

III-Calcul des éléments secondaires :

III-1- L'acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale.

$F = \max (F_p, F_q)$ avec :

$F_p = 4AC_p W_p$ (RPA 99 version 2003 page(43)).

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

F_q : la poussée horizontale $F_q = 100\text{kg/ml}$.

Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée.

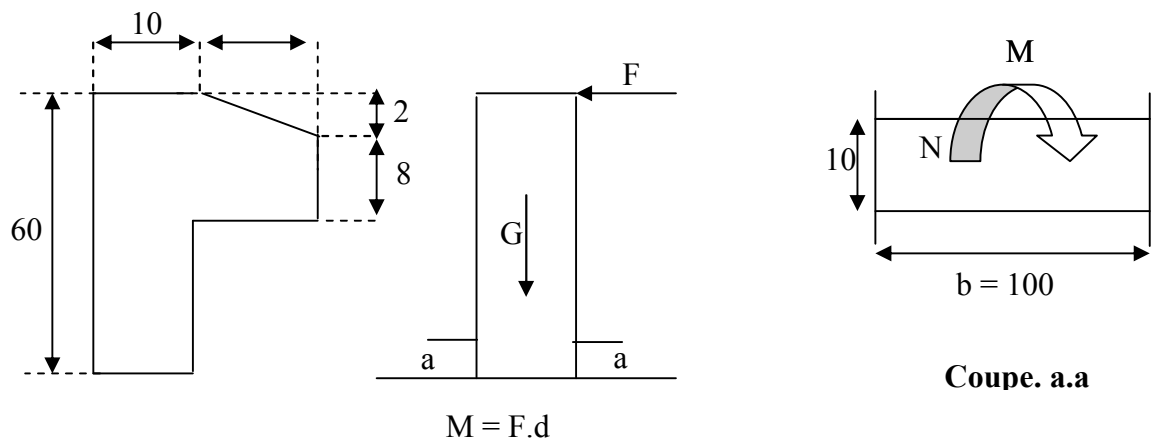


Figure III-1-Dimension de l'acrotère

III-1-1 Calcul des sollicitations :

- Poids propre : $W_p = 2.3170\text{KN/ml}$
- La surcharge d'exploitation : $Q = \max (F_p, F_q)$.

$F_q = 1\text{KN/ml}$: poussée de la main courante.

$F_p = 4AC_p W_p$: la force sismique.

$A=0.15, C_p=0.8$ (RPA 99 page 43) $\Rightarrow F_p=111.21\text{Kg/ml}$.

$Q=\max (100 ; 111.21) \Rightarrow Q=1.112\text{KN/ml}$.

a) Moments et efforts normaux :

➤ Calcul à ELU : $N_u = 1.35 \times W_p$
 $M_u = 1.5 \times F_p \times h$

➤ Calcul à ELS : $N_{ser} = W_p$
 $M_{ser} = F_p \times h$

ETAT	N(KN)	M(KN)
ELU	3.128	1.008
ELS	2.317	0.67

Tableau III-1-Sollicitation d'acrotère.

III-1-2 Ferrailages:**a) Calcul d'excentricité :**

$$M_u = N_u \cdot e_u \Rightarrow e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{100.08}{312.8} = 0.320m.$$

$$M_{ser} = N_{ser} \cdot e_{ser} \Rightarrow e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{67}{231.7} = 0.289m.$$

$$e_0 = h/6 = 0.017m$$

$(e_u, e_{ser}) > e_0 \Rightarrow$ le centre de pression se trouve de la zone l'extrémité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression.

Donc la section est partiellement comprimée.

Tout le problème de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée se ramène à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif $M_{au} = N_u \times e_a$ avec (e_a) la distance entre le point d'application du centre de pression (c) et le centre de gravité des armatures tendues.

$$e_a = e_u + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.36m.$$

On obtient une section fictive d'acier A_{lu} puis on déduit la section d'acier tendue de flexion composée :

$$A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100 \sigma_s} \left[cm^2 \right]$$

$$M_{ua} = N_u \times e_a = 3.128 \times 0.36 = 1.126 \text{ KN.M}$$

Moment réduit fictif :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1126}{100 \times 9^2 \times 14.17} = 0.0098$$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{ser}} = 1.49$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \cdot \gamma \theta + \frac{49 f_c 28}{\theta} - 3050 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.3340$$

$$\mu_{bu} = 0.0098 < \mu_{lu} = 0.3340 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée).}$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.012$$

$$Z = (1 - 0.4 \alpha_u) d = (1 - 0.4 \times 0.012) \times 0.9 \times 10 = 8.95 \text{ cm.}$$

$$A_{u1} = \frac{0.8 \times \alpha_u \times b \times d \times f_{bu} \times \sigma_s}{f_e} = 0.35 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_u = 0.35 - \frac{3128}{100 \times 348} = 0.26 \text{ [cm}^2\text{]}$$

b) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \frac{d \cdot b \cdot f_{tj}}{f_e} = 1.086 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Alors on prend } A = A_{\min} \text{ Soit } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

c) Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A_{rep} : 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

III-1-3 Vérification à l'E.L.S CBA93 :

Etat limite de compression du béton :

Position de l'axe neutre ($A'=0$)

$$by^2 + 30 Ay - 30 dA = 0 \Rightarrow 100y^2 + 30 \times 2.01y - 30 \times 9 \times 2.01 = 0 \Rightarrow y = 2.048 \text{ cm.}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b}{3} y_l^3 + 15 [A(d - y_l)^2] = \frac{100}{3} (2.048)^3 + 15 [2.01(9 - 2.048)^2] \Rightarrow I = 1743.49 \text{ cm}^4.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 0.384 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

a) État limite d'ouverture des fissures :

(Fissuration préjudiciable)

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) = 40.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

III-1-4 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$V_u = 1.5Q = 1.5Fp = 1.668 \text{ kN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{1.668 \times 1000}{1000 \times 90} = 0.018 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{ok}$$

III-1-5 Dessin de ferrailage :

L'action sismique est renversable, donc on dispose le même ferrailage pour les deux faces (extérieure et intérieure).

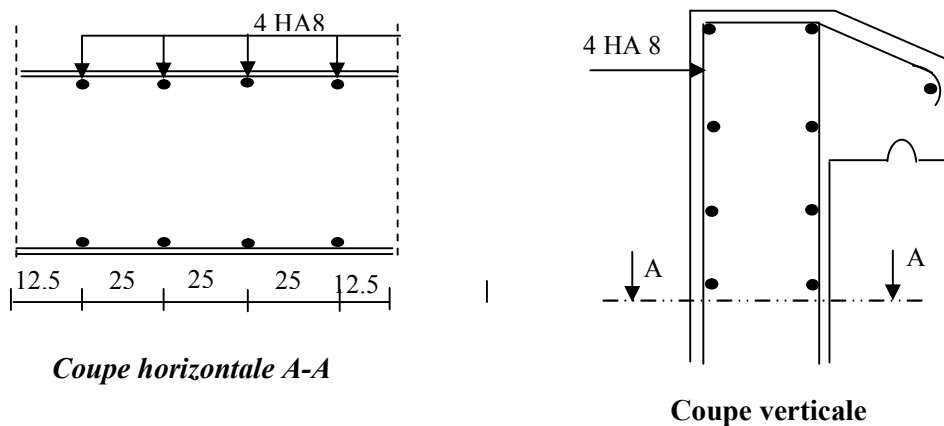


Figure III-2- Schéma de ferrailage de l'acrotère

III-2- Les balcons :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est calculé comme un consol ferrailé en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q.

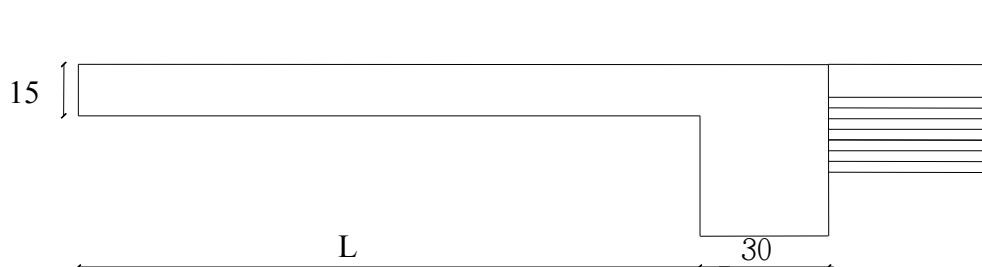


Figure III-3- Présentation du balcon.

