

IV.1 Acrotère :

IV.1.1 Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre et à une charge qui la main courante. Le calcul se fait en la flexion composée.

IV.1.2 Charges sollicitant l'acrotère :

IV.1.2.1 Charge permanente et charge d'exploitation :

- **Charge permanente**

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$G = 25[(0,6 \times 0,10) + (0,08 \times 0,1) + 0,5(0,02 \times 0,1)] \times 1$$

$$G = 1,72 \text{ kN/m}$$

- **Charge d'exploitation**

On prend en considération l'effet de la main courante

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

IV.1.2.2 Charge aux états limites :

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

- **E.L.U**

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 1,72 = 2,32 \text{ kN/m}$$

$$M_U = 1,5 Q h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ kN.m}$$

$$T_U = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$$

- **E.L.S**

$$N_S = G = 1,72 \text{ kN}$$

$$M_S = Q h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m}$$

$$T_S = Q = 1 \text{ kN}$$

IV.1.3 Enrobage :

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

IV.1.4 Excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,9}{2,32} = 0,39 \text{ m}$$

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

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

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

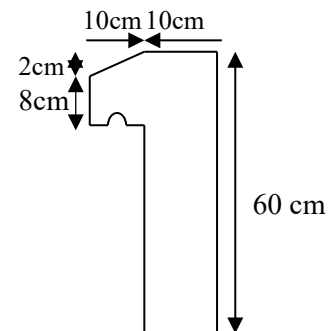


Figure IV. 1 : Acrotère

IV.1.5 Calcul du ferrailage (E.L.U) :**IV.1.5.1 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :**

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - c \right] = 2,32 \left[0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,97 \text{ kN.m}$$

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

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,32) - 0,97 = -0,81 \text{ kN.m}$$

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

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1$$

$$= 24,79 \text{ kN.m}$$

$-0,80 < 24,79 \text{ kN.m}$; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$.

IV.1.5.2 Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$M_U = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0084$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\delta_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668. \text{ avec: } 1000\delta_{sl} = \frac{f_e}{E \cdot \delta_s} = \frac{400}{2,10^5 \times 1,15}$$

$$= 1,74$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,0084 \rightarrow A' = 0$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,996$$

IV.1.5.3 Calcul de la section d'armatures en :**a) Flexion simple :**

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 9 \times 0,996} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) Flexion composée :

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,31 - \frac{2,32 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

IV.1.5.4 Section minimale des armatures pour une section rectangulaire :**a) Les armatures principales :**

$$N_{ser} = N_G = 1,72 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,72} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

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

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23$$

$$= \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23$$

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

On adopte $4\Phi 6$ p.m; $A_s=1,13\text{cm}^2/\text{m}$; avec un espacement $St = 25$ cm.

b) Les armature de répartitions :

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

On adopte : $A_r = 0,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : $4\Phi 6$ p.m.

IV.1.6 Les vérifications :

IV.1.6.1 Vérification des contraintes (E.L.S.) :

- **Moment de service :**

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,72 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,65 \text{ kN.m}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2}y^2 + 16,95y - 152,55 = 0 \rightarrow y = 1,58 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,58^3}{3} + (15 \times 1,13 \times (9 - 1,58)^2) \\ = 1064,68 \text{ cm}^4$$

IV.1.6.2 Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{650}{1064,68} \times 1,58 = 0,96 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,96 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

IV.1.6.3 Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) ; \text{Fissuration très préjudiciable}$$

Avec :

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(200 \text{ MPa} ; 164,97 \text{ MPa}) = 164,97 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{650}{1064,68} \times (9 - 1,58) = 67,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 67,95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 164,97 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

IV.1.6.4 Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.1.6.5 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,10

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

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1,72 \text{ kN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,10 \times 1,72 = 0,55 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} ; \text{Condition vérifiée}$$

IV.1.6.6 Disposition du ferrailage :

