

III.1 Introduction :

D'une manière générale on appelle éléments non structuraux tous éléments qui n'apportent pas à la résistance de l'ouvrage, soit qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, ces derniers peuvent modifier considérablement le comportement de la structure en modifiant la période d'oscillation et en induisant éventuellement une torsion d'ensemble additionnelle, leur destruction présente parfois un grand danger pour la sécurité des personnes (destruction des escaliers chute de balcons, chute de parement de façade, etc....) et donner lieu à des désordres importants s'ils ne sont pas conçus pour résister aux sollicitations sismiques, l'ensemble de ses éléments est énuméré comme suit : Escalier ; Acrotère ; poutrelle ; Balcons, mur, etc....

Le ferrailage de ces éléments s'effectue selon les règles **CBA93** et les règles parasismique Algériennes en vigueur (**RPA99/version 2003**).

III.2 Acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment « en bordure de toitures terrasses afin de protéger l'étanchéité et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales » il assure la sécurité en formant un écran pour prévenir toute chute quelle qu'elle soit.

Il est réalisé en béton armé soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal NG vertical et à une surcharge d'exploitation horizontale non pondérée due à une main courante ($N_Q = Q = 1 \text{ kN/m}$) ainsi qu'au séisme qui crée un moment de renversement, il est considéré comme étant une console encastree au plancher terrasse.

L'acrotère a un point faible à l'interface où se trouve l'encastrement dans le plancher terrasse et c'est pour cette raison le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries ce qui peut provoquer des fissures et des déformations importantes (fissuration préjudiciable) dans ce cas le calcul s'effectue à LELU et LELS

L'acrotère correspond à notre structure a une dimension de 80 cm d'ateur et de 10 cm épaisseur.

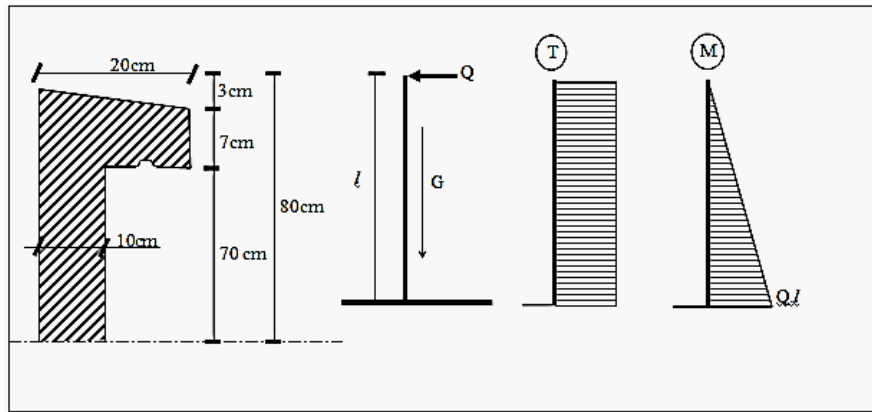


Figure III.1. Dimension d'acrotère et schéma statique

III.2.1) Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité :

a) Poids propre :

$$S = \left[\frac{(0,03 \times 0,1)}{2} + (0,1 \times 0,8) + (0,07 \times 0,1) \right] = 0,088 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,088 \times 25 = 2,21 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ kN/ml}$$

b) Effort normal :

$$N_U = 1,35G = 1,35 \times 2,21 = 2,98 \text{ kN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 2,21 \text{ kN/ml}$$

c) Moment de flexion :

$$M_U = 1,5 \times N_Q \times h = 1,50 \times 1 \times 0,80 = 1,20 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,80 = 0,80 \text{ kN.m}$$

d) Effort tranchant :

$$V = N_Q = 1 \text{ kN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_U = 1,5V = 1,50 \text{ kN.m} \\ V_{ser} = V = 1 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

e) Enrobage : Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $C = C' = 2,5 \text{ cm}$.

f) Excentricité :

e_p : Épaisseur de l'acrotère.

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1,2}{2,98} = 0,40 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

III.2.2- Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - c \right] = 2,98 \left[0,40 + \frac{0,1}{2} - 0,025 \right] = 1,26 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_U - M_U \leq (0,337h - (0,81c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,025) \times 2,98) - 1,26 = -1,06 \text{ kN.m}$$

$$((0,337 \times h) - (0,81 \times c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,025))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 19,05 \text{ kN.m}$$

$-1,06 < 19,05 \text{ kN.m}$; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire (b X h) = (100 x 10) cm²

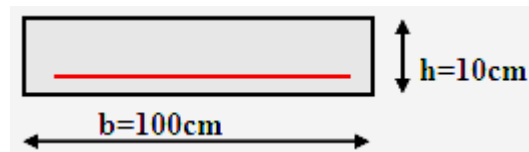
III.2.3-Calcul du ferrailage à l'E. L.U :

On a : h = 10 cm ; b = 100 cm ; d = 0.9h

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \sigma_s = f_e / \gamma_s ; \gamma_s = 1.1$$

$$M_u = 1,20 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,26 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,010 \Rightarrow \mu = 0,010 \leq 0,392 \rightarrow A' = 0$$

**a) Vérification de l'existence des armatures comprimées A's**

$$\mu_l = 0,8\alpha_l \times (1 - (0,4\alpha_l))$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 ; \text{ Avec } \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 0,00174$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,010 \rightarrow A' = 0 \mu = 0,010 \rightarrow \beta = 0,994$$

On calcul:

A_{fs} : Section d'armatures en flexion simple.

A_{fc} : Section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{1,20 \times 10^3}{348 \times 0,994 \times 9} = 0,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,38 - \frac{2,98 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :**b.1-Les armatures principales :**

$$N_{ser} = N_G = 2,21 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,80 = 0,80 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,80}{2,21} = 0,36 \text{ m} = 36 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{36 - 4,05}{36 - 1,665} \times 0,23$$

$$= 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4Φ6 p.m.; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm}$

b.2-Les armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : 4Φ6 p.m.

III.2.4 Vérification des contraintes (E.L.S.) :

a) Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 2,21 \times \left(0,36 - 0,025 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,85 \text{ kN.m}$$

b) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 16,95y - 152,55 = 0 \rightarrow y = 1,59 \text{ cm}$$

c) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,59^3}{3} + (15 \times 1,13 \times (9 - 1,59)^2) = 1064,68 \text{ cm}^4$$

d) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{850}{1064,68} \times 1,59 = 1,29 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,29 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

e) Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{850}{1064,68} \times (9 - 1,59) = 88,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 88,73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

f) Détermination des contraintes de cisaillement :

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN} \quad \text{et} \quad \tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,01667 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable : $\overline{\tau_u} = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \rightarrow \overline{\tau_u} = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Alors $\tau_u = 0,01667 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

III.2.5 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3), les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p < 1.5Q$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,20

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 2,21 \text{ kN}$

Q : la charge d'exploitation de terrasse : Q= 1 KN/m²

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,20 \times 2,21 = 1,41 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN}$ Condition vérifiée

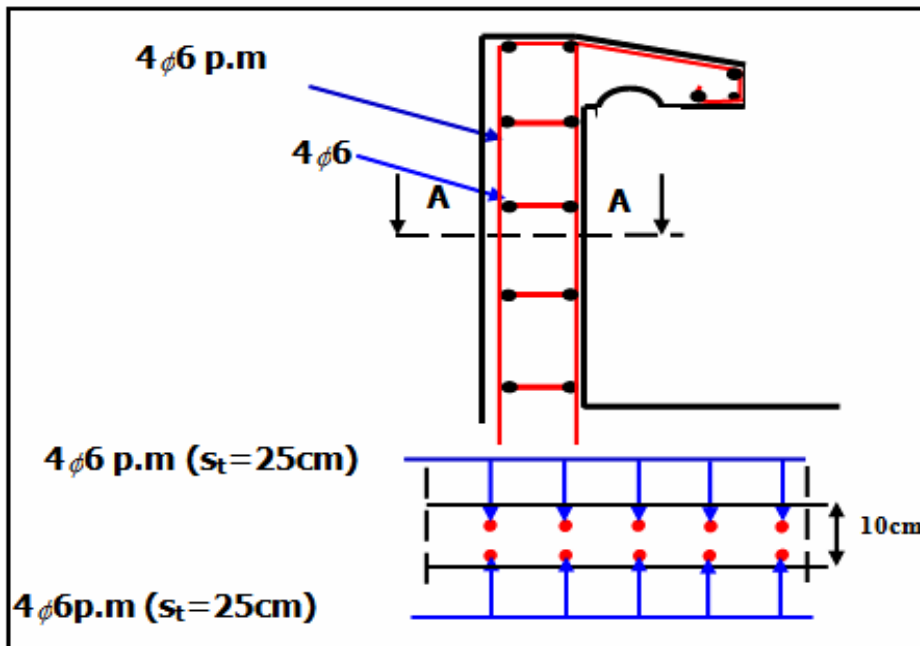


Figure III.2. Schéma du ferrailage d'acrotère

III-3-Balcon:**III.3.1-Introduction:**

Le balcon est un élément d'architecture en corps creux, ou en dalle pleine constituée par une avancée du plancher libre sur trois cotés encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Classer en plusieurs types selon deux critères :

- a)-Critère architecturale : sont classer en fonction de leurs destination (auvent ; loggia ; séchoir).
- b)-Critère de résistance : sont classer en fonction des conditions aux appuis (en console ; sur trois appuis aux quatre appuis)

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

-Résistance à la flexion $h_0 \geq \frac{L_x}{20}$

-Isolation acoustique $h_0 \geq 12cm$.