III-2-1-Type I :

a) évaluation des charges :

Poids propre : $G = 5.39 \text{ KN/ml}$.

Force concentrée due aux poids de mur ($h=1.1$) : $P = 1.1 \times 1.8 = 1.98 \text{ KN}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 3.50 \text{ Kg/ml}$.

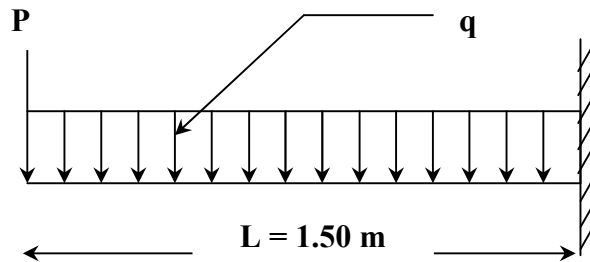


Figure III-4-Schéma de du balcon Type I .

b) Calcul des moments :

➤ Combinaison des charges :

à L' E.L.U :

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

$$P_u = 1,35 P$$

à L' E.L.S :

$$q_s = G + Q$$

$$P_s = P$$

Le moment ultime à l'encastrement M_u pour une bande de 1 m est de : $M_u = P_u L + \frac{q_u L^2}{2}$

Le moment service à l'encastrement M_s est de : $M_s = P_s L + \frac{q_s L^2}{2}$

c) Tableau de résultats :

P_u	$P_s \text{ (Kn)}$	$q_u \text{ (Kn)}$	$q_s \text{ (Kn.m)}$	$M_u \text{ (Kn.m)}$	$M_s \text{ (Kn.m)}$	$V_u \text{ (Kn.m)}$
2.67	1.98	12.52	8.89	18.09	12.97	7.23

Tableau III-2-sollicitation du balcon

d) Ferrailage à l'E.L.U :

Le balcon étant exposée aux différentes intempéries donc la fissuration considérer comme préjudiciable.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{18.09 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.17} = 0.07$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{18.09}{12.97} = 1.39$$

$$10^4 \mu_{lu} = \left(3440 \gamma \theta + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \right) \Rightarrow \mu_{lu} = 0.289$$

$$\mu_{bu} = 0.109 < \mu_{lu} = 0.289 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimé } A' = 0).$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.09$$

$$A_u = \frac{0.8 \alpha_u b d f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = 3.81 \text{ cm}^2$$

e) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{ij}}{f_e} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{\text{rel}} = \max \{ A_u, A_{\min} \} = 3.81 \text{ cm}^2 .$$

La section d'acier adoptée est : **A_s = 4HA12 = 4.52 cm²**

f) Vérification à l'E.L.S :

Le calcul se fait selon les règles « CBA934 » et « BAEL91 », la fissuration est considérée comme préjudiciable.

❖ Position de l'axe neutre (A'=0)

$$b y_1^2 + 30 A y - 30 d A = 0 \Rightarrow 100 y_1^2 + 30 \times 4.52 y - 30 \times 13 \times 4.52 = 0 \Rightarrow y_1 = 4.93 \text{ cm}.$$

❖ Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 [A (d - y_1)^2] = \frac{100}{3} (4.93)^3 + 15 [4.52 (13 - 4.93)^2] \Rightarrow I = 8409.57 \text{ cm}^4.$$

g) Vérification des contraintes :

▪ Contrainte maximale de compression de béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 7.60 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{ok})$$

▪ Contrainte maximum d'acier tendue :

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 186.69 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

h) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{réel}}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ La section adoptée est : } A_r = 6HA8 = 3.02 \text{ cm}^2$$

i) Espacement minimal :

- Charge concentrée ;
- Fissuration préjudiciable ;
- $h_0 = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$;
- $\phi = 10 \text{ mm} > 6 \text{ mm}$;

$$\Rightarrow (S_{tx}, S_{ty}) \leq \text{Min} \{2 h_0 = 30 \text{ cm}, 25 \text{ cm}\} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

j) vérification au cisaillement (C.B.A.93 Art A-5-1-2-1-1 page 39) :

Fissuration préjudiciable τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \text{ Avec : } V_u = q L + p = 7.23 \text{ N} \quad \Rightarrow \tau_u = 0.008 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = 0.008 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

k) Vérification de flèche:

Les règles **C.B.A 93** stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

$$\begin{aligned}
 * \quad \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{1.5} = 0.1 > 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{Vérifié.} \\
 * \quad \frac{h}{L} &\geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{0.15}{1.5} = 0.1 \leq 0.0192 \quad \dots\dots\dots \text{Vérifié.} \\
 * \quad \frac{A}{b_0 d} &\leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.003 \leq \frac{4.2}{400} = 0.015 \quad \dots\dots \text{Vérifié.}
 \end{aligned}$$

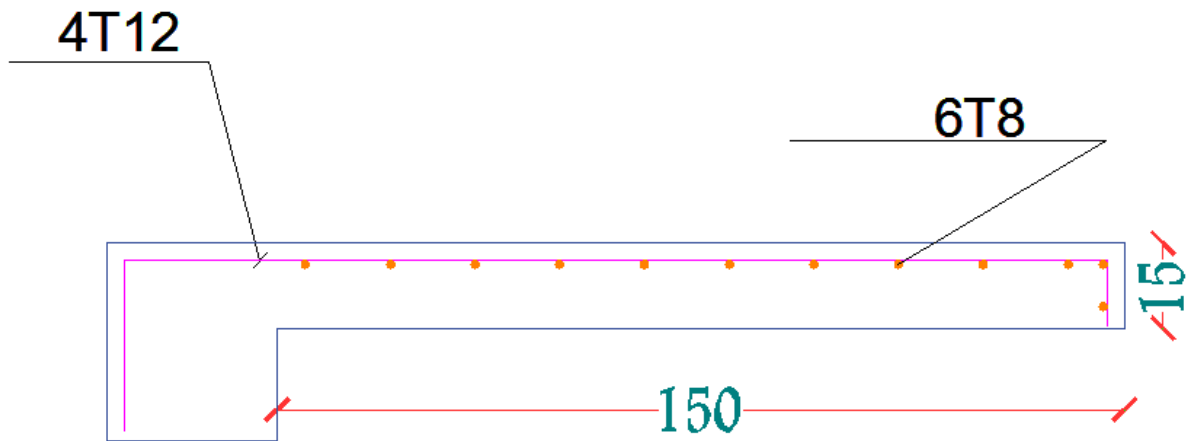
l) Schéma de ferrailage :

Figure III-5-Schéma de ferrailage.

III-2-2 Type II :

- évaluation des charges :

Poids propre : $G = 5.39 \text{ KN/ml}$.

Force concentrée due aux poids de mur ($h=1.1$) : $P = 1.1 \times 1.8 = 1.98 \text{ KN}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 3.50 \text{ Kg/ml}$.

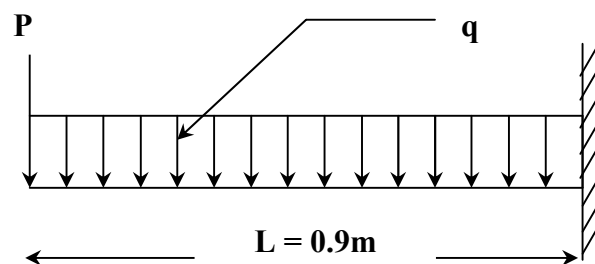


Figure III-6-Schéma de du balcon Type II.

- Calcul des moments :

Combinaison des charges :

à L' E.L.U :

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

$$P_u = 1,35 P$$

à L' E.L.S :

$$q_s = G + Q$$

$$P_s = P$$

Le moment ultime à l'encastrement M_u pour une bande de 1 m est de : $M_u = P_u L + \frac{q_u L^2}{2}$

Le moment service à l'encastrement M_s est de : $M_s = P_s L + \frac{q_s L^2}{2}$

Tableau de résultats :

P_u	P_s (Kn)	q_u (Kn)	q_s (Kn.m)	M_u (Kn.m)	M_s (Kn.m)	V_u (Kn.m)
2.67	1.98	12.53	8.89	7.48	5.38	5.13

Tableau III-3-sollicitation du balcon.

