) on suppose que la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur ;

2) l'épaisseur de la dalle est de 15 cm ;

3) on vérifier l'effort tranchant :

$$\alpha > 0{,}4 \rightarrow \begin{cases} V_x = Qu\dfrac{l_x}{2}\dfrac{1}{1+\dfrac{\alpha}{2}} = \left(\dfrac{11{,}83\times 2{,}85}{2}\right)\left(\dfrac{1}{1+\dfrac{0{,}73}{2}}\right) = 12{,}35KN \\ V_y = Qu\dfrac{l_x}{3} = \dfrac{11{,}83\times 2{,}85}{3} = 11{,}24KN \le 12{,}35KN \end{cases}$$

V_{max}= max (V_x ; Vy)

V_{max} = 12,35 KN

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} = \frac{12{,}35.10^3}{1000.135} = 0{,}09\ \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0{,}07.\frac{fc_{28}}{\delta_b} = 0{,}07.\frac{25}{1{,}5} = 1{,}17\ \text{Mpa}$$

τ_u =0,09≤ $\bar{\tau} = 1{,}17\ Mpa$ ....condition vérifiée.

De (1), (2) et (3) :

Pas de risque de cisaillement.

Les vérifications à L'E.L.S :

Chargement :

Charge permanente :

G = 5.99 KN/m^2

Charge d'exploitation :

Q = 2.5 KN/m^2

Charge service :

Qser = (G+Q) = 8.49 KN/m

Sollicitations :

$\alpha = \dfrac{l_x}{l_y} = \dfrac{285}{390}$ = 0.73> 0,4 la dalle travaille suivant les deux sens

$$\alpha = 0{,}73 : \begin{cases} \mu_x = 0.0646 \\ \mu_y = 0.4780 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$M_{0x} = \mu_x.q_u.L^2_x = 0{,}0646 \times 8{,}49 \times (2{,}85)2 = 4{,}45 KN.m$

$M_{0y} = \mu_y.M_{0x} = 0{,}4780 \times 4{,}45 = 2{,}12 KN.m$

Moments en travée et sur appuis :

$M_{tx} = 0{,}75.\ M_{ox} = 3{,}34 KN.m$

$M_{ty} = 0{,}75.\ M_{oy} = 1{,}52 KN.m$

$M_{a\ inter} = 0{,}5.\ M_{ox} = 2{,}23 KN.m$

Vérification des contraintes dans le béton :

Suivant L_x :

- **En travée :**

$Mt_x = 3{,}34 KN.m \quad ; A_t = 6{,}79 cm^2/mL \ ; \quad A' = 0$

Position de l'axe neutre (y) :

$Y = by2/2 + nAs'(y - d) - nAs(d - y) = 0$

On à :

$A_s' = 0$; et $n = 15$

D'ou :

$50y^2 + 15.6{,}79(y - 13{,}5) = 0$

Donc : $y = 4{,}32$ cm

Calcul du moment d'inertie :

$I = by3/3 + 15As\ (d - y)\ 2$

$I = 100.(4{,}32)3/3 + 15.6{,}79(13{,}5 - 4{,}32)^2$

$I = 11270{,}52\ cm4$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$\sigma_{bc} = K.y = (Mser/I).y$

$\sigma_{bc} = 3{,}34.103/11270{,}52.4{,}32 = 2{,}23\ Mpa$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma bc}$:

$\overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\ fc28 = 15 MPa$

Alors :

$\sigma_{bc} = 2{,}23\ Mpa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa$ ………………condition vérifiée

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

- **Sur appuis :**

$Ma = 3{,}89\ KN.m \quad Aa = 6{,}79 cm^2/ml \quad , A' = 0.$

Position de l'axe neutre (y) :

$Y = 4{,}32\ cm$

Moment d'inertie (I):

$I = 11270{,}52\ cm4$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

σ_{bc}=K..y= $(Mser/I).y$

$\sigma_{bc} = (3{,}34 \times 103/11270{,}52) \times 4{,}32 = 1{,}28\ Mpa$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma_{bc}}$:

$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\ fc28 = 15MPa$

σ_{bc}= 1,28Mpa<$\overline{\sigma_{bc}}$ =15MPa ………………condition vérifiée

Suivant L_y :

- **En travée :**

$Mt_y = 1{,}52\ KN.m \quad ; A_t = 6{,}79 cm^2/ml \quad ; A' = 0$

Position de l'axe neutre (y) :

$Y = by2/2 - nAs(d - y) = 0$

$y = 4{,}32\ cm$

Calcul du moment d'inertie :

$I = by3/3 + 15As\ (d - y)\ 2$

$I = 11270,52\ cm4$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

σ_{bc}= K..y= $(Mser/I).y$

$\sigma_{bc} = 1{,}52 \times (103/11270{,}52) \times 4{,}32 = 0{,}58\ Mpa$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma_{bc}}$:

$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\ fc28 = 15MPa$

Alors :

σ_{bc}= 0,58 Mpa<$\overline{\sigma_{bc}}$= 15MPa ………………condition vérifiée

Donc les armatures calculées conviennent.