-Sécurité en matière d'incendie :

$\left\{ \begin{array}{l} e= 07 \text{ cm pour une heure de coup de feu.} \\ e=11\text{cm pour deux heures de coup de feu.} \\ e=17,5 \text{ cm pour quatre heures de coup de feu.} \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad \text{On admet : } e = 11 \text{ cm, pour 2 heures}$

Donc on prendre comme épaisseur des balcons **$h_0 = 15 \text{ cm}$**

III.3.2-Les types du balcon: Au niveau de notre projet on obtienne deux types du balcon dans chaque bloc et sont résumer dans le tableau suivants :

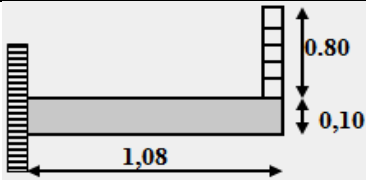
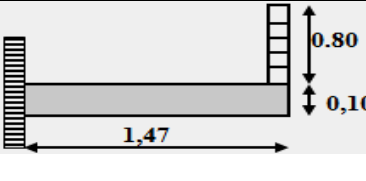
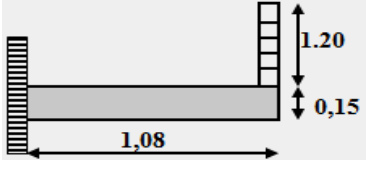
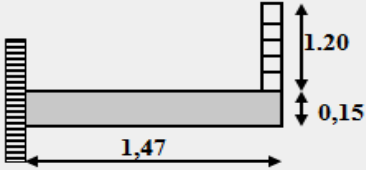
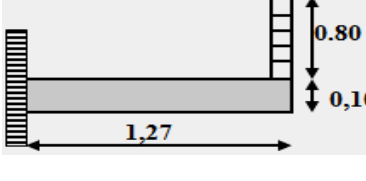
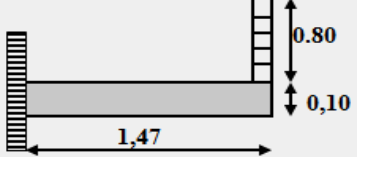
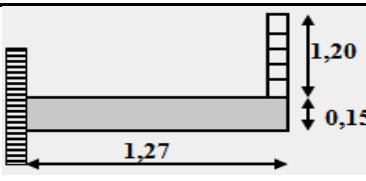
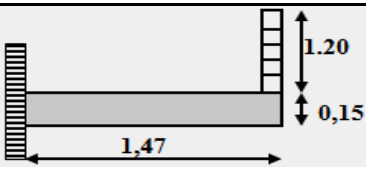
blocs		Type 01 (séchoir)	Type 02 (loggia)
Angle	Terrasse		
	Étage courant		
Barre	Terrasse		
	Étage courant		

Tableau III.1.Schéma représente les type des balcons.

III-3.3-Exemple de calcul blocs angle balcon étage courant :(Type 2)

L_x : la longueur suivants l'encastrement à la poutre ; $L_x = 1,47m$

L_y : la longueur suivants l'encastrement à la poutre ; $L_y = 1,60m$

a)Descente de charge :

Désignation	Épaisseur (m)	Densité KN/m ³	Poids KN/m ²
1- Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2- Mortier de pose	0,015	20	0,30
3- Lit de sable	0,015	17	0,25
4- Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
6- Enduit en ciment	0,015	18	0,27
ΣG			4,97 KN/m ²
Q			3,5 KN/m ²

Tableau III.2. La Descente du charge du balcon étage courant

b) les charges surfacique et linière :

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1m = (1,35 \times 4,97) + (1,5 \times 3,5) \times 1m = 11,95KN/m_1$$

$$Q_{ser} = G + Q \times 1m = (4,97 + 3,5) \times 1m = 8,47 KN/m_1$$

c) Calcul de la charge concentrée:

Poids propre du mur : le balcon supporte la charge d'un mur en brique creuse de 1.20m de hauteur et de 10cm d'épaisseur son poids propre est calculé de la manière suivant :

$$P_m = (\delta \times b \times h) \times 1m = (9 \times 0,10 \times 1,20) \times 1m = 1,08 KN$$

Enduit en ciment :

$$P_{Enduit} = (\delta \times b \times h) \times 1m = (18 \times 0,02 \times 1,20) \times 1m = 0,43 KN$$

La charge totale : $P = P_{mur} + P_{Enduit} = 1,08 + 0,43 = 1.51 KN$

$$P_u = 1,35P = 1,35 \times 1.51 = 2.038KN$$

$$P_s = 1.51KN$$

Le calcul de la dalle du balcon consiste à étudier une bande de 1m de longueur et d'épaisseur $e = 0,15m$.

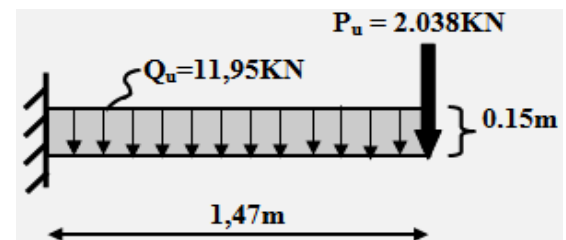


Figure III.3. schéma du balcon étage courant

III.3.3.1 Calcul du moment maximal et de l'effort tranchant :

Le calcul se faire pour une bonde de 1m linière

$$M_{max} = \frac{Q_u L^2}{2} - P_l; T_{max} = Q_u l - P$$

Les Resultats obtenus:

$$E.L.U : \begin{cases} T_{max} = 19.59KN \\ M_{max} = 15.90KN.m \end{cases}$$

$$E.L.S : \begin{cases} T_{max} = 13.96KN \\ M_{max} = 11.36KN.m \end{cases}$$

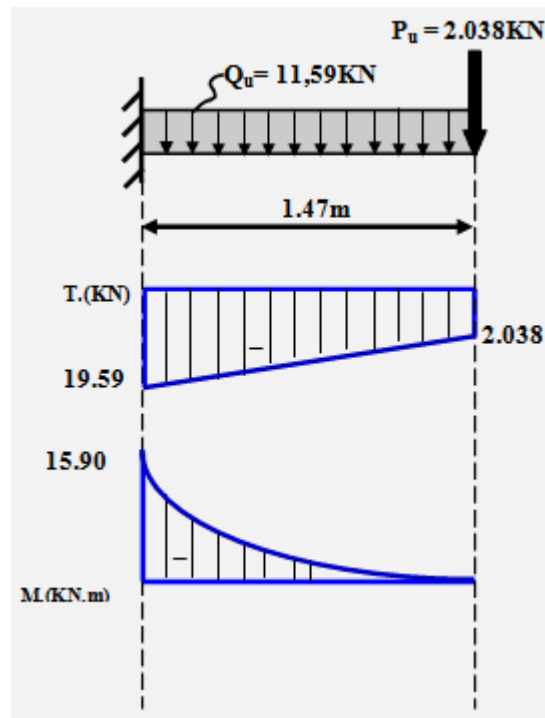


Figure III.4. Diagramme du moment et l'effort tranchant du balcon

III.3.3.2 Calcul de Ferrailage:

La section calculé est de $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$; d'où : $d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{15,90 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,061 < \mu_r = 0,392$$

Donc : A_s n'existe pas et $\beta = 0,968$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,90 \times 10^3}{0,968 \times 13,50 \times 348} = 3,49 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T12 et $A_{adpt} = 5,65 \text{ cm}^2$ et $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On prend 3T10, soit $A_{adp} = 2,01 \text{ cm}^2$ l'espacement $S_t = 10 \text{ cm}$

III.2.3.3 Vérifications à L'ELS:**a) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,50 \times 2,10}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/ml$$

$A_{adpt} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{19,59 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,14 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

1) $\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

2) La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

c) Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{19,59 \times 10}{0,9 \times 13,50 \times 5 \times 1,88} = 1,71 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; $n = 5$

μ : Périmètre d'armatures tendues ;

$$\mu = 1,88 \text{ cm} ; \text{Tiré du tableau}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$$\begin{cases} \psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = 1,71 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.3.4 Vérification des contraintes (E.L.S.) :

a) Détermination de la position de l'axe neutre : $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 84,75y - 1144,12 = 0 \rightarrow y = 4,01 \text{ cm}$$

b) Détermination du moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,01^3}{3} + ((15 \times 5,65)(13,50 - 4,01)^2) \\ &= 9781,96 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{11,36 \times 10^3}{9781,96} \times 4,01 = 4,65 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,65 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

d) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{11,36 \times 10^3}{9781,96} \times (13,50 - 4,01) = 165,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 165,31 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.3.5 Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

1) Détermination du centre de gravité :

$$\begin{aligned} Y_G &= \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{b \times h + \eta \times A_s} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 5,65 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 5,65)} \\ &= 7,82 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,82 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,18 \text{ cm}$$

2) Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 7,82^3}{3} + \frac{100 \times 7,18^3}{3} + (15 \times 5,65 \times (13,50 - 7,82)^2) = 31012,83 \text{ cm}^4$$

3) Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,47^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 31012,83} \times \left[\frac{8,75 \times 1,47}{8} + \frac{1,51}{3} \right] = 0,030 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{147}{250} = 0,58 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,030 \text{ cm} < F_{adm} = 0,58 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.3.6 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3), les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p < 1,5Q$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,20

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de balcon $W_p = 4,97 \text{ KN/m}^2$

Q : la charge d'exploitation du balcon $Q=3,5 \text{ KN/m}^2$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,20 \times 4,97 = 3,18 \text{ kN} < 1,5Q = 5,25 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III-3.7.Exemple de calcul blocs barre balcon terrasse:(Type 1):

L_x : la longueur suivants l'encastrement à la poutre ; $L_x = 1,27\text{m}$

L_y : la longueur suivants l'encastrement à la poutre ; $L_y = 1,90\text{m}$

On prend comme épaisseur 10 cm à cause que ce dernier représente juste une couverture

a) Descente de charge :

Désignation	Épaisseur (m)	Densité KN/m ³	Poids KN/m ²
1- protection en gravillons roulés	0,04	20	0,8
2- Étanchéité multicouches	0,015	20	0,09
3- béton forme de pente	0,05	17	0,9
4-Asphalte coulés+ polystyrène	0.015	26	0.39
4- Dalle pleine en béton armé	0,10	25	2,50
6- Enduit en ciment	0,015	18	0,27
		ΣG	4,95 KN/m ²
		Q	1 KN/m ²

Tableau III.3. La Descente de la charge du balcon terrasse

b) les charges surfacique et linière :

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1m = (1,35 \times 4,95) + (1,5 \times 1) \times 1m = 8,18 \text{ KN/m}_1$$

$$Q_{ser} = G + Q \times 1m = (4.95 + 1) \times 1m = 5.95 \text{ KN/m}_1$$

c) Calcul de la charge concentrée:

Le balcon terrasse supporte la charge d'acrotère de 0.80 m de hauteur ; $G_{acrotère} = 2.21 \text{ KN/m}$

$$P_u = 1,35P = 1,35 \times 2.21 = 2.98 \text{ KN}$$

$$P_s = 2.21 \text{ KN}$$

Le calcul de la dalle du balcon consiste à étudier une bande de 1m de longueur et d'épaisseur $e = 0,10 \text{ cm}$.

III.3.7.1 Calcul du moment maximal et de l'effort tranchant :

Le calcul se faire pour une bonde de 01mètrelinière.

$$M_{max} = \frac{Q_u L^2}{2} - P_l; T_{max} = Q_u l - P$$

Les résultats obtenus:

$$E.L.U : \begin{cases} T_{max} = 13.38 \text{ KN} \\ M_{max} = 10.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$E.L.S : \begin{cases} T_{max} = 9.76 \text{ KN} \\ M_{max} = 7.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

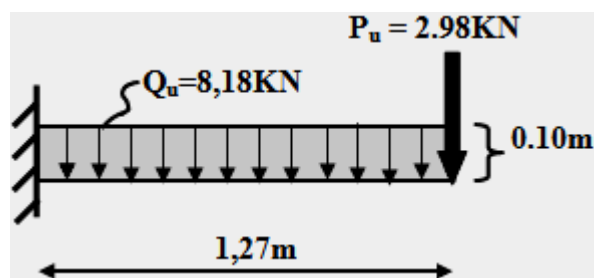


Figure III.5. schéma du balcon terrasse

III.3.7.2 Calcul de Ferrailage:

La section calculé est de $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$; d'où : $d = 0,9h = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10,37 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,090 < \mu_r = 0,392$$

Donc : A_s n'existe pas et $\beta = 0,953$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,37 \times 10^3}{0,953 \times 9 \times 348} = 3,47 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T12 et $A_{adpt} = 4,52 \text{ cm}^2$ et $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On prend 2T10, soit $A_{adp} = 1,57 \text{ cm}^2$ l'espacement $S_t = 10 \text{ cm}$

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 9 \times 2,10}{400} = 1,08 \text{ cm}^2/ml$$

$A_{adpt} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,08 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{13,36 \times 10}{100 \times 9} = 0,14 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

1) $\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

2) La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

c) Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{13,36 \times 10}{0,9 \times 9 \times 4 \times 1,50} = 2,74 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; $n = 4$

μ : Périmètre d'armatures tendues ;

$\mu = 1,50 \text{ cm}$; Tiré du tableau

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$$\begin{cases} \psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = 2,74 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.3.7.3 Vérifications à L'ELS:

a) Détermination de la position de l'axe neutre : $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67,80y - 610,20 = 0 \rightarrow y = 3,28 \text{ cm}$$

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,28^3}{3} + ((15 \times 4,52)(9 - 3,28)^2) = 3394,55 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{7,59 \times 10^3}{3394,55} \times 3,28 = 7,33 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 7,33 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

d) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{7,59 \times 10^3}{3394,55} \times (9 - 3,28) = 191,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 191,84 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.3.7.4 Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

1) Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{b \times h + \eta \times A_s} = \frac{(100 \times 10 \times 5) + (15 \times 4,52 \times 9)}{(100 \times 10) + (15 \times 4,52)}$$

$$= 5,25 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 5,25 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 4,75 \text{ cm}$$

2) Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 5,25^3}{3} + \frac{100 \times 4,75^3}{3} + (15 \times 4,52 \times (9 - 5,25)^2) = 9349,27 \text{ cm}^4$$

3) Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,27^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 9349,27} \times \left[\frac{5,95 \times 1,27}{8} + \frac{2,98}{3} \right] = 0,038 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{127}{250} = 0,50 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,038 \text{ cm} < F_{adm} = 0,50 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le tableau suivant résumer les résultats obtenus pour chaque type de balcon :

Type du bloc plancher	Blocs barre				Blocsangle			
	Terrasse		Étage courant		Terrasse		Étage courant	
Type	01	02	01	02	01	02	01	02
M_u (KN.m)	10.37	13,21	12 .21	15.90	7.98	13,21	9.16	15.90
μ	0,090	0,115	0.047	0,061	0.069	0,115	0.035	0,061
β	0,953	0,938	0.975	0,968	0.964	0,938	0.982	0,968
T_u (KN)	13.36	15,00	17.21	19.60	11.81	15,00	14.93	19.60
M_{ser} (KN.m)	7,59	9,66	8.74	11.36	5.85	9,66	6.56	11.36
A_s (cm ² /ml)	3,47	4.49	2.66	3.49	2.64	4.49	4.52	3.49
A_{min} (cm ² /ml)	1,08	1.08	1.63	1.63	1.08	1.08	1.63	1,63
Choix d'acier (p.m)	4T12	5T12	4T12	5T12	4T12	5T12	4T12	5T12
A_{adopte} (cm ² /ml)	4,52	5.65	4.52	5,65	4.52	5.65	4.52	5,65
A_r (cm ² /ml)	1,13	1.41	1.13	1,41	1.13	1.41	1.13	1,41
Choix d'acier (p.m)	3T10	3T10	3T10	3T10	3T10	3T10	3T10	3T10
σ_{bc} (Mpa)	7,33	7.69	3.89	4.65	5 .05	7.69	2.92	4.65
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15	15	15	15	15	15	15
σ_{st} (Mpa)	191,84	195.63	157.50	165.31	160.99	195.63	118.20	165.31
$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	201.63	201.63	201.63	201.63	201.63	201.63	201.63	201.63
τ_u (Mpa)	0,14	0.16	0.12	0.14	0.13	0.16	0.11	0.14
$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	2,5	2.5	2.5	2,5	2.5	2.5	2.5	2,5
τ_{se}	2.74	1.97	2.36	1.71	2.91	1.97	2.04	1.71
$\bar{\tau}_{se}$	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Flèche (cm)	0,00113	0,0384	0,58	0,5	0,00113	0,0384	0,58	0,43
$F_{adm} = \frac{L}{250}$	0,50	0,58	0,50	0,58	0,43	0,58	0,43	0,58
$F_{cal} < F_{adm}$	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau III.4. Tableau récapitulatif des armatures des différents types des balcons

III.3.8.Schémas du ferrailage :

blocs		Type 01 (séchoir)	Type 02 (loggia)
Angle	Terrasse		
	Etage courant		
Barre	Terrasse		
	Etage courant		

Tableau III.5. Tableau récapitulatif des ferrailages des différents types des balcons

III-4.LES ESCALIER :

Les escalier son des éléments constitués d'une succession de grande permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie , l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter sans fatigue, ce qui implique une conservation de la cadence des pas ou une régularité dans son exécution, cet équilibre est réalisé par une relation entre la hauteur d'une marche et le giron :

$$2h + g = m ; \text{avec } m : \text{l'amplitu de du pas.}$$

Un escalier se compose d'un nombre de marches appelle emmarchement, la largeur de la marche appelle le giron « g », le plafond qui monte sous les marches s'appelle le palliasse, la partie verticale d'une marche s'appelle contre marche, le volume ou se situe l'escalier s'appelle la cage d'escalier