➤ **Ferraillage à l'E.L.U :**

Le balcon étant exposée aux différentes intempéries donc la fissuration considérer comme préjudiciable.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.48 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.17} = 0.031$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7.48}{5.38} = 1.39$$

$$10^4 \mu_{lu} = \left(3440 \gamma \theta + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \right) \Rightarrow \mu_{lu} = 0.289$$

$$\mu_{bu} = 0.051 < \mu_{lu} = 0.289 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimé } A' = 0).$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.039$$

$$A_u = \frac{0.8 \alpha_u b d f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = 1.65 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{tj}}{f_e} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{\text{réel}} = \max \{ A_u, A_{\min} \} = 1.65 \text{ cm}^2 .$$

La section d'acier adoptée est : $A_s = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

Le calcul se fait selon les règles « CBA934 » et « BAEL91 », la fissuration est considérée comme préjudiciable.

-Position de l'axe neutre ($A'=0$)

$$b y_1^2 + 30 A_y - 30 d A = 0 \quad \Leftrightarrow 100 y_1^2 + 30 \times 3.14 y - 30 \times 13 \times 3.14 = 0 \quad \Rightarrow$$

$$y_1 = 3.05 \text{ cm}.$$

-Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 [A(d - y_1)^2] = \frac{100}{3} (3.05)^3 + 15 [3.14 (13 - 3.05)^2] \quad \Rightarrow I = 5608.76 \text{ cm}^4.$$

Vérification des contraintes :

➤ **Contrainte maximale de compression de béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 2.92 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

➤ **Contrainte maximum d'acier tendue :**

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 143.16 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{vérifié})$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{\text{réel}}}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 \text{ La section adoptée est : } A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement minimal :**

- Charge concentrée ;
- Fissuration préjudiciable ;
- $h_0 = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$;
- $\varphi = 10 \text{ mm} > 6 \text{ mm}$;

$$\Rightarrow (S_{tx}, S_{ty}) \leq \text{Min} \{2 h_0 = 30 \text{ cm}, 25 \text{ cm}\} \quad S_t = 15 \text{ cm}.$$

III-3-5 vérification au cisaillement (C.B.A.93 Art A-5-1-2-1-1 page 39) :

Fissuration préjudiciable τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \right.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } V_u = q L + p = 5.13 \text{ N} \quad \Rightarrow \tau_u = 0.004 \text{ MP a}.$$

$$\text{D'où : } \tau_u = 0.004 \text{ MP a} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MP a} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

➤ **Vérification de flèche:**

Les règles **C.B.A 93** stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

$$\begin{aligned} * \quad & \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{0.15}{1.5} = 0.166 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{Vérifié.} \\ * \quad & \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad \frac{0.15}{1.5} = 0.1 > 0.0253 \dots \dots \dots \text{Vérifié.} \\ * \quad & \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e} ; \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{4.2}{400} = 0.015 \dots \dots \dots \text{vérifié.} \end{aligned}$$

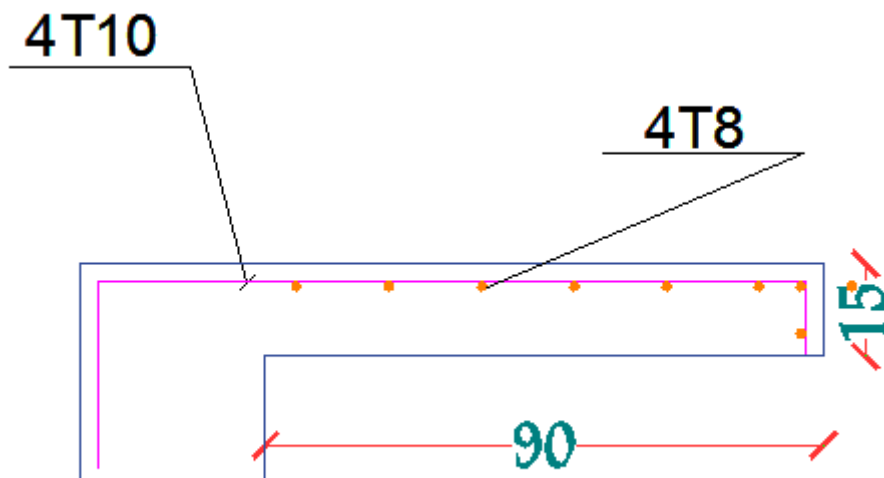
➤ **Schéma de ferrailage :**

Figure III-7-Schéma de ferrailage.

III- 3 Les planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux plan qui permettent la séparation entre deux niveaux successifs et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

On a deux types des planchers : - Plancher en corps creux
- Plancher en dalle pleine.

III-3-1- Les méthodes utilisées:**A) Méthode forfaitaire:**

- ♦ $Q \leq \max \{ 2G, 5 \text{ KN/m}^2 \}$ Vérifié.
- ♦ Les moments d'inertie constante.....Vérifiée.
- ♦ $0.8 \leq \frac{4.75}{3.45} = 1.37 \leq 1.25$ Non vérifié.
- ♦ Les fissurations sont considérées comme peu préjudiciablesvérifié.

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaisante, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de A. CAQUOT).

Soit :

1) M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée rtée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges ;

2) M_w et M_e : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite, et M_t le montant maximal en travée qui sont pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

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

B) Méthode de Caquot :**B-1) Domaine d'application :**

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles, c'est-à-dire pour des charges d'exploitation élevées : $q > 2g$ ou $q > 5 \text{ KN/m}^2$.

Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions de la méthode

Forfaitaire n'est pas validée (Inerties variables ; diérèse de longueur entre les portées supérieure à 25% ; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable). Dans ce cas, il faut appliquer la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre $g' = 2/3g$ pour le calcul des moments sur appui.

B-2) Principe de la méthode:

La méthode proposée par Albert Caquot tient compte :

- de la variation du moment d'inertie due aux variations de la largeur de la table de compression, en réduisant légèrement les moments sur appui et en augmentant proportionnellement ceux en travée.
- de l'amortissement de l'effet des chargements des poutres en BA, en ne considérant que les travées voisines de l'appui pour déterminer le moment sur appui.

Soit l'appui numéro i d'une poutre continue, entouré par les deux travées ouest (w) et est (e) de longueurs respectives L_w et L_e ; ces travées supportent :

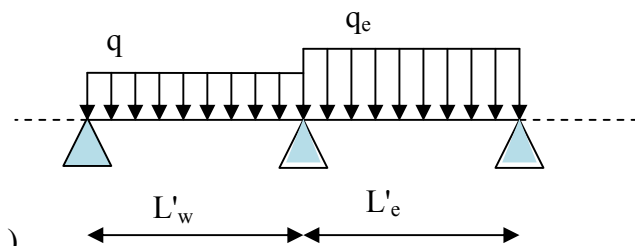
a) Moments sur appuis

On calcule les quantités suivantes :

La longueur réduite de chaque travée L' :

- $L' = L$ pour les deux travées de rive,
- $L' = 0.8 L$ pour les travées intermédiaires
- Le moment sur l'appui (calculé ici en valeur absolue)

$$M_a = - \frac{P_w l'^3_w + P_e l'^3_e}{8.5(l'_w + l'_e)}$$



M_a : du aux charges réparties sur les deux travées ;

Avec la convention de signe utilisée, le moment sur appui est évidemment négatif et la valeur algébrique.

$$M_{iso} = \frac{ql^2}{8}$$

b) Moment de flexion maximal en travée :

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme x

$$\text{L'abscisse à de l'appui gauche (w): } X_{MT} (m) = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{pl}$$

$$\text{Le moment maximal en travée: } M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2} + M_w(1 - \frac{x}{l}) + M_e \frac{x}{l}$$

c) Efforts tranchants :

Soit:

M_w moment sur l'appui gauche et M_e moment sur l'appui droit.

Les efforts tranchants d'appui (V_w sur l'appui gauche et V_e sur l'appui droit) sont calculés par la méthode générale suivant:

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

$$V_e = V_w + qL$$

Evaluation des charges :**Plancher terrasse :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.05 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 4.41 \text{ kN/ml.}$$

Plancher étage courant :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 4.51 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 6.23 \text{ kN/ml.}$$

Plancher	G(kN/m ²)	Q (kN/m ²)	$q_u = 0.65(1.35G + 1.5Q)$	$q_s = 0.65(G + Q)$
Terrasse	5.79	1	6.05	4.41
Courant	5.44	1.5	4.51	6.23

Tableau III-4-Evaluation des charges.