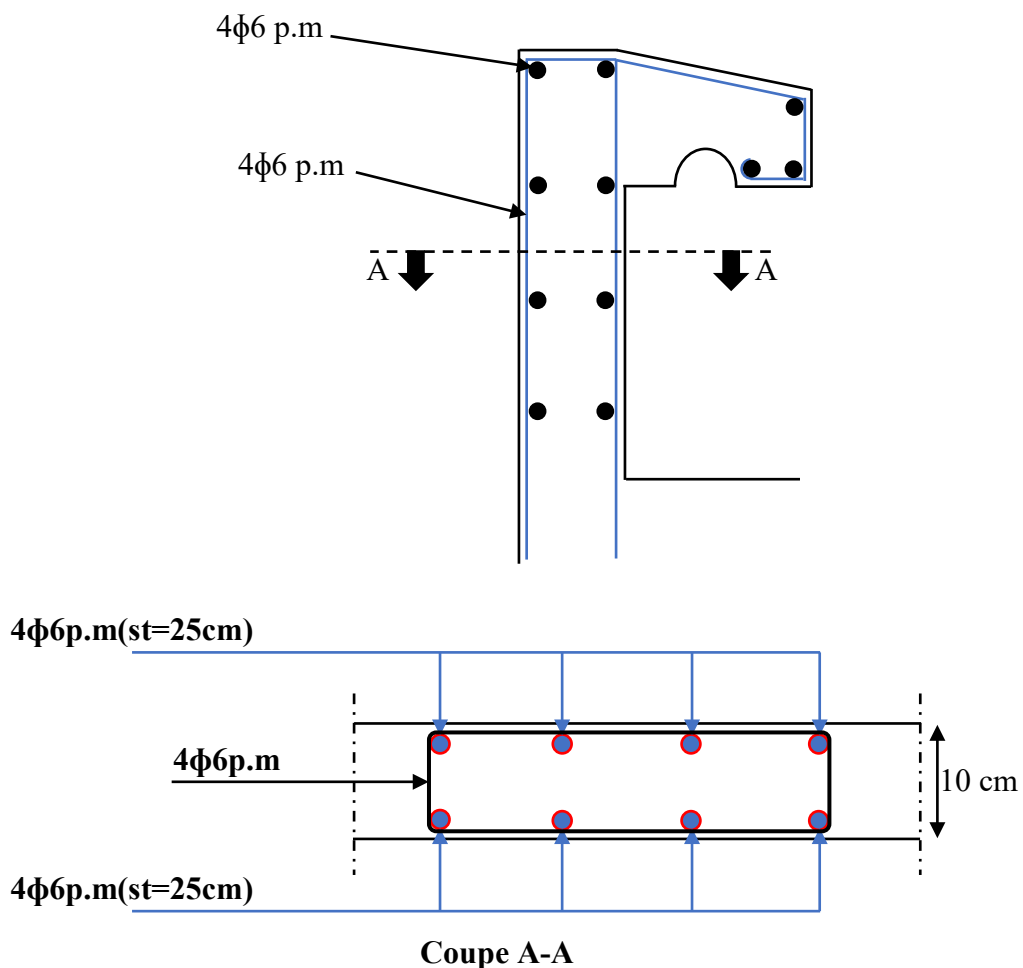


Figure IV. 2 : Ferrailage de l'acrotère

IV.2 Balcon :

IV.2.1 Introduction :

Le balcon est une dalle pleine 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.

Les balcons peuvent se trouver dans un projet en plusieurs types selon deux critères :

- A. **Critère architectural** : sont classés en fonction de leurs destinations, (auvent - loggia - séchoir).
- B. **Critère de résistance** : sont classés en fonction des conditions aux appuis (en console - sur trois appuis ou sur quatre appuis).

Leurs épaisseurs résultent des conditions de :

- Résistance à la flexion
- Isolation acoustique $e \geq 12\text{cm}$
- Sécurité en matière d'incendie $e = 11\text{cm}$ pour 2 heures de coup feu

Donc on adopte $e = 15\text{cm}$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de large.