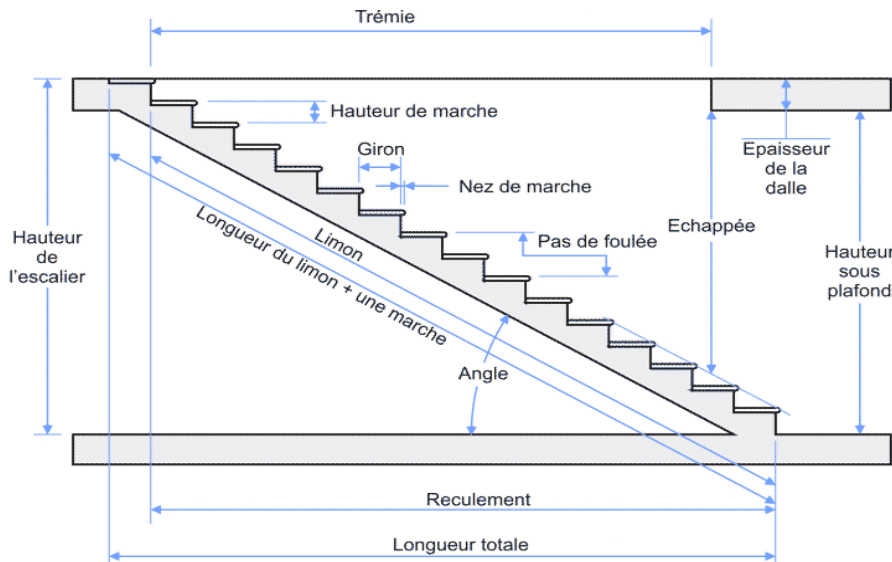


Tableau III.6.Coup descriptive d'unEscalier.

A)-Blocs barre :

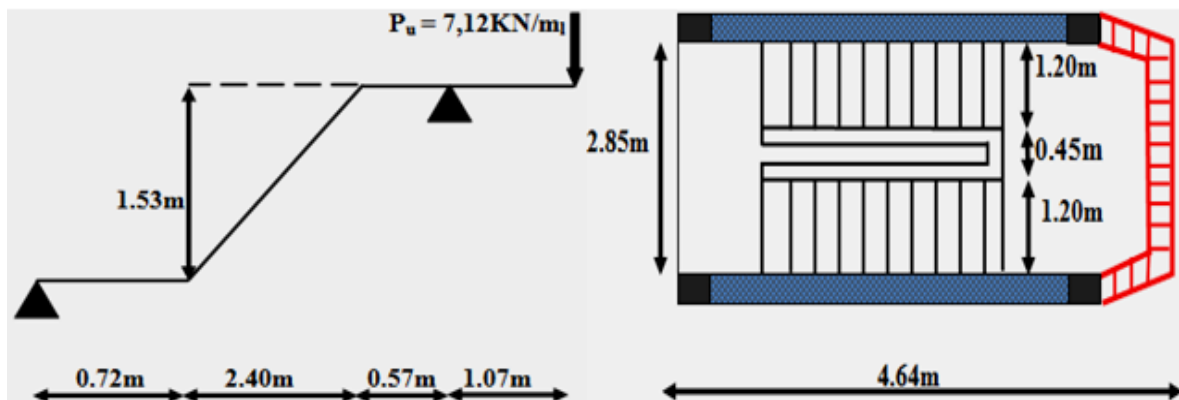


Figure III.7.Schéma d'escalier blocs barre

III.4.1-Dimensions des escaliers :**a)détermination du nombre de marche et du contre marche :**

Pour dimensionné les marches « la distance horizontale entre deux nez de marche successifs g » et les contre marches « la hauteur de la marche h » on utilise généralement la formule Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} ;$$

Avec :

h : La hauteur de la marche, le plus courant varie de 14 à 20cm (17 en moyenne).

g : La largeur de la marche, le plus courant varie de 22 à 33 cm (28 en moyenne).

$$\text{On prend : } 2h + g = 64 \text{ cm}$$

On a aussi c'est deux formules :

$$H = n \times h = \frac{h_e}{2} \text{ et } L = (n - 1)g \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

H : Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ;

n : Le nombre de contre marche ;

L : La projection horizontale de la longueur total de la volée.

D'après (1), on a :

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n - 1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = 2h + g \quad \Rightarrow \quad m = \left(\frac{L}{n-1} + 2 \right) \times \frac{H}{n}$$

$$\text{Et puis : } mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Avec : } m = 64 \text{ cm} , H = 153 \text{ cm} \text{ et } L = 240 \text{ cm}$$

$$\text{Donc l'équation (2) devient : } 64n^2 - 612n + 612 = 0$$

La solution de l'équation est : $n = 9$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 8$ (nombre de marche)

$$h = \frac{h_e}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \text{ et } g = \frac{L}{n - 1} = \frac{240}{9 - 1} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

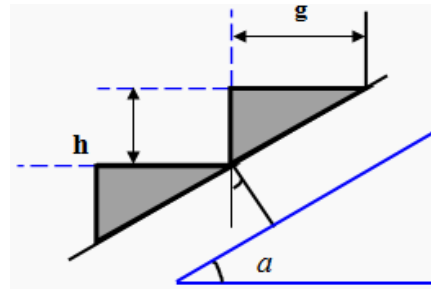
$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 8 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$\rightarrow \cos \alpha = 0,87$$



b) Épaisseur de la volée (e_v) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,87}$$

$$\rightarrow 9.19 \leq e_v \leq 13.79$$

Donc on prend : $e_v = 12 \text{ cm}$

c) Épaisseur du palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13.79 \text{ cm}$$

Donc on prend : $e_p = 15 \text{ cm}$

III .4.2-Évaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

a-Paillasse :

désignation	épaisseur (m)	densité (KN/m ³)	poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	22	0,44
Mortier de ciment horizontal	0,02	20	0,4
Lit de sable fin	0,02	17	0,34
Revêtement en carrelage vertical	ep x22x h/g=0,02x22x0.6		0,24
Mortier de ciment vertical	ep x20x h/g =0,02x20x0.6		0,22
Poids propre de la paillasse	ep x0.25/cosα=0,15x(0,25/cos0,87)		4,31
Poids propre des marches	h/2x22=0,17/2x22		1,87
Garde-corps			0,1
Enduit en plâtre	1.5x0.1/0.87		0,17
La somme du Charge : $\sum G = 8.09 \text{ KN/m}^2$			
La Charge d'exploitation Q = 2.5 KN/m ²			

Tableau III.6. La Descente de la charge du paillasse

Le calcul se fait pour une bande 1 m de largeur:

$$Q_u = (1.35 \times G) + (1.5 \times Q) \times 1 \text{ m} \Rightarrow Q_u = (1.35 \times 8.09) + (1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 14.68 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{ser}} = (G + Q) \times 1 \text{ m} \Rightarrow Q_{\text{ser}} = (8.09 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 10.06 \text{ KN/ml}$$

• **b- Palier :**

Désignation	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Poids propre du palier	0,15	25	3,75
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	22	0,44
Mortier de ciment horizontal	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	17	0,34
Enduit en plâtre	0,015	10	0,15
$\Sigma G = 5.08, \text{KN/m}^2$			
$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$			

Tableau III.7. La Descente de la charge du palier

La Charge totale pour une bande de 1m:

$$Q_u = (1.35 \times G) + (1.5 \times Q) \times 1 \text{ m} \Rightarrow Q_u = (1.35 \times 5.08) + (1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 10.60 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{ser}} = (G + Q) \times 1 \text{ m} \Rightarrow Q_{\text{ser}} = (5.08 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 7.58 \text{ KN/ml}$$

III.4.3. Calcul de la charge concentrée:

1- Poids propre du mur : le palier supporte la charge d'un mur en brique creuse de 3.06m de hauteur et de 20cm d'épaisseur son poids propre est calculé de la manière suivant :

$$P_{\text{mur}} = (\delta \times b \times h) \times 1 \text{ m} = (9 \times 0.20 \times 3.06) \times 1 \text{ m} = 5.50 \text{ KN/m}_1$$

2- Enduit:

$$\text{-Enduit en ciment : } P_{\text{Enduit}} = (\delta \times b \times h) \times 1 \text{ m} = (18 \times 0.02 \times 3.06) \times 1 \text{ m} = 1.10 \text{ KN/m}_1$$