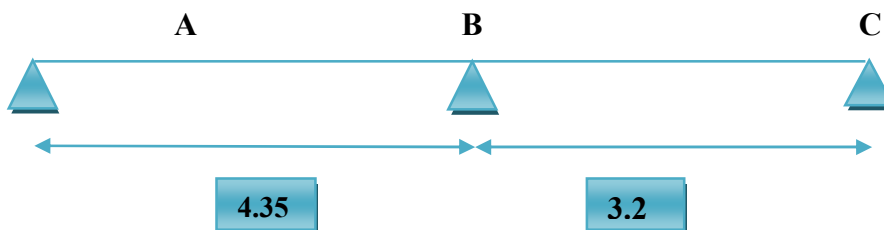
➤ Calcul des sollicitations :**a) Plancher terrasse :****Types des plancher :****Type I:****Type II :**

Tableau du calcul des moments et les efforts tranchants :

Type I:

	Travée	Mw(Kn.m)	Me(Kn.m)	Mt (Kn.m)	Vw (Kn)	Ve (Kn)
ELU	A-B	0	15.89	9.69	-10.83	17.6
	B-C	15.89	0	10.03	-17.71	11.02
	C-D	0	12.87	3.71	-6.7	14.17
	D-E	12.87	0	11.22	-17.07	11.66
ELS	A-B	0	16.36	9.97	-11.16	18.12
	B-C	16.36	0	10.31	-18.23	11.36
	C-D	13.25	0	3.82	-6.9	14.27
	D-E	0	13.25	14.6	-18.64	11.58

Tableau III-5-sollicitation du plancher.

Type II :

	Travée	Mw(Kn.m)	Me(Kn.m)	Mt(Kn.m)	Vw (Kn)	Ve (Kn)
ELU	A-B	0	10.84	9.39	-10.66	15.66
	B-C	10.84	0	3.28	-13.07	6.29
ELS	A-B	0	11.17	9.68	-10.98	16.12
	B-C	11.17	0	3.37	-13.46	6.47

Tableau III-6-sollicitation du plancher.

♦ **Ferrailage:****Plancher terrasse:**• **Sur appui :**

Les moments de calcul :

$$\text{E.L.U : } M_a = 15.89 \text{ KN.m} \quad \text{E.L.S : } M_a = 16.36 \text{ KN.m}$$

▪ **Ferrailage à E.L.U**

D'après le diagramme de ferrailage on a :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.89 \times 10^3}{10 \times 18^2 \times 14.17} = 0.053$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 0.98$$

$$\mu_{lu} = 0.155$$

$$\mu_{lu} > \mu_{bu} \Rightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.068$$

$$A_u = \frac{0.8\alpha_u \times b \times d \times f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = 2.59 \text{ cm}$$

➤ **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_u > A_{\min}$$

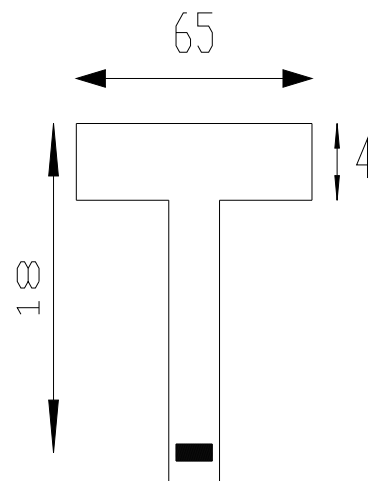
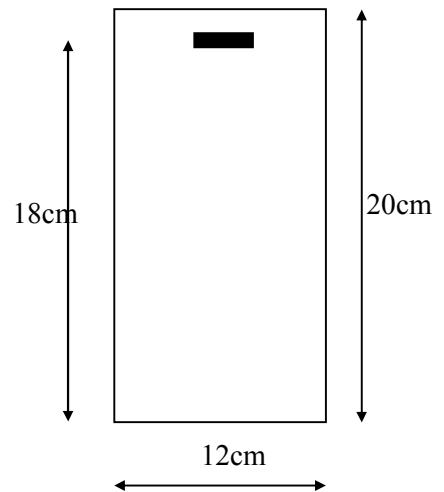
$$A_s = \max \{ A_{\min}, A_u \} = \max \{ 1.41 ; 2.59 \} = 2.59 \text{ cm}^2$$

On prend : 1HA12+1HA14 Donc : $A_{réelle} = 2.67 \text{ cm}^2$ **En travée:**

$$\text{ELU: } M_{t \text{ Max}} = 10.03 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } M_{t \text{ Max}} = 10.31 \text{ KN/ml}$$

⇒ Section rectangulaire largeur (b=65cm)



$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.31 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.17} = 0.035$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 0.97$$

$$\mu_{lu} = 0.15$$

$$\mu_{lu} > \mu_{bu} \Rightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.045$$

$$A_u = \frac{0.8\alpha_u \times b \times d \times f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = 1.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_u > A_{\min}$$

$$A \text{ (choisi)} = 3 \text{ HA10}, A(\text{réel}) = 2.36 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l \right\}$$

L'espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min \{ 0.9 d, 40 \text{ cm} \}$$

Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Type	Mt max (kn.m)	Ma max (kn.m)	A travée (cm ²)	A appui (cm)	A min (CNF) (cm ²)	A appui adopté (cm ²)	A travée adopté (cm ²)	Øt	St (cm)
I	10.31	15.89	1.71	2.59	1.41	1HA14 + 1HA12	3HA10	2Ø8	15

Tableau III-7- ferrailage des nervures.

♦ **Vérification à L'ELS " $\sigma_s; \sigma_{bc}$ "**

Plancher terrasse :

Sur appui:

- **Position de l'axe neutre ($A' = 0$)**

$$b \cdot y_1^2 + 30(A + A') y_1 - 30(d \cdot A + d' \cdot A') = 0$$

$$65y_1^2 + 30(2.67)y_1 - 30 \times 18 \times 2.67 = 0$$

$$65y_1^2 + 80.1y_1 - 1441.8 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 617.48$$

$$\text{Alors : } y_1 = \frac{-80.1 + \sqrt{\Delta}}{130} = 4.13 \geq 0$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \left[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2 \right] \Rightarrow I = 9230.99 \text{ cm}^4$$

- Contraintes maximale de compression de béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = 7.32 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 7.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- Contraintes maximale de traction des aciers $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = \frac{15 \times 16.36 \times 10^3}{9230.99} \times (18 - 4.13) \Rightarrow \sigma_s = 368.72 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}.$$

➤ Sur Travée :

- Position de l'axe neutre ($A' = 0$)

$$b \cdot y_1^2 + 30(A + A') y_1 - 30(d \cdot A + d' \cdot A') = 0 \Rightarrow y_1 = 4.13 \text{ cm} > 0 \dots \dots \dots \text{OK}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \left[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2 \right] \Rightarrow I = 9230.99 \text{ cm}^4$$

- Contraintes maximale de compression de béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = \frac{10.03 \times 10^3}{9230.99} \times 4.13 = 4.48 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- Contraintes maximale de traction des aciers $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = 226.05 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 226.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifié Ju}$$

stification vis-à-vis de sollicitation tangente (E.L.U) :

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente

$$\tau_u \text{ prise conventionnellement égale à : } \tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \text{ [MPa]}$$

Avec :

- T_u : effort tranchant à l'état limite ultime [N] ;
- b_0 : largeur de l'âme [mm] ;
- d : hauteur utile de la poutre [mm] ;

La contrainte τ_u doit être en plus égale à la plus pas des deux valeurs : $\left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ et } 5 \text{ MPa} \right\}$

- Calcul de l'effort tranchant

$$T_u = 17.6 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{17.6 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc :vérifié.

Tableau récapitulatif des vérifications :

TYPE	σ_{bcMax}	σ_{sMax}	τ_{uMax}	vérifications
(1) :appui	7.32	368.72	0.81	OK
(2) :travée	4.48	226.05	-	OK

Tableau III-8-: Vérification à L'ELS.

➤ **Vérification de flèche:**

Les règles **C.B.A 93** stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \Rightarrow \frac{20}{395} = 0.05 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; \Rightarrow \frac{20}{395} = 0.05 \leq \frac{10.23}{10 \times 5.46} = 0.188 \dots\dots\dots \text{non vérifié.}$$

$$* \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e} ; \Rightarrow \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011 \geq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

➤ **Calcul de la flèche :**

* Flèche admissible : $f_{admi} = \frac{l}{500}$ (L = 3.95 m < 5m).

* Flèche due aux charges permanentes : f_{gv} (mm).

* Flèche due aux charges totales : f_{gp} (mm).

* Flèche totale : Δf_{im} (mm).