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon :

-Balcon encastré de deux coté

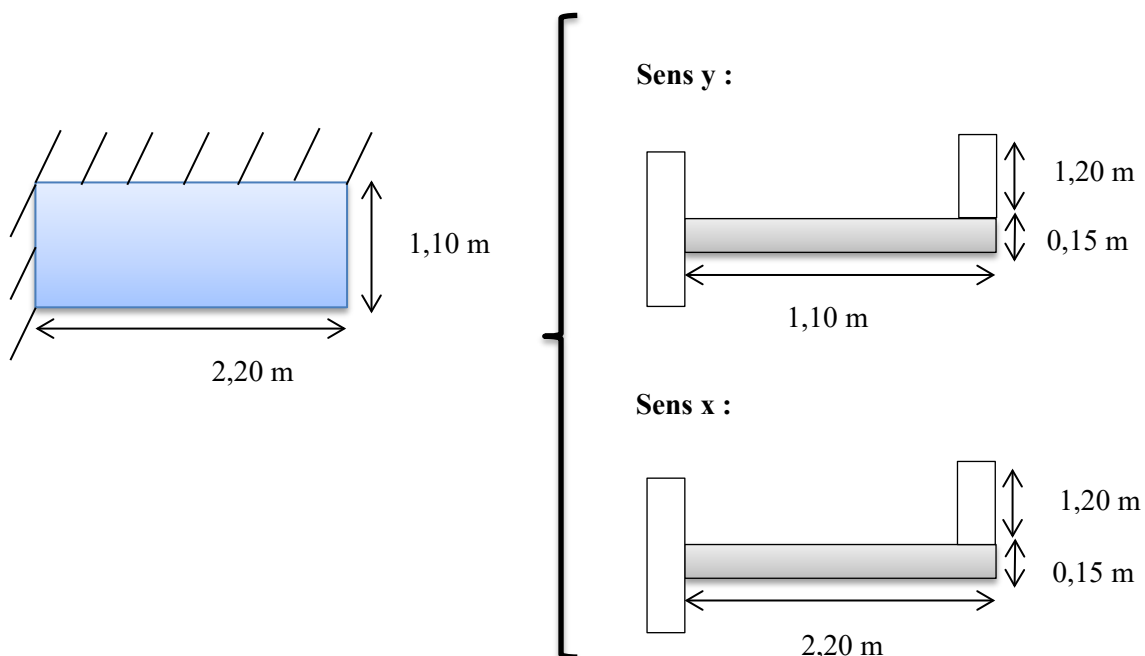


Figure IV.3 : Schéma représentatif de balcon

IV.2.2 Descente des charges :

Tableau IV. 1 : Descente des charges (Balcon)

N°	Désignation	Epaisseur(m)	Densité kn/m ³	Poids kn/m ²
1	Carrelage	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25,00	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	18,00	0,36
				5,27

Poids propre $G = 5,27 \text{ KN/m}^2$

Surcharge $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Charge par ml : $Q_u = 12,36 \times 1 = 12,36 \text{ KN/ml}$

$Q_{ser} = 8,77 \times 1 = 8,77 \text{ KN/ml}$

IV.2.4 Calcul de la charge concentrée :

- Poids propre du mur en briques perforées :

$$P = \gamma_b \times b \times h \times l = 9 \times 0,1 \times 1,2 \times 1 = 1,08 \text{ KN}$$

- Poids de l'enduit (intérieur et extérieur) :

$$P_{ex} = 0,18 \times 2 \times 1,2 \times 1 = 0,43 \text{ KN}$$

$$P_{it} = 0,18 \times 1,5 \times 1,2 \times 1 = 0,32 \text{ KN}$$

$$P_{tot \text{ mur}} = 1,83 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,35 P = 2,47 \text{ KN}$$

$$P_{ser} = 1,83 \text{ KN}$$

IV.2.5 Ferrailage :

- La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries.
- Le calcul s'effectuera donc à **E.L.S** et **E.L.U**.
- Comme la fissuration préjudiciable, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

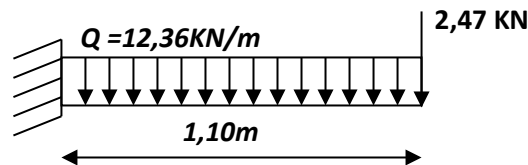
η : Coefficient de fissuration = 1,6 pour les armatures à haute adhérence

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,10} \right\}$$

$$\sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$$

- **Sens x :**

Schéma statique :



IV.2.5.1 Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant maximales :

Pour le calcul des sollicitations (Moments de flexion et efforts tranchants) nous avons utilisé le programme **Socotec**. Suite à l'analyse nous avons trouvé les résultats suivants :

$$M_{\max} = 10,74 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 38,00 \text{ KN}$$

$$d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10,74 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,041 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,041 \rightarrow \beta = 0,9795 ,$$