La charge totale :

$$P = P_{\text{mur}} + P_{\text{enduit}} = 5.50 + 1.10 = 6.6 \text{ KN/m}_1$$

Avec réduction de 20% « ouverture » ;

$$P \times 80\% = 6.6 \times 0.80 = 5.28 \text{ KN/m}_1$$

$$P_u = 1,35P = 1,35 \times 5,28 = 7,12 \text{ KN/m}_1$$

$$P_s = 5,28 \text{ KN/m}_1$$

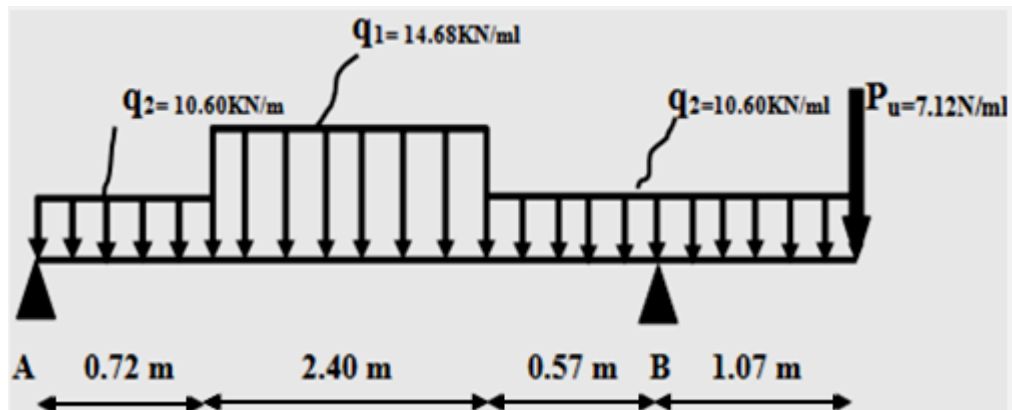


Figure III.8. Schéma statique d'escalier blocs barre

III.4.4 Calcul du reaction:

$$\sum f/y = 0 \rightarrow R_a + R_b - (10,60 \times 0,72) - (14,68 \times 2,40) - (10,60 \times 1,64) - 7,12 = 0$$

$$\rightarrow R_a + R_b = 67,36 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 2,74 + 67,64 + 68,47 + 33,89 - 3,69R_b = 0$$

$$R_b = 46,81 \text{ KN} \quad ; \quad R_a = 20,55 \text{ KN}$$

III.4.5. Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant maximal:

Schéma statique	Effort tranchant	Moment fléchissant
<p>$0 \leq x \leq 0.72m$</p>	$\Sigma F/y=0 \Rightarrow -T_x + 20.55 - (10.60x) = 0$ $T_x = -10.60x + 20.55$ $x=0 \Rightarrow T = 20.55$ $x=0.72 \Rightarrow T = 12.91$	$\Sigma M/o = 0 \Rightarrow 20.55x M_x - (10.60x^2/2) = 0$ $M_x = -5.3x^2 + 20.55x$ $x=0 \Rightarrow M_x = 0$ $x=0.72 \Rightarrow M_x = 12.04$
<p>$0.72 \leq x \leq 3.12m$</p>	$\Sigma F/y=0 \Rightarrow -T_x + 20.55 - 7.63 - (14.68 \cdot (x-0.72)) = 0$ $T_x = -14.68x + 23.48$ $x=0.72 \Rightarrow T = 12.91$ $x=3.12 \Rightarrow T = -22.32$	$\Sigma M/o = 0 \Rightarrow -[(14.68 \cdot (x-0.72)) \cdot (x/2 - 0.36)] - [7.63 \cdot (x-0.36)] + 20.55x - M_x = 0$ $M_x = -7.34x^2 + 23.48x - 1.06$ $x=0.72 \Rightarrow M_x = 12.04$ $x=3.12 \Rightarrow M_x = 0.77$
<p>$3.12 \leq x \leq 3.69m$</p>	$\Sigma F/y=0 \Rightarrow -T_x + 20.55 - 7.63 - 35.23 - (10.60 \cdot (x-3.12)) = 0$ $T_x = -10.60x + 10.76$ $x=3.12 \Rightarrow T = -22.32$ $x=3.69 \Rightarrow T = -28.35$	$\Sigma M/o = 0 \Rightarrow -M_x - [(10.60 \cdot (x-3.12)) \cdot (x/2 - 1.56)] - [35.23 \cdot (x-1.92)] - [7.63 \cdot (x-0.36)] + 20.41x = 0$ $M_x = -5.3x^2 + 10.76x + 18.79$ $x=3.12 \Rightarrow M_x = 0.77$ $x=3.69 \Rightarrow M_x = -13.68$
<p>$3.69 \leq x \leq 4.76m$</p>	$\Sigma F/y=0 \Rightarrow -7.12 - 10.60x' + T_x = 0$ $T_x = 10.60x' + 7.12$ $x=0 \Rightarrow T = 7.12$ $x=1.07 \Rightarrow T = 18.46$	$\Sigma M/o = 0 \Rightarrow M_x + [(10.60x') \cdot (x'/2)] + 7.12x' = 0$ $M_x = -5.3x'^2 - 7.12x'$ $x=0 \Rightarrow M_x = 0$ $x=1.07 \Rightarrow M_x = -13.68$

Tableau III.8. Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant

Donc à partir du résultat on peut calculer le moment maximal

$$\frac{dM_f}{dx} = \frac{d(-7.34x^2 + 23.48x - 1.06)}{dx} = -14.68x + 23.48 = 0 \Rightarrow x = 1.59 m$$

$$M_{max} = 17.71 kN.m$$

III.4.6. Diagramme du Moment et de l'effort tranchant:

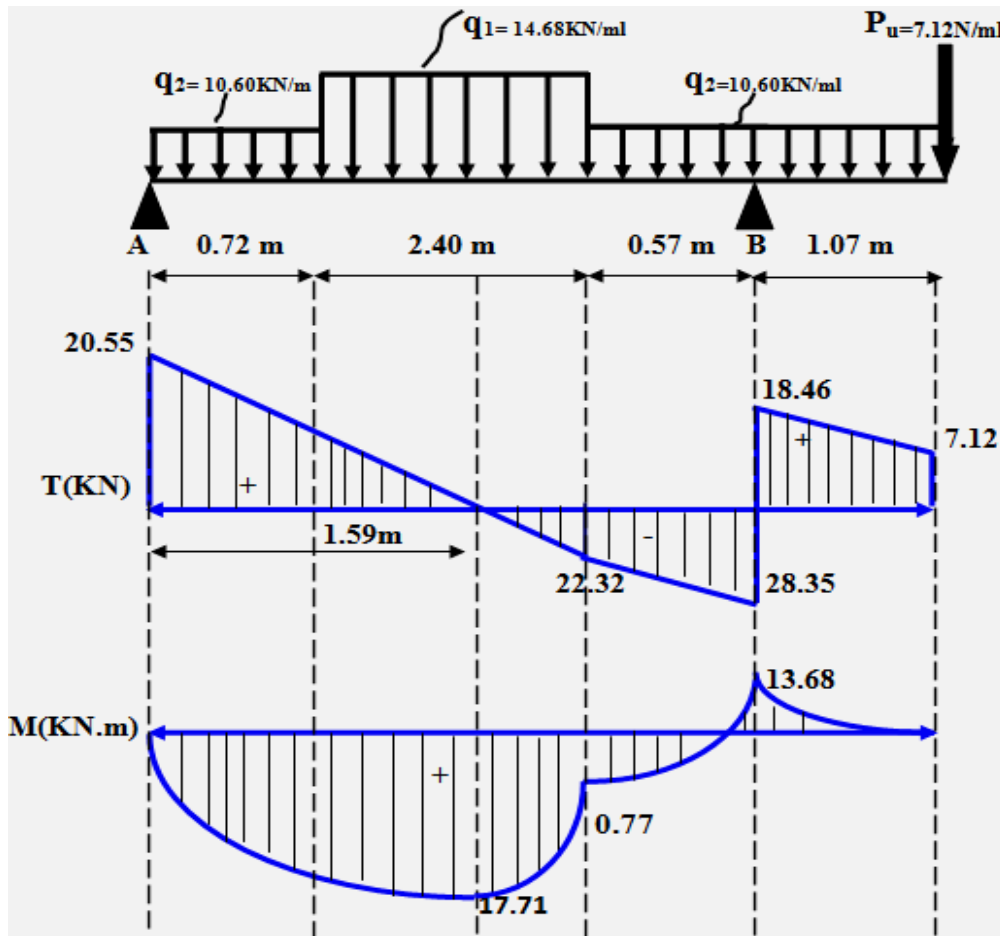


Figure III.9. diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

III.3.7. Les Résultats obtenus :

<u>E.L.U</u>	<u>E.L.S</u>
$R_a = 20,55 \text{ KN} / m$	$R_a = 14,30 \text{ KN} / m$
$R_b = 46,81 \text{ KN} / m$	$R_b = 33,34 \text{ KN} / m$
$T_{\max} = 28,35 \text{ KN}$	$T_{\max} = 19,96 \text{ KN}$
$M_{\max} = 17,71 \text{ KN.m}$	$M_{\max} = 12,16 \text{ KN.m}$
$M_t = 0,85 M_0 = 15,05 \text{ KN.m}$	$M_t = 0,85 M_0 = 10,33 \text{ KN.m}$
$M_a = 0,4 M_0 = 7,08 \text{ KN.m}$	$M_a = 0,4 M_0 = 4,86 \text{ KN.m}$

III.4.8-Calcul du ferrillage:

1- En travée (volée) : $M_t = 15.05 \text{KN.m}$; $h = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 0,9 \times 12 = 10,8 \text{cm}$; $b = 100 \text{cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{15,05 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,091 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,952$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,05 \times 10^3}{0,952 \times 10,8 \times 348} = 4,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T12** soit $A_{\text{adp}} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

1.a)Vérification du Condition de non fragilité:

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

L'espacement : $S_t = 15 \text{cm}$.

1.b)-Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Soit on adopte **2T10/ml** soit $A_{\text{adp}} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement égal à 10cm.

2- Sur appuis (palier):

$M_a = 7.08 \text{ KN.m}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7,08 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,027 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,986$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,08 \times 10^3}{0,986 \times 13,5 \times 348} = 1,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **2T12** soit $A_{\text{adp}} = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$

2.a) vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

L'espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

2.b)-Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2.26}{4} = 0,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On adopte **2T10** soit $A_{\text{adp}} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$S_t = 10 \text{cm}$.