➤ **calcul les contraintes fictives :**

* g : poids propre : 5.79 kN/m²

* p : poids total : p=g+q=5.79 +1=6.79kN/m²

* j : poids propre- poids des cloisons j=5.44kN/m²

$$g = 5.79 \text{ l} \times 0.65 = 3.76 \text{ KN/ml}$$

$$j = 5.44 \times 0.65 = 3.54 \text{ KN/ml}$$

$$p = (5.79 + 1) \times 0.65 = 4.41 \text{ KN/ml}$$

Les moments: $M_g = g \frac{L^2}{8} = 7.33 \text{ KN.m}$

$$M_j = j \frac{L^2}{8} = 6.9 \text{ KN.m}$$

$$M_p = p \frac{L^2}{8} = 8.6 \text{ KN.m}$$

- Position de l'axe neutre ($A' = 0$)

$$b \cdot y^2 - 30A y - 30(d \cdot A) = 0 \Rightarrow y = 4.13 \text{ cm}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y)^2] \Rightarrow I = 9230.99 \text{ cm}^4$$

Calcul l'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b \cdot y_1^3}{12} + 15 \cdot \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 \right]$$

$$I_0 = 43499.37 \text{ cm}^2$$

Les contraintes fictive:

$$\sigma_{s(g)} = \frac{15M_g(d - y)}{I_x} = 165.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s(j)} = \frac{15M_j(d - y)}{I_x} = 155.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s(p)} = \frac{15M_p(d - y)}{I_x} = 193.82 \text{ MPa}$$

On à :

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = 0.01$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\lambda_i = 4.2$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} (4.2)$$

$$\lambda_v = 1.68$$

$$\mu = \max(0; 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}})$$

$$\mu_g = 0.58$$

$$\mu_J = 0.55$$

$$\mu_p = 0.62$$

Les moments d'inerties fictives :

$$I_{fi} = \frac{1 + \lambda_i I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1 + \lambda_v I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$I_{fi}(g) = 13925.87; \quad I_{fv}(g) = 24869.7 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}(j) = 14455.98 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{fi}(p) = 13276.72 \text{ cm}^4$$

La flèche : $\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) < f_{adm}$

$$f_{gv} = \frac{M_g L^2}{10 E_V I_{fv}} \quad ; \quad f_{gi} = \frac{M_g L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j L^2}{10 E_i I_{fi}} \quad ; \quad f_{pi} = \frac{M_p L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$E_i = 32164.195 \text{ MPa} ; \quad E_v = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$f_{gv} = 0.42 \text{ cm};$$

$$f_{ji} = 0.25 \text{ cm};$$

$$f_{pi} = 0.31 \text{ cm};$$

$$f_{gi} = 0.25 \text{ cm};$$

$$\Delta f = (0.42 - 0.23) + (0.31 - 0.25) = 0.25 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{395}{500} = 0.79 \text{ cm} \quad \text{Alors la flèche vérifiée.....}$$

Dessin de ferrailage :

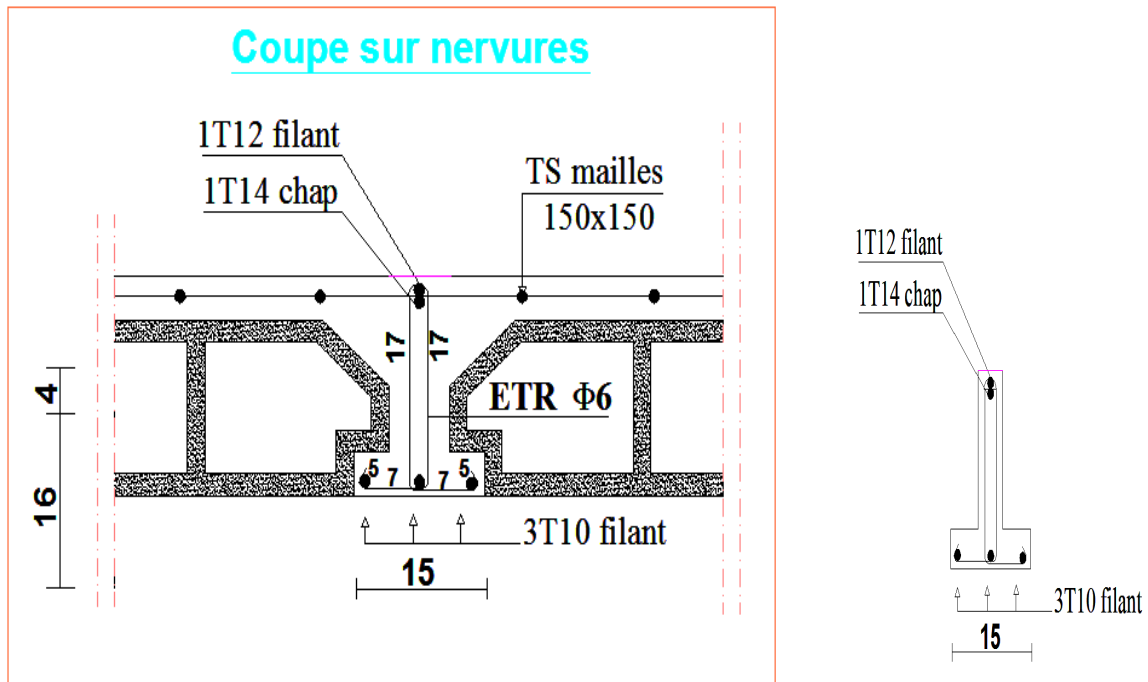


Figure III-8-Schéma de ferrailage de nervure

III-4- Les escaliers :

Exemple de calcul :

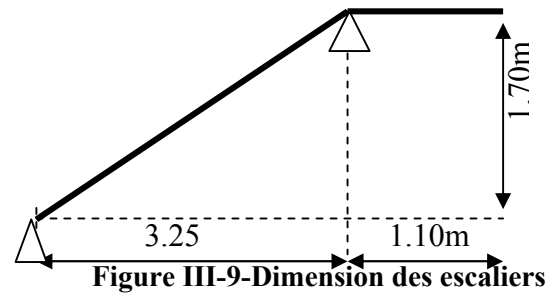


Figure III-9-Dimension des escaliers

Calcul des moments max et efforts tranchants max :

III-4-1 Evaluation des charges :

	G (Kn/m)	Q (Kn/m)	$q_u =$ (1.35G+1.5Q)	$q_s = (G+Q)$	P
Paillasse	7.31	2.5	13.61	9.81	0
Palier	4.99	2.5	10.48	7.49	5.35

Tableau I-9- évaluation des charges.

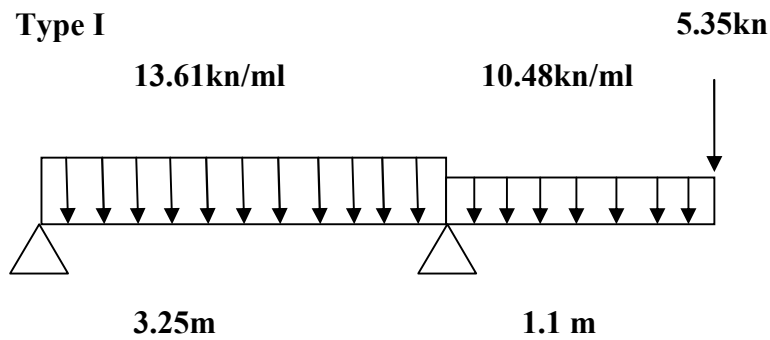


Figure III-10-Schéma d'escalier a E.L.U

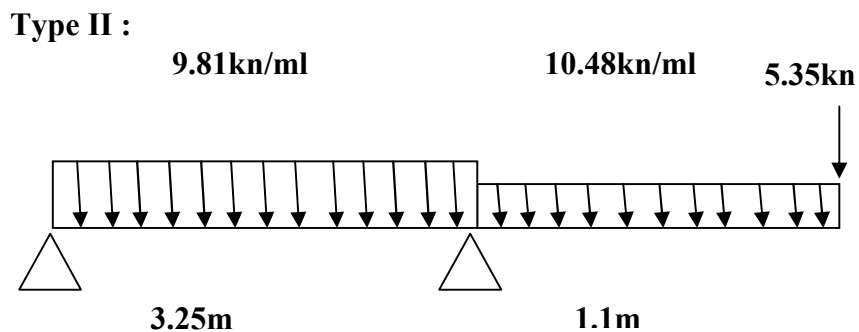


Figure III-11-Schéma d'escalier a E.L.S

III-4-2- Calcul des moments max et effort tranchant :

Par les formules de la R.D.M :

$$V_A = -V_B = \frac{qL}{2}$$

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

❖ **Moment de calcul :**

LES ESCALIER	ELU					
	R _A	R _B	M _a (Kn.m)	M _t (Kn.m)	Tmax (KN)	M ₀
	16.23	45.05	12.23	9.67	16.87	18.7
	ELS					
	R _A	R _B	M _a (Kn.m)	M _t (Kn.m)	Tmax (Kn)	M ₀
	11.09	34.38	10.42	6.25	20.81	12.95

Tableau III-10-Sollicitations des escaliers.