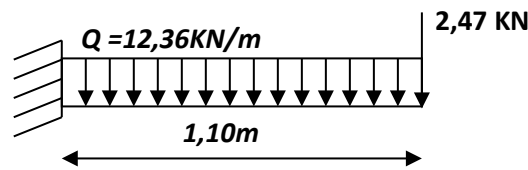
$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,74 \times 10^3}{0,9795 \times 13,5 \times 348} = 2,33 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T10 p.m** et ($A=3,14 \text{ cm}^2 / \text{m}$ et $St=25 \text{ cm}$)

Sens y :

Schéma statique :



IV.2.6 Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant maximales :

$$M_{max} = 8,38 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = 29,32 \text{ kN}$$

$$d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8,38 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,032 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984,$$

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

$$A_s = \frac{M_{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,38 \times 10^3}{0,984 \times 13,5 \times 348} = 1,81 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T10 p.m et $A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{m}$ et $St = 25 \text{ cm}$

IV.2.7 Vérifications :

• Sens x :

a) Condition de non fragilité :

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

$A_{adpt} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{38 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,28 \text{ MPa}$$

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

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

$\tau_u = 0,28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée
La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{38 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 4 \times 3,14 \times 10^2} = 2,49 \text{ MPa}$$

Avec :

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

 μ : Périmètre d'armatures tendues ; $\mu = 3,14 \text{ cm}$; tirée du tableau

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

 ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA $\psi_s = 1 \rightarrow$ Pour les aciers lisses $\psi_s = 1,5 \rightarrow$ Pour les aciers HA

$$\tau_{se} = 2,49 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.8 La vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{ser} = 7,76 \text{ kN.m}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 47,10y - 366,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + ((15 \times 3,14)(13,50 - 3,12)^2) \\ = 6087,13$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{7,76 \times 10^3}{6087,13} \times 3,12 = 3,97 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 3,97 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

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

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

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{7,76 \times 10^3}{6087,13} \times (13,50 - 3,12) = 13,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 13,23 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

IV.2.9 Vérification de la flèche :

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

Avec :

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

a) Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times C)}{b \times h + \eta \times A_s} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 3,14 \times 2)}{(100 \times 15) + (15 \times 3,14)} = 7,33 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,33 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,66 \text{ cm}$$

b) Calcul du moment d'inertie :

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

$$= \frac{100 \times 7,33^3}{3} + \frac{100 \times 7,66^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,50 - 7,33)^2) = 29902,64 \text{ cm}^4$$

c) Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{2,2^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 29902,64} \times \left[\frac{8,77 \times 2,2}{8} + \frac{1,83}{3} \right]$$

$$= 0,33 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{220}{250} = 0,88 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,33 \text{ cm} < F_{adm} = 0,88 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

IV.2.10 Vérifications :**• Sens y :****a) Condition de non fragilité :**

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

$$A_{adpt} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{29,32 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,217 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,217 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{29,32 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 4 \times 5,02 \times 10^2} = 1,20 \text{ MPa}$$

Avec :

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

μ : Périmètre d'armatures tendues ;

μ = 5,02 cm; tirée du tableau

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

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

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

$$\tau_{se} = 1,20 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.11 La vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{ser} = 6,04 \text{ kN.m}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 150,75y - 2035,125 = 0 \rightarrow y = 5,04 \text{ cm}$$

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 5,04^3}{3} + ((15 \times 3,14)(13,50 - 5,04)^2) \\ = 7638,49 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{6,04 \times 10^3}{7638,49} \times 5,04 = 3,98 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 3,98 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

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

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

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

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{6,04 \times 10^3}{7638,49} \times (13,50 - 5,04) = 6,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 6,68 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

IV.2.12 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 :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times C)}{b \times h + \eta \times A_s} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 3,14 \times 2)}{(100 \times 15) + (15 \times 3,14)} \\ = 7,33 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,33 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,66 \text{ cm}$$

2. Calcul du moment d'inertie :

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

$$= \frac{100 \times 7,33^3}{3} + \frac{100 \times 7,66^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,50 - 7,33)^2) = 29902,64 \text{ cm}^4$$

3. Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,1^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 29902,64} \times \left[\frac{8,77 \times 1,1}{8} + \frac{1,83}{3} \right]$$

$$= 0,025 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{110}{250} = 0,44 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,025 \text{ cm} < F_{adm} = 0,44 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

IV.2.13 Disposition du ferrillage :

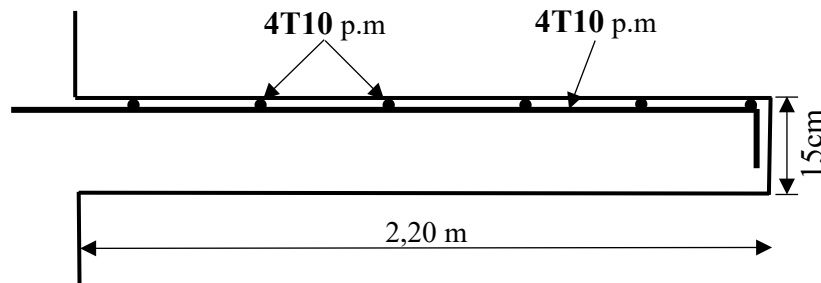


Figure IV.4: Ferrillage en Travée (Balcon) Sens « X »

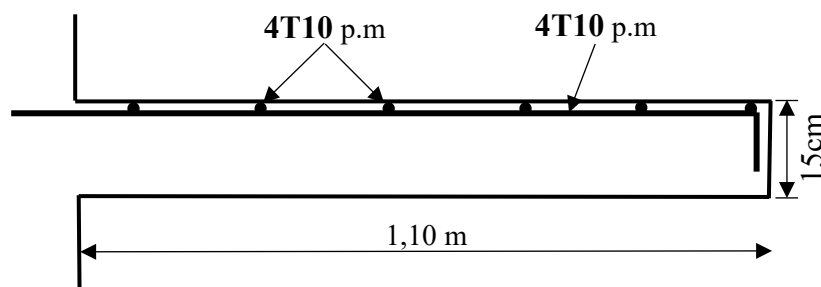


Figure IV.4: Ferrillage en Travée (Balcon) Sens « Y »

IV.3 Escaliers :

IV.3.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

IV.3.2 Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchet.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle le contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

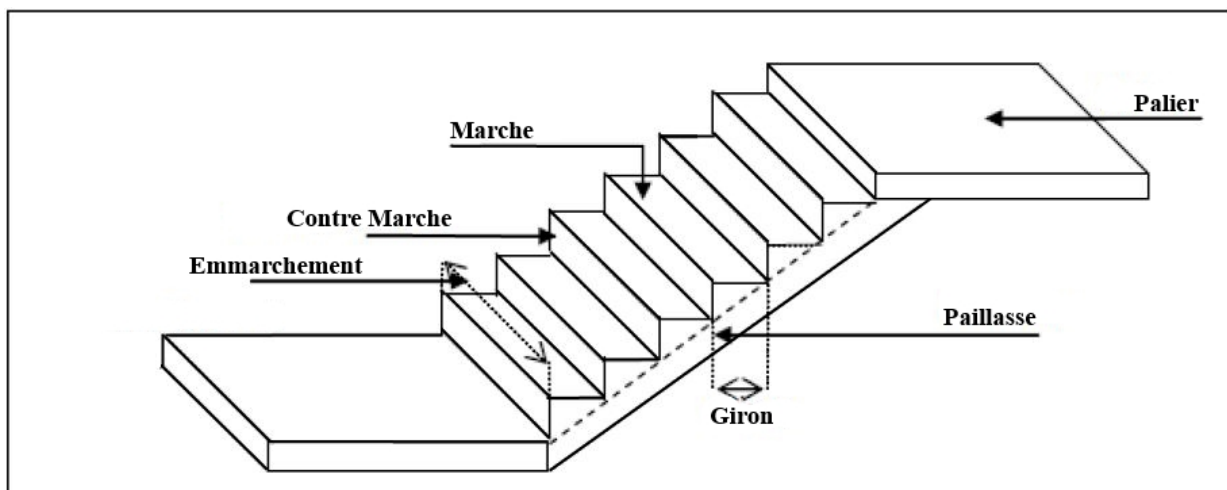


Figure IV. 6 : Schéma d'un escalier

IV.3.3 Dimensionnement Des Escaliers :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de **BLONDEL** :

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

Avec :

h : Hauteur de la marche (contre marche).

g : Largeur de la marche.