III.4.9 Les vérifications à l'E.L.S :

$$M_{ser}^{max} = 12.16 \text{ KN.m}$$

1- En travée:

$$M_{ser}^t = 10.33 \text{ KN.m}, A_t = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} ; d = 10.80 \text{ cm}$$

a)-Détermination de la Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = \frac{by^2}{2} + \eta A_s'(y - d)^2 ; \text{ D'ou : } \eta = 15$$

$$\rightarrow 50y^2 + 67.80Y - 732.24 = 0 \rightarrow y = 3.20 \text{ cm.}$$

b)-Calcul du Moment d'inertie (I):

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{100(3.20)^3}{3} + (15 \times 4.52) \times (10.80 - 3.20)^2 = 5008.39 \text{ cm}^4$$

c)-Contrainte du béton σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10,33 \times 10^3}{5008,39} \times 3.20 = 6,60 \text{ MPa}$$

d)-Contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_b$:

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

Alors : $\sigma_{bc} = 6.60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées conviennent.

2- sur appuis :

$$M_{aser} = 4.86 \text{ KN.m} ; A_s = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml} ; d = 13.50$$

a)-Détermination de la Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = \frac{by^2}{2} + \eta A_s'(y - d)^2 ; \text{ D'ou : } \eta = 15$$

$$\rightarrow 50y^2 + 33.9Y - 457.65 = 0 \rightarrow y = 2.70 \text{ cm.}$$

b)-Calcul du Moment d'inertie (I):

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{100(2.70)^3}{3} + (15 \times 2.26)(13.50 - 2.70)^2 = 4966.92 \text{ cm}^4$$

c)-Contrainte du béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4,86 \times 10^3}{4966,92} \times 2,70 = 2.64 \text{ MPa}$$

d)-Contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_b$:

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

$\sigma_{bc} = 2.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées conviennent.

e)-Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \times 10 = \frac{28,35 \times 10^{-3}}{100 \times 10,8 \times 10} = 0,26 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Donc: pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

f)- Vérification au niveau des appuis:

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a}{0,9.d} \right) \Rightarrow A \geq \frac{1,15}{400} \left(28,35 + \frac{10,33 \times 10^2}{0,9 \times 13,50} \right) = 0,32 \text{ cm}^2.$$

Donc: $2,26 \text{ cm}^2 > 0,32 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

III.4.10. Vérification de la flèche :

Selon l'article B651 de BAEL91 on a :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{240} = 0,0615 > 0,0625 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t \text{ ser}}}{10 \times M_{0 \text{ ser}}} \Leftrightarrow \frac{15}{240} = 0,0615 > \frac{10,33}{10 \times 17,56} = 0,058 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{4,52}{100 \times 10,8} = 0,0041 = \frac{4,2}{400} = 0,010 \text{ Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

➤ **Blocs angle:**

a-Dimensions des escaliers :

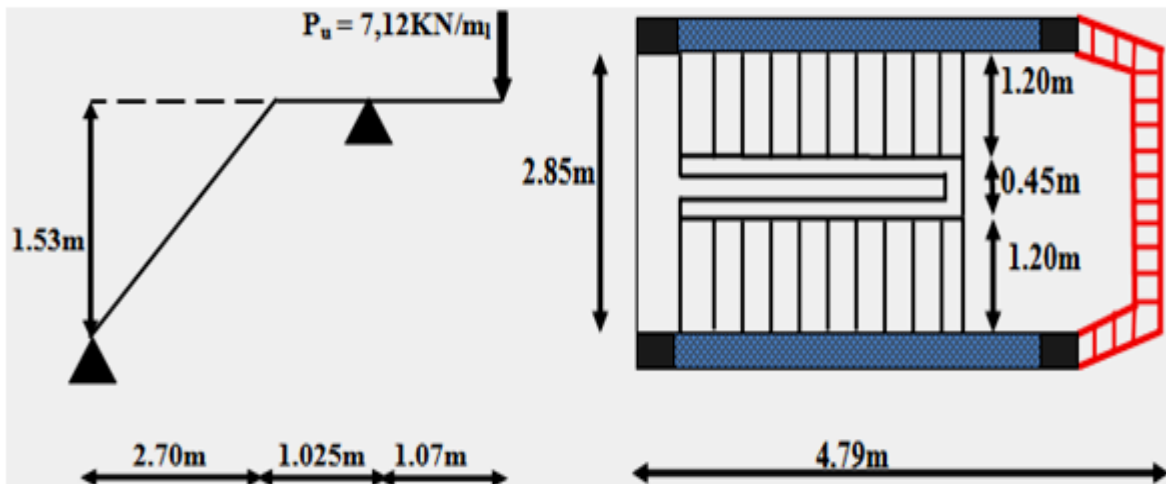


Figure III.10. Schéma d'escalier blocs angle

-Le Tableau suivant résumer les résultats obtenus:

Escalier de blocs angle									
H	L	n	n-1	h	g	a	ep	ev	m
3.06m	2.70m	10	9	17cm	30cm	0.87	12cm	15cm	66

Tableau III.9. Dimension d'escalier de blocs angle

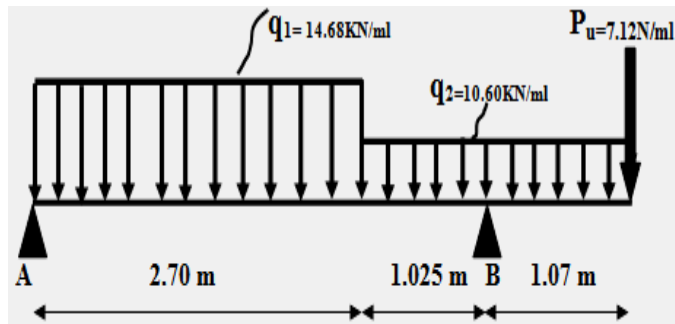
b)- Évaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

a-Paillasse:

$Q_u = 14.68\text{KN/ml}$; $Q_{ser} = 10.06\text{KN/ml}$

b- Palier :

$Q_u = 10.60\text{KN/ml}$; $Q_{ser} = 7.58\text{ KN/ml}$



c)- Diagramme du Moment fléchissant et l'effort tranchants:

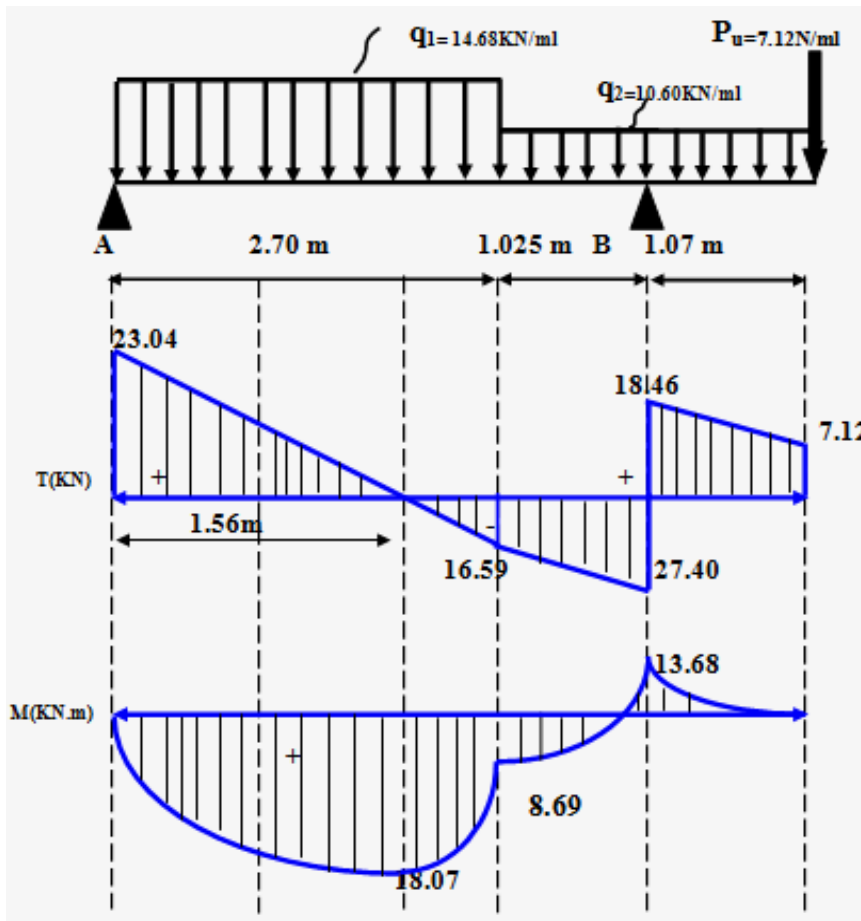


Figure III.11. Diagramme du moment et de l'effort tranchant

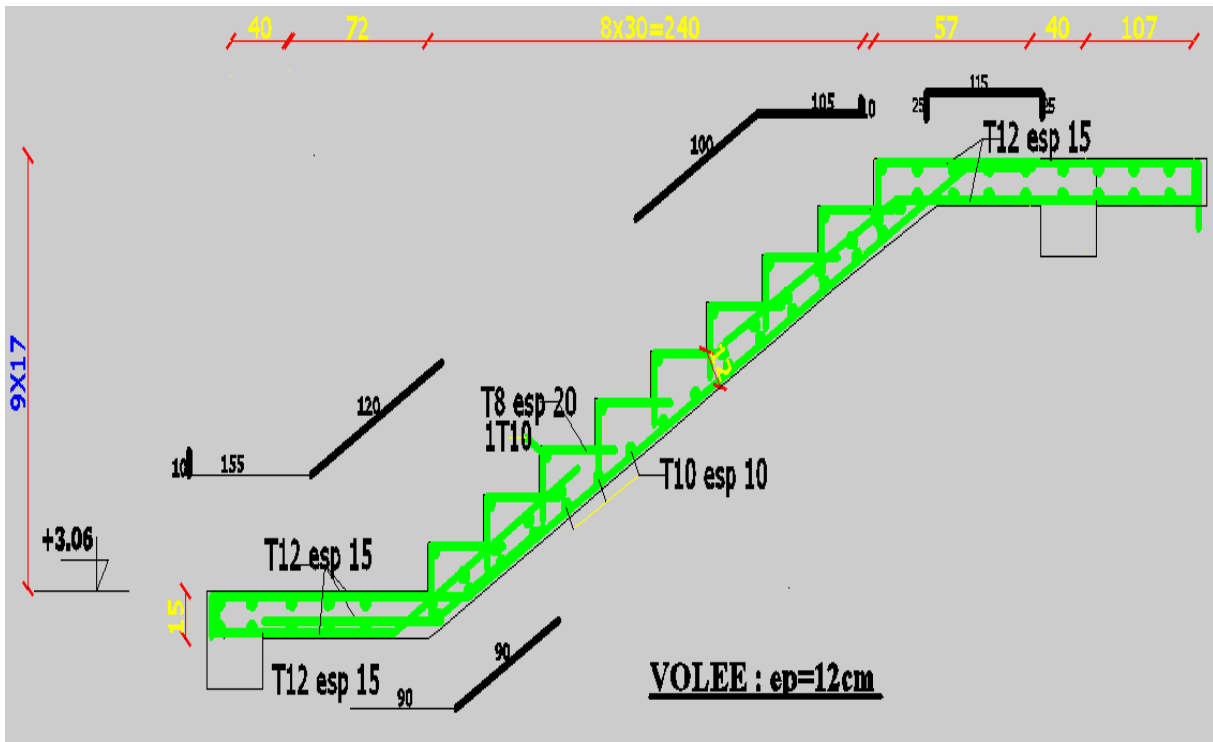
III.4.11. Tableau récapitulatif des armatures des différents types d'escalier:

Type du bloc	Blocs barre		Blocs angle	
	travée	appuis	travée	appuis
M_u (KN.m)	17.71		18.07	
M_{ser} (KN.m)	12.16		12.42	
T_u (KN)	28.35		27.40	
	travée	appuis	travée	appuis
M	15.05	7.08	15.35	7.22
d	10.80	13.50	10.80	13.50
μ	0.091	0.027	0.092	0.027
β	0.952	0.986	0.952	0.986
A_s (cm ² /ml)	4.20	1.52	4.29	1.55
Choix d'acier (p.m)	4T12	2T12	5T12	2T12
A_{adopte} (cm ² /ml)	4.52	2.26	5.65	2.26
A_{min} (cm ² /ml)	1.30	1.63	1.30	1.63
A_r (cm ² /ml)	1.13	0.56	1.41	0.56
Choix d'acier (p.m)	2T10	3T8	3T10	3T8
A_{adopte} (cm ² /ml)	1.57	1.51	2.35	1.51
σ_{bc} (Mpa)	6.60	2.64	6.22	2.90
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15	15	15
τ_u (Mpa)	0.26		0.16	
$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	3.25		3.25	
Flèche (cm)	Condition Vérifiée		Condition .Vérifiée	

Tableau III.10. Ferrailage obtenus pour les escaliers des deux blocs

III.4.12.Schémas de ferrillage

Blocs barre



Blocs angle :

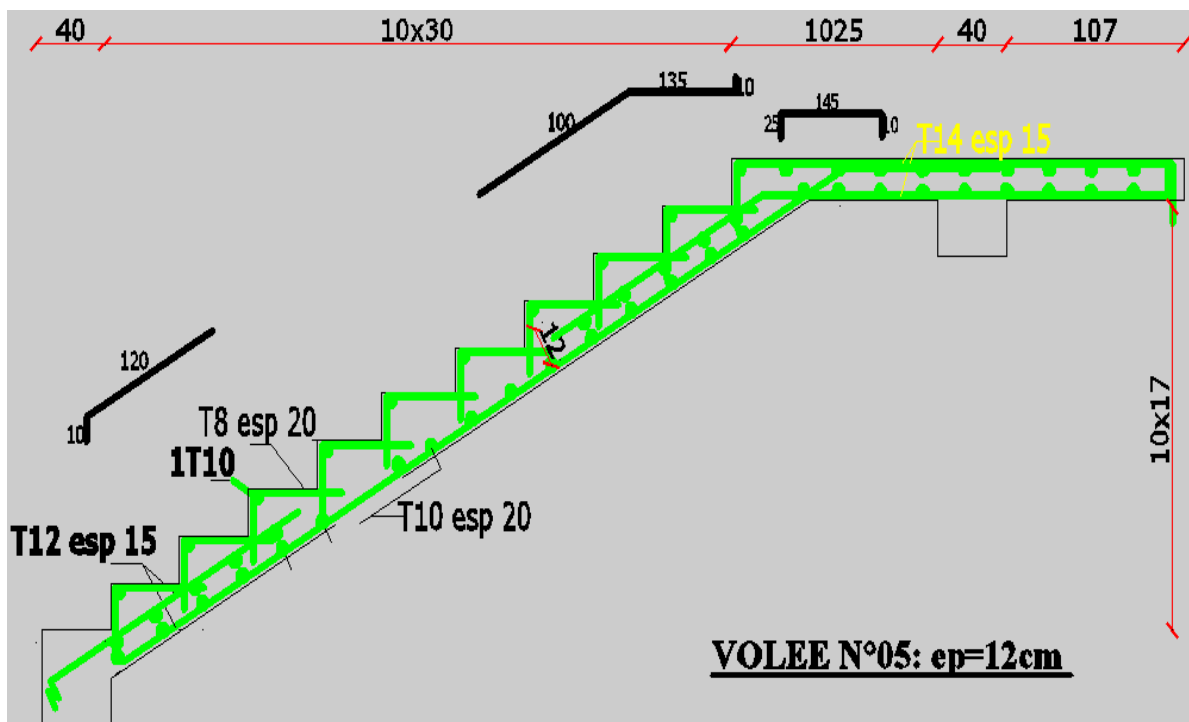


Figure III.12. Schéma de ferrillage d'escalier pour les deux blocs

III.5.Étude de la poutre palière :

La poutre palière est prévue pour servir comme support à l'escalier, elle est considérée comme semi encastrée sur les deux extrémités (poteau), elles reprennent les charges suivantes :

- Charges dues à leurs poids propres.
- Charges dues aux réactions du paliers.

Le calcul se fait à l'ELU puisque la fissuration est considérée comme peu nuisible

III.5.1- Pré dimensionnement :

Selon **B.A.E.L.91**; le critère de rigidité.

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad L : \text{la portée de la poutre.}$$

$$0,3.d \leq b \leq 0,4.d$$

donc on a :

$$\frac{320}{15} \leq h_t \leq \frac{320}{10} \Leftrightarrow 21,33 \leq h_t \leq 32 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

$$\text{on a : } d = 0,9 * h \Rightarrow d = 0,9 * 35 = 31,5 \text{ cm}$$

$$0,3 * 31,5 \leq b \leq 0,4 * 31,5 \Rightarrow 9,45 \leq b \leq 12,6 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

On prend **$h_t = 35 \text{ cm}$** et **$b = 25 \text{ cm}$**

III.5.2- Vérifications des conditions du R.P.A.99:

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \text{ cm} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

III.5.3- Calcule des sollicitations :**a- Charge permanent :**

- poids propre de la poutre palière..... $0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,62 \text{ KN/m}$
- poids du mur situé sur la poutre $(0,20 \times 3,06 \times 9) \times 1 \text{ m} = 5,50 \text{ KN/m}$
- poids du l'enduit..... $(18 \times 0,02 \times 3,06) \times 1 \text{ m} = 1,10 \text{ KN/m}$
- Réaction de l'escalier..... $20,55 \text{ KN/m}$
- la charge d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Le calcul se faire pour un bond de 1m de longer

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_u = (1,35 \times (2,62 + 5,5 + 1,1)) + (1,5 \times 2,50) + 20,55 \times 1 \text{ m} = 36,74 \text{ kN/ml} \\ Q_{ser} = 2,62 + 5,5 + 1,1 + 2,50 + 14,76 \times 1 \text{ m} = 26,48 \text{ kN/ml} \end{array} \right.$$

b-calcul des sollicitations :

$$\left\{ \begin{aligned} M_0 &= ql^2 / 8 = 36,74(3.20)^2/8 = 47,02\text{KN.m} \\ M_u^t &= 0,85M_0 = 0,85 \times 47,02 = 39,96\text{KN.m} \\ M_u^a &= 0,4M_0 = 0,40 \times 47,02 = 18,80\text{KN.m} \end{aligned} \right.$$