III-4-3- Calcul de ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fait au flexion simple.

Sur appui :

ELU : $M_a = 12.23 \text{ kn.m}$

ELS : $M_a = 10.42 \text{ kn.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.23 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.17} = 0.051$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.065$$

$$A_u = \frac{0.8\alpha_u \times b \times d \times f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = 2.75 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{tj}}{f_e} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{\text{réel}} = \max \{ A_u, A_{\min} \} = 2.75 \text{ cm}^2 .$$

La section d'acier adoptée est : **$A_s = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$**

Sur Travée :

ELU: $M_t = 9.67 \text{ Kn.m}$

ELS: $M_t = 6.26 \text{ Kn.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.67 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.17} = 0.04$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.051$$

$$A_{tu} = \frac{0.8\alpha_u \times b \times d \times f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = 2.16 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{tj}}{f_e} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{\text{réel}} = \max \{ A_u, A_{\min} \} = 2.16 \text{ cm}^2 .$$

La section d'acier adoptée est : **$A_s = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **4HA8** ($A_r = 2.01 \text{ cm}^2$)

Tableau des résultats :

	A_u (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	Choix (ml)	$A_{\text{réel}}$ (cm^2)	$A_{\text{rép}}$	Choix (ml)	E (cm)
Travée	2.16	1.57	6HA12	6.79	6.79	4HA8	4HA8
Appui	2.75	1.57	6HA12	6.79	6.79	4HA8	4HA8

Tableau III-11- ferrailage des escaliers.

III-4-5-Vérification des contraintes :

- Contrainte admissible de béton comprimé $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Contrainte admissible d'acier tendu $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau} = \min \{ 0.133 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$

Vérification à L'ELS :

En Travée :

- Position de l'axe neutre ($A' = 0$).....d après pratique du BAEL91 page 131

Section rectangulaire de largeur (b) ;

$$b \cdot y^2 + 30A y - 30(d \cdot A) = 0 \Rightarrow y = 4.22 \text{ cm}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y)^2] \Rightarrow I = 10356.49 \text{ cm}^4$$

- Contraintes maximale de compression de béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 3.94 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

- Contraintes maximale de traction de l'acier $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\diamond \sigma_s = \frac{15.M_{ser}}{I} \cdot (d - y) = 122.97 MPa \leq \bar{\sigma}_s = 400 MPa \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

En appui :

Le calcul se fait selon les règles de **C.B.A 93** et **B.A.E.L 91**, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

- Position de l'axe neutre ($A' = 0$)

$$b \cdot y^2 + 30Ay - 30(d.A) = 0 \Rightarrow Y = 4.22 \text{ cm.}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$\Rightarrow I = 10356.49 \text{ cm}^4$$

- Contrainte maximale de compression de béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = 4.98 MPa \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.98 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

- Contrainte maximale de traction de l'acier tendue

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s ; \quad \bar{\sigma}_s = 400 MPa$$

$$\sigma_s = \frac{15.M_{ser}}{I} \cdot (d - y) = 155.52 MPa \leq \bar{\sigma}_s = 400 MPa \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

f- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{t_u}{bd} = \frac{20.81 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.160 MPa \leq \tau_u^- = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 MPa \right) = 3.33 MPa.$$

$$\tau_u < \tau_u^- : \text{Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.}$$

➤ Vérification de flèche:

Les règles **C.B.A 93** stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \Rightarrow 0.046 < 0.0625 \dots\dots\dots \text{Non vérifié.}$$

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; \Rightarrow \frac{0.15}{3.25} = 0.046 > \frac{6.25}{10 \times 10.7} = 0.033 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

$$* \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e} ; \Rightarrow 0.005 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

Evaluation des charge :

g : L'ensemble des charges permanente.

J : Charge permanente appliquée au moment de la mise en œuvre des revêtements.

p : L'ensemble de la charge permanente et d exploitations.

Les moments: $M_g = g \frac{L^2}{8} = 7.33 \text{KN.m}$

$$M_j = j \frac{L^2}{8} = 6.9 \text{KN.m}$$

$$M_p = p \frac{L^2}{8} = 8.6 \text{KN.m}$$

- Position de l'axe neutre ($A' = 0$)

$$b \cdot y^2 - 30A y - 30(d \cdot A) = 0 \Rightarrow y = 4.22 \text{cm}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y)^2] \Rightarrow I = 10356.49 \text{cm}^4$$

Calcul l'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + 15 \cdot \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 \right]$$

$$I_0 = 31205.96 \text{cm}^2$$

Les contraintes fictive:

$$\sigma_{s(g)} = \frac{15M_g(d - y)}{I_x} = 92.83 \text{MPa}$$

$$\sigma_{s(j)} = \frac{15M_j(d - y)}{I_x} = 87.74 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{s(p)} = \frac{15M_p(d - y)}{I_x} = 109.36 \text{Mpa}$$

On à :

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = 0.005$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\lambda_i = 4.2$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} (4.2)$$

$$\lambda_v = 1.68$$

$$\mu = \max(0; 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}})$$

$$\mu_g = 0.004$$

$$\mu_J = 0.073$$

$$\mu_p = 0.142$$

Les moments d'inerties fictives :

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

$$I_{fi}(g) = 33759.39 \text{ cm}^4; \quad I_{fv}(g) = 34097.42 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}(j) = 26271.66 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{fi}(p) = 21502.48 \text{ cm}^4$$

La flèche : $\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) < f_{adm}$

$$f_{gv} = \frac{M_g L^2}{10 E_v I_{fv}} \quad ; \quad f_{gi} = \frac{M_g L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j L^2}{10 E_i I_{fi}} \quad ; \quad f_{pi} = \frac{M_p L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$E_i = 32164.195 \text{ MPa} ; \quad E_v = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$f_{gv} = 0.002 \text{ cm};$$

$$f_{ji} = 0.008 \text{ cm};$$

$$f_{pi} = 0.001 \text{ cm};$$

$$f_{gi} = 0.0007 \text{ cm};$$

$$\Delta f = (0.002 - 0.008) + (0.001 - 0.0007) = -0.0057 \text{ cm} < \bar{f}$$

Alors la flèche vérifié.....

• **Vérification des contraintes :**

σ_{bc} (Mpa)		$\sigma_{bc} < \sigma'_{bc} = 15$	σ_s (Mpa)		$\sigma_s < \sigma'_s = 400$
Appui	Travée	OK	Appui	Travée	OK
4.98	3.94		155.52	122.97	