III.6.4-Disposition du ferraillage :

Arrêt des barres :

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total :

Fe400 etfc28 = 25MPa.

Donc : L_s= 40 Φ = 40×1 = 40 cm.

Arrêt des barres sur appuis :

$L1 = \max(Ls\,;\ 0{,}2\,Lx) = \max(40cm\,;\ 57cm).$

$L1 = 86$ cm.

$L2 = \max(Ls\,;\ L1/2) = \max(40cm\,;\ 28{,}5cm)$

$L2 = 28{,}5$ cm.

Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis. à raison d'un sur deux .Dans le cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieurs au Lx /10 de la portée.

$Lx\,/10 = 285/10 = 28{,}5$ cm

Armatures finales :

Suivant L_x : $At = 6{,}79\ cm^2/ml$ soit 6T12 /mL avec $St = 16cm$

Suivant L_y : $At = 6{,}79\ cm^2/ml$ soit 6T12 /mL avec $St = 16cm$

A_{ainter}= $6{,}79\ cm^2/ml$ soit 6T12 /mL avec $St = 16$

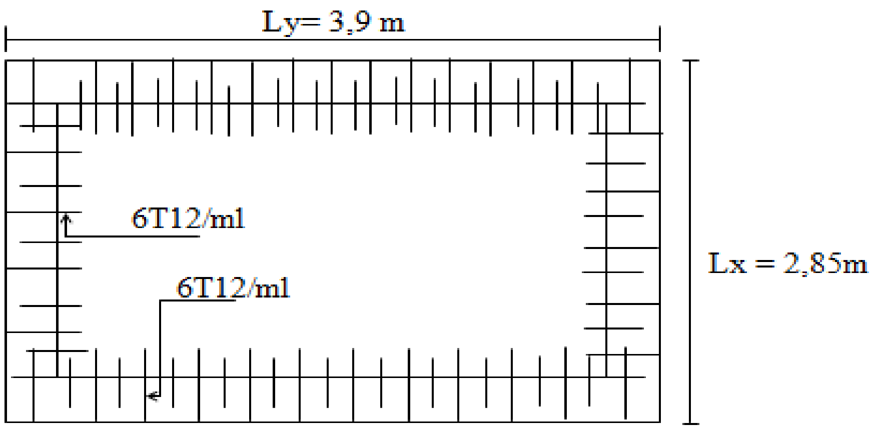


Figure III.15-Dessin Ferraillage Supérieur du panneau de la dalle pleine.

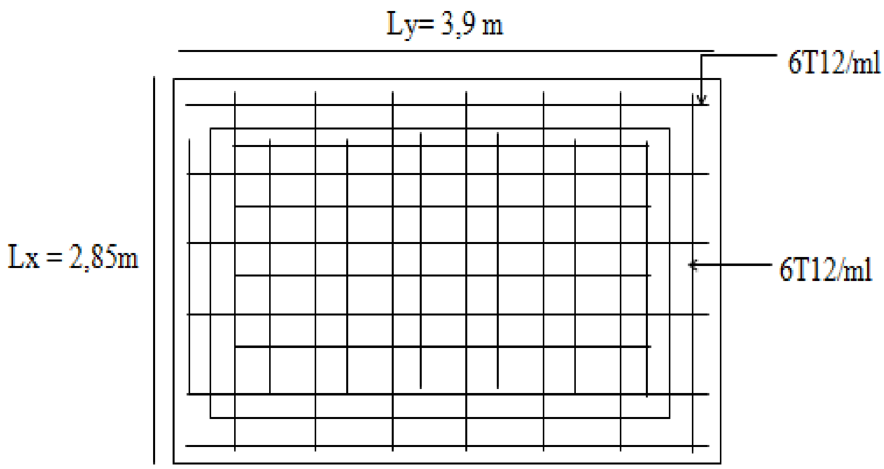


Figure III.16-Dessin Ferraillage inferieur du panneau de la dalle pleine**.**