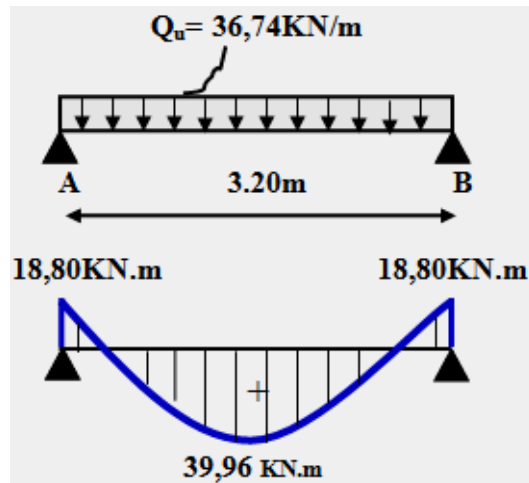


Figure III.13. Diagramme du moment de la poutre palière

c-Calcul des armatures :

1- En travée :

$$M_u^t = 39,96\text{KN.m} ; d = 0,9h = 0,9 \times 35 = 31.5\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_u^t}{bxd^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{36.96 \times 10^3}{30 \times (31.5)^2 \times 14,17} = 0,087 < \mu_r = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,954$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{B.d.\sigma_s} = \frac{36,96 \times 10^3}{0,954 \times 31.5 \times 348} = 3,53\text{cm}^2$$

Le choix (3T12 fil+2T12 chap) soit $A_{adp} = 5.65 \text{ cm}^2$

-vérification de la Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 \text{ b.d } f_{t28} / f_c = 0,23 \times 30 \times 27 \times 2, / 400 = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{adp} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

2- sur appuis:

$$M_u^a = 18,80\text{KN.m} ; d = 0,9 \times 35 = 31.5\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{b.d^2 .\sigma_{bc}} = \frac{18,80 \times 10^3}{30 \times (31.5)^2 \times 14,17} = 0,044 < \mu_r = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,978$$

$$A_s = \frac{M_u^a}{b.d.\sigma_s} = \frac{18,80 \times 10^3}{0,978 \times 31.5 \times 348} = 1,75\text{cm}^2$$

On adopte : (3T12) soit $A_{adp} = 3,39 \text{ cm}^2$

- vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23. \text{ b. d } f_{t28} / f_c = 0,23 \times 30 \times 27 \times 2, / 400 = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{adp} = 2.26\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

III.5.4- Les vérifications à L.E.L.S :**a- Vérification des contraintes du béton à L'E.L.S:**

$$Q_{ser} = 26.48 \text{ KN/m}$$

-Calcul des sollicitations :

$$\left\{ \begin{aligned} M_0 &= \frac{q_{ser} L^2}{8} = \frac{26.48 \times (3.20)^2}{8} = 33.89 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^t &= 0.85.M_0 = 0.85 \times 33.89 = 28.80 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^a &= 0.4.M_0 = 0.40 \times 33.89 = 13.55 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

1-En travée :

a).Détermination du Position de l'axe neutre (y) : on a ; D'ou : $\eta = 15$; $As' = 5.65 \text{ cm}^2$

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 84,75y - 2288,25 = 0 \rightarrow y = 10,81 \text{ cm}$$

b)-Calcul du Moment d'inertie (I):

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{30(10.81)^3}{3} + (15 \times 5.65)(31.5 - 10.81)^2 = 48911.59 \text{ cm}^4$$

c)-Contrainte du béton σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{28,80 \times 10^3}{48911,59} \times 10,81 = 7,75 \text{ MPa}$$

d)-Contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

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

Alors : $\sigma_{bc} = 7.75 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées conviennent.

2- sur appuis : $As = 3.39 \text{ cm}^2$; $M_{ser}^a = 13,55 \text{ KN/m}$

a)-Détermination du Position de l'axe neutre (y) :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 50,85y - 1601,77 = 0 \rightarrow y = 8,77 \text{ cm}$$

b)-Calcul du Moment d'inertie (I):

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 8,77^3}{3} + (15 \times 3,39)(31,5 - 8,77)^2 = 27040,92 \text{ cm}^4$$

c)-Contrainte du béton σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{13,55 \times 10^3}{27040,92} \times 8,77 = 4,39 MPa$$

d)-Contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

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

Alors : $\sigma_{bc} = 4,39 MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées conviennent.

3- Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$T_u = \frac{Ql}{2} = \frac{36,74 \times 3,2}{2} = 58,78 kN$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \times 10 = \frac{58,78 \times 10^3}{300 \times 315} = 0,62 MPa$$

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

$\tau_u = 0,62 MPa < \overline{\tau}_u = 3,25 MPa$ Condition Vérifiée.

Donc: pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4- Vérification au niveau des appuis:

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_a}{0,9.d} \right) \Rightarrow A \geq \frac{1,15}{400} \left(58,78 + \frac{18,80 \times 10^2}{0,9 \times 31,5} \right) = 0,35 cm^2.$$

Donc: $2,26 cm^2 > 0,35 cm^2$ Condition vérifiée.

5-Ferrailage des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 10 mm ; 30 mm ; 10 mm \} \Rightarrow \Phi_t = 10 mm$$

6-L'espacement :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 cm \} = \min \{ 28 ; 35 cm ; 10 cm \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \{ 15 cm ; 10 \Phi_l \} = \min \{ 15 cm ; 10 cm \} \Rightarrow S_t = 10 cm$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15 \Phi_l \Rightarrow S_t = 15 cm ; \text{ On prend } S_t = 15 cm$$

7-Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0,31 ; 0,4 \} = 0,4 \text{ MPa} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b_0 \times 0,4}{f_e} \geq \frac{0,4 \times 30}{400} = 0,03 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Avec : $K=1$; $(\sin \alpha + \cos \alpha)=1$; $\gamma_s= 1.15$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,77 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 400} = 0,060 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

On prend le max (1) et (2) $\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,060S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} : \\ A_t \geq 0,9 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

Donc on prend : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ soit 4T8

8-Vérification de la flèche :

Selon l'article B651 de BAEL91 on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{35}{320} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{35}{320} \geq \frac{39,89}{10 \times 47,02} \\ \frac{5,65}{30 \times 31,5} \leq \frac{4,2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,10 \geq 0,06 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 0,10 \geq 0,084 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 0,0059 \leq 0,010 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc il est inutile de calculer la flèche.

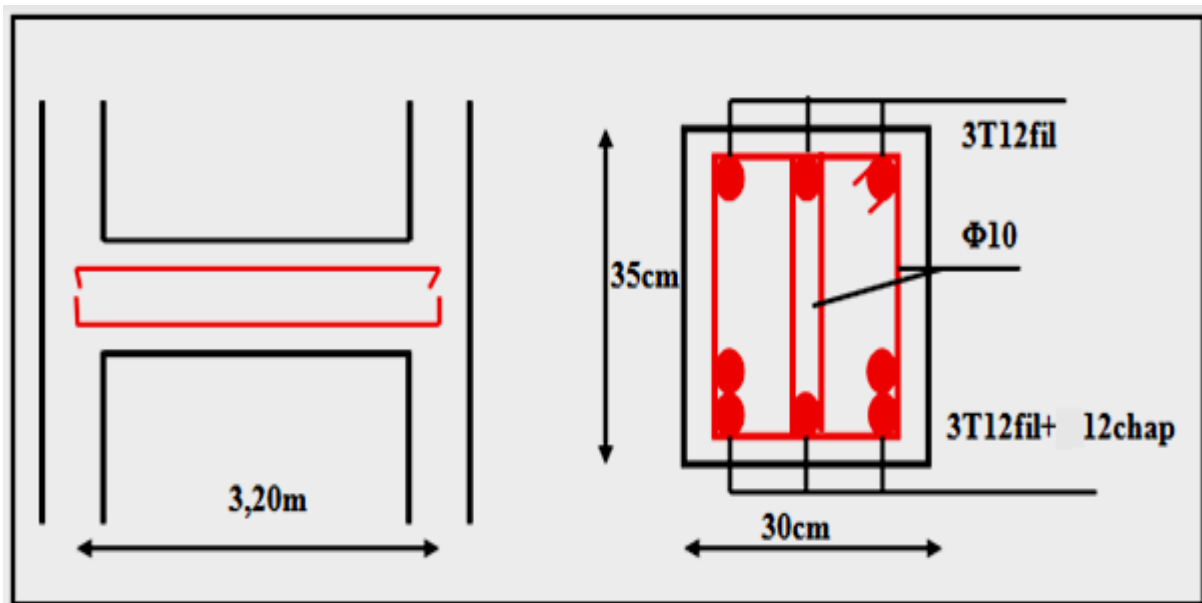
III.5.6.Ferraillage de la poutre palière

Figure III.14. Ferraillage de la poutre palier

- Conclusion :

Le calcul des éléments non structuraux est indispensable dans les étapes de calcul d'une structure, en effet la négligence de ces derniers est la cause de plusieurs désordres enregistrés, pour cela il faut donner aussi une importance lors de la réalisations sur chantier.