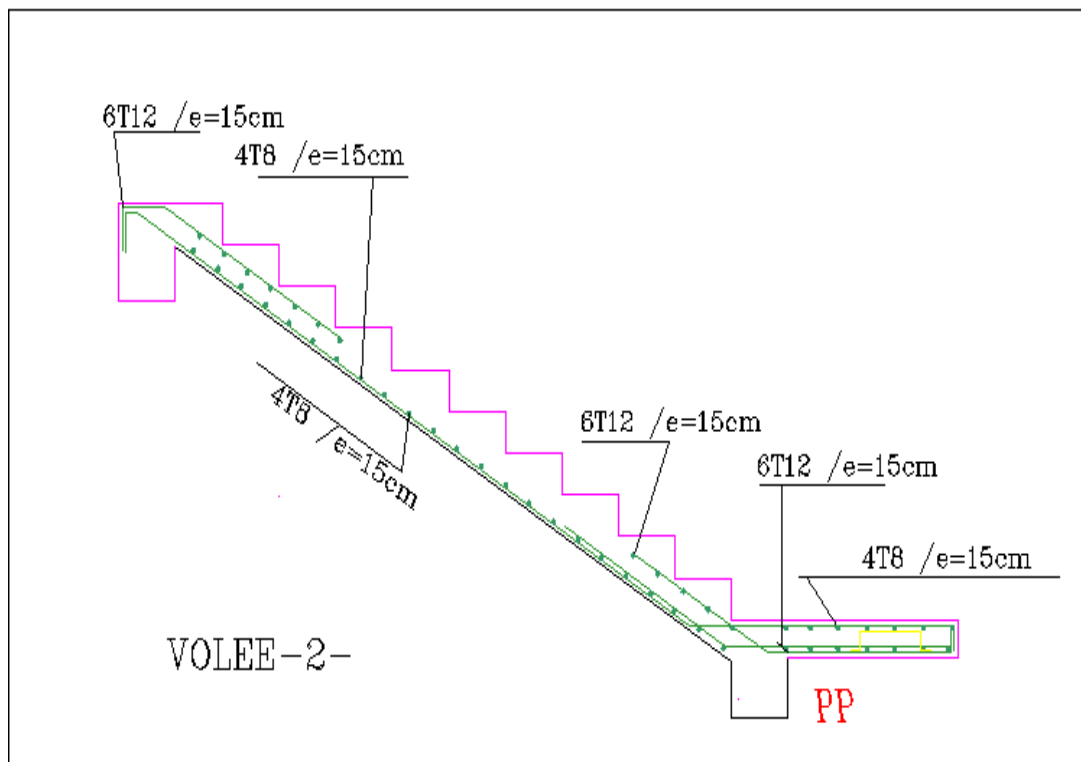
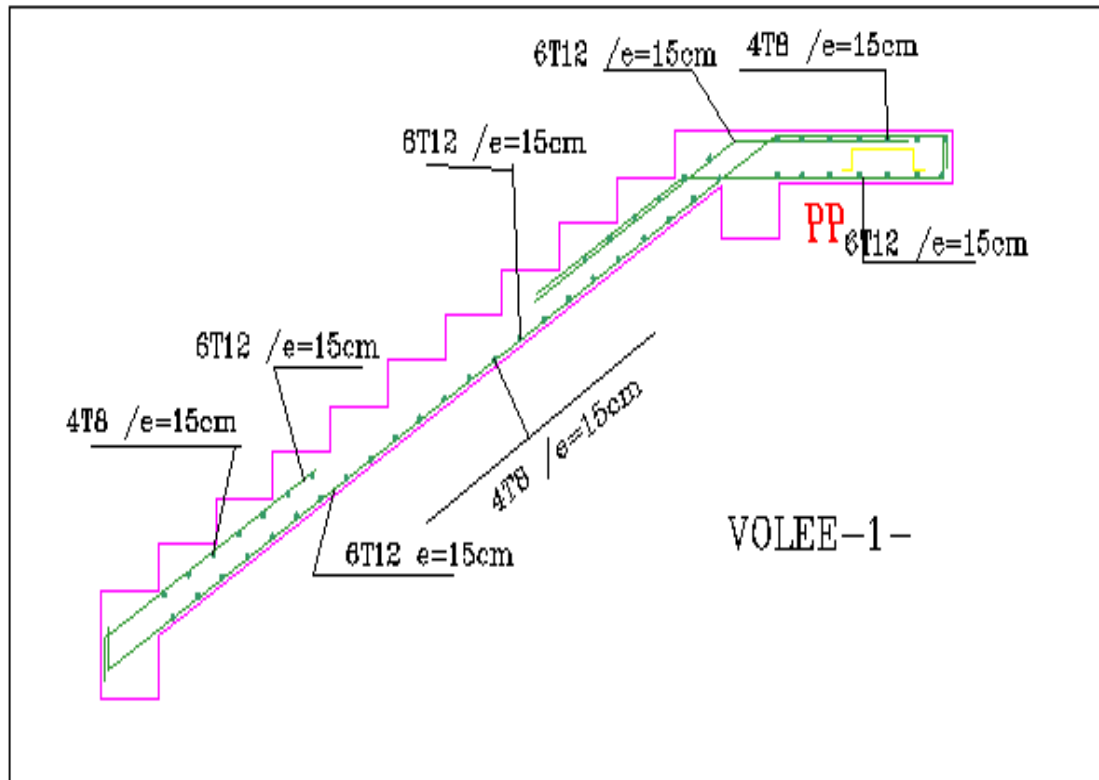
Tableau-III-12: Vérification des contraintes à L'ELS Tableau.

• **Vérification de cisaillement**

	τ_u (Mpa)	$\tau_u < \tau' = 3.33 \text{ Mpa}$
Appui	0.16	OK

Tableau- III-13 : Vérification de cisaillement

III-4-6 Dessin de ferrailage :



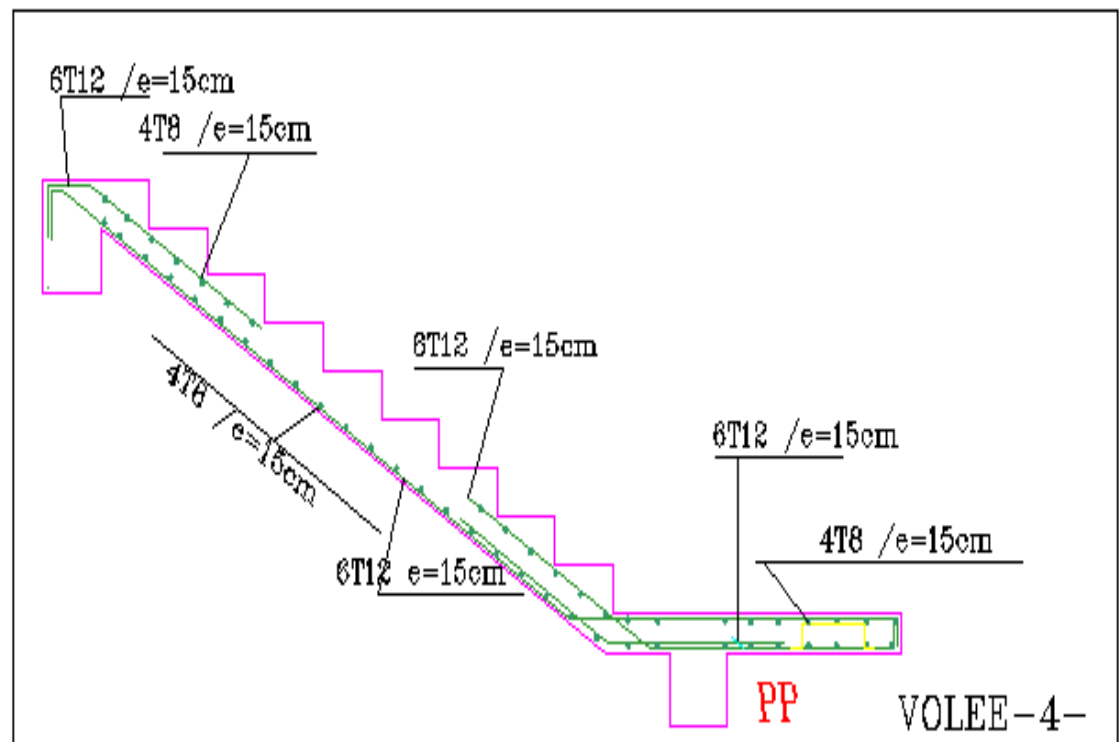
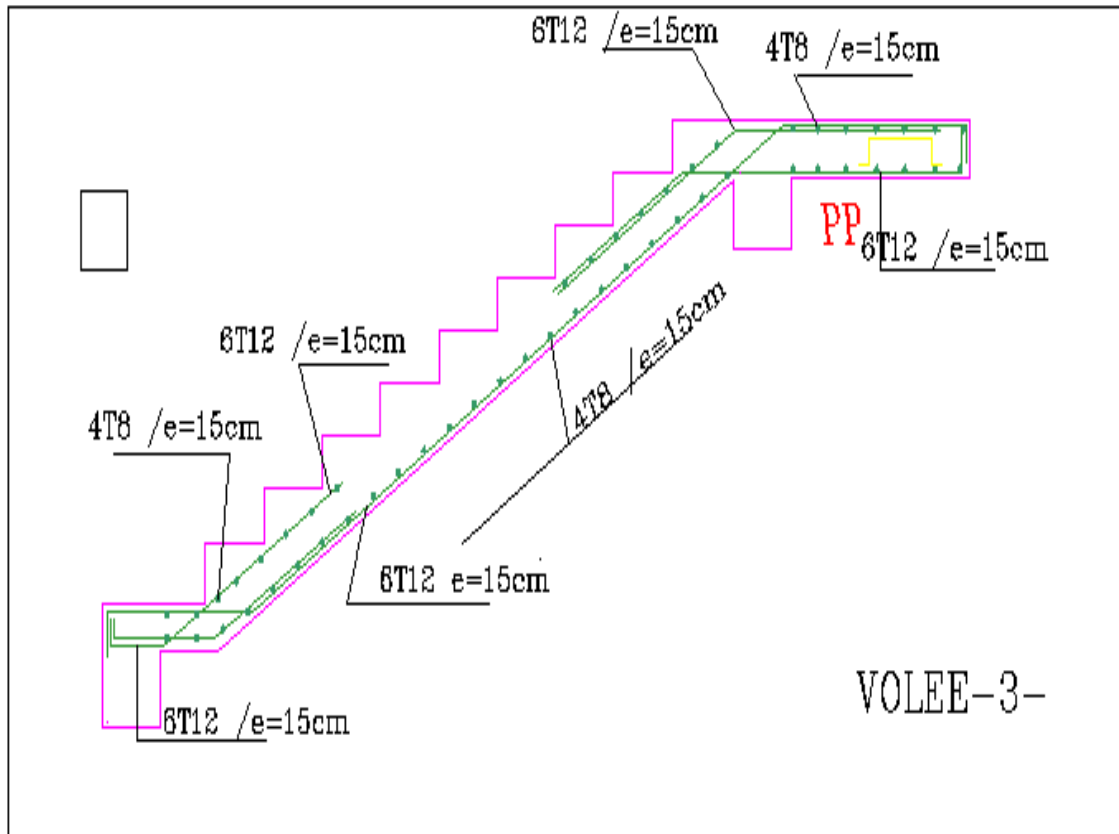


Figure III-12-Shéma de ferrailage des escaliers .

III-5- Poutre palière :**III-5-1-Dimensionnement :**

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{3.45}{16} = 0.2156 \leq h \leq \frac{3.45}{10} = 0.345 \text{ on prend } h = 0.3\text{m}$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.4 h \Rightarrow 0.09 \leq b \leq 0.12 \text{ on prend } b = 0.3\text{m}$$

***Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b=30\text{cm} ; h=30\text{cm} ; b/h=1 < 4 \end{array} \right.$$

Vérifiée on prend $(h \times b) = (30 \times 30) \text{cm}^2$

a-Évaluation des charges :

Poids propre de la poutre : $PP = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{KN/ml}$.

Charge d'exploitation : 2.5KN/ml .

Réaction due au palier : 45.05KN/ml

Pondération des charges :

ELU : $1,35 G + 1,5Q = 64.57 \text{ KN/ml}$.

ELS : $G + Q = 47.55 \text{KN/ml}$.

Calcul des moments :

Moment sur appui :

$$M_0 = \frac{q.l^2}{12}$$

ELU : $M_a = 64.04 \text{KN.m}$

ELS : $M_a = 47.16 \text{ KN.m}$

Moment en travée :

ELU : $M_t = 32.02 \text{KN.m}$

ELS : $M_t = 23.58 \text{KN.m}$

III-5-2-Calcul des efforts tranchants:

Par les formules de la R.D.M

$$V_a = V_b = \frac{q \cdot l}{2}$$

$$\text{ELU : } V_a = V_b = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{64.57 \times 3.45}{2} = 111.38 \text{ KN.}$$

$$\text{ELS : } V_a = V_b = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{47.55 \times 3.45}{2} = 82.02 \text{ KN.}$$

	M_a (kN.m)	M_t (KN.m)	V_{max} (KN)
ELU	64.04	32.02	111.38
ELS	47.16	23.58	82.02

Tableau III-14-Sollicitation de la poutre palière

III-5-3-Calcul du ferrailage :

ELU :

➤ **En travée :**

Section (b × h) ; b=0.3 ; h=0.3 ; f_{bu} : σ_{st}=348Mpa ; d=0.9h ; M_{tu}=32.02KN.m ; M_{ts}=23.58KN.m ;

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{32.02}{23.58} = 1.357$$

$$10^4 \mu_{lu} = \left(3440 \gamma \theta + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \right) \Rightarrow \mu_{lu} = 0.2843$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{32.02 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14.17} = 0.103$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.136$$

$$A_{lu} = \frac{0.8 \alpha_u \times b \times d \times f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = 3.59 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.978 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{\text{réel}} = \max \{ A_u, A_{\min} \} = 3.59 \text{ cm}^2 .$$

La section d'acier adoptée est : **A_{réelle} = 3HA14 = 4.62 cm²**

➤ **En appui :**

Section (b × h) ; b=0.3 ; h=0.3 ; $\sigma_{st}=348\text{MPa}$; d=0.9h; $M_{au}=32.02\text{KN.m}$; $M_{as}=23.58\text{KN.m}$;

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = 1.357$$

$$\mu_{lu} = 0.284$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{64.04 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14.17} = 0.206$$

$$\mu_{lu} > \mu_{bu} \Rightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.291$$

$$A_u = \frac{0.8\alpha_u \times b \times d \times f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = 7.68 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.978 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{\text{réel}} = \max \{ A_u, A_{\min} \} = 7.68 \text{ cm}^2 .$$

La section d'acier adoptée est : **A_{réelle} = 3 HA14 + 3HA14 = 8.01 cm²**

Vérification au cisaillement :

$$V_u = 111.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{111.38}{30 \times 27} \Rightarrow \tau_u = 0.137 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} > \tau_u = 0.137 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié.}$$

Vérification des contraintes :

- Contrainte admissible de béton comprimé $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Contrainte admissible d'acier tendu $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$
- Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau} = \min \{ 0.133 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$

Sur travée :

-Position de l'axe neutre :

$$b \cdot y_1^2 - 30(A + A') y_1 - 30(d \cdot A + d' \cdot A') = 0 \quad \Leftrightarrow \quad y_1 = 9.09 \text{ cm}$$

-Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \quad \Leftrightarrow \quad I = 29740.11 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

Contraintes maximale de compression de béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = 7.2 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 7.2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

- Contraintes maximale de traction des aciers :

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 14.2 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifié.}$$

Sur appui :

Position de l'axe neutre :

$$b \cdot y_1^2 - 30(A + A') y_1 - 30(d \cdot A + d' \cdot A') = 0 \quad \Leftrightarrow \quad y_1 = 11.23 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \quad \Leftrightarrow \quad I = 44042.92 \text{ cm}^4$$

Contraintes maximale de compression de béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = 12.02 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 12.02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

- Contraintes maximale de traction des aciers :

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) \Rightarrow \sigma_s = 153.2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifié.}$$

III-5-4 Dessin de ferrailage :

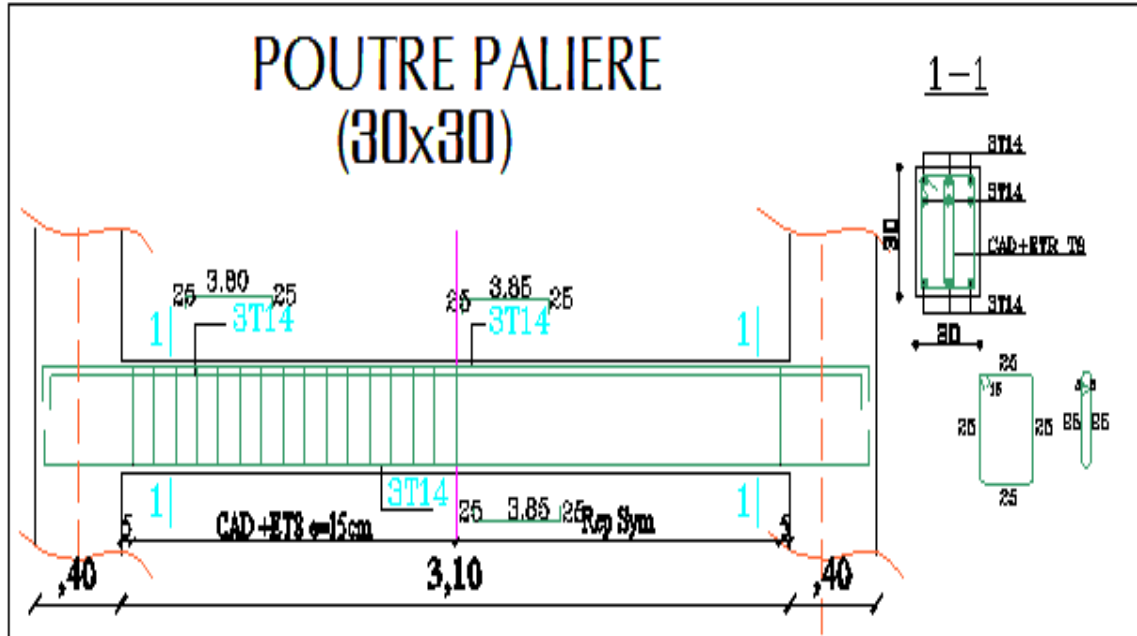


Figure III-13-Ferraillage de la poutre palière.