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

H : Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ($H= n.h=h_e/2$)

n : Nombre de contre marches.

L : Projection horizontale de la longueur totale de volée : $L=(n-1)g$

- Notre bâtiment compte deux types d'escaliers :
 - I. Escalier Console à deux volées avec deux paliers.
 - II. Escalier droit à un volée.

IV.3.3.1 Etude D'un Escalier Console :

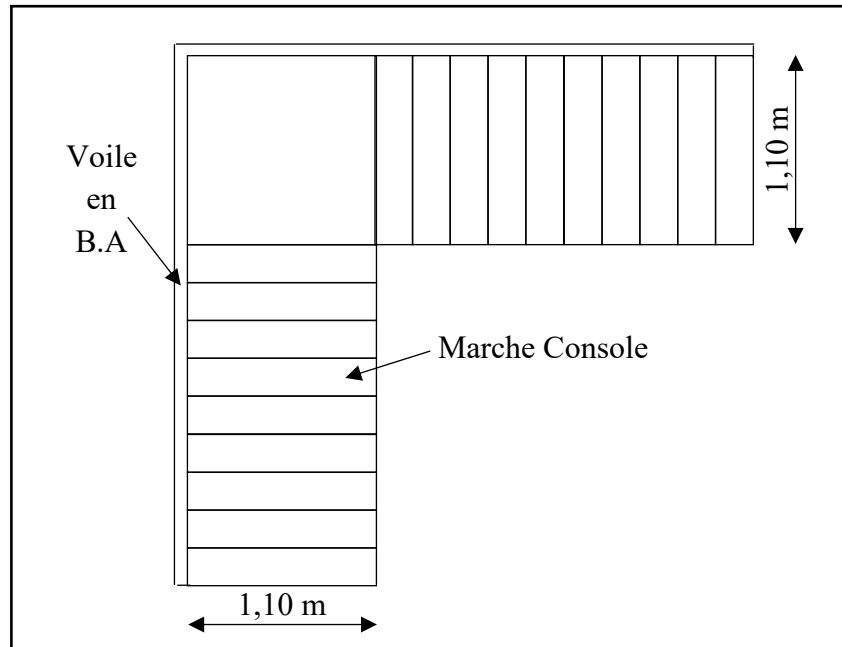


Figure IV. 7 : Vue en plan de l'escalier Console

IV.3.3.1.1 La Marche :

- La section de calcul :

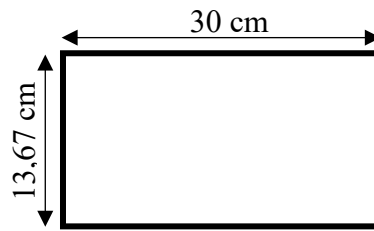


$$h_{eq} = \frac{a_1 + a_2}{2} = \frac{(h + a_2) + a_2}{2} = \frac{h + 2a_2}{2} = \frac{h}{2} + a_2$$

$$h_{eq} = \frac{h}{2} + \frac{e_{paillasse}}{\cos \alpha} = \frac{18}{2} + \frac{4}{0,857} = 13,67 \text{ cm}$$

$$(\tan \alpha = \frac{18}{30} = 0,6) \Rightarrow (\alpha = 30,96^\circ \text{ et } \cos \alpha = 0,857)$$

- La section de calcul est ($g \times h_{eq}$) :



IV.3.3.1.2 Evaluation des charges et surcharges :

Tableau IV. 2 : Descente des charges (La Marche)

Désignation	E (m)	Densité (KN/m ³)	(KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20,00	0,40
Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
Sable fin pour mortier	0,02	18,00	0,36
Le poids de (La marche + La paille)	0,1367	25,00	3,42
G =			4,58

- A l'E.L.U

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

$$Q_{\text{marche}} = 1,5 \text{ KN/m}$$

Donc :

Pour une marche de 30 cm de largeur :

$$P_u : \text{Poids de garde - corps} = 0,10 \text{ kN/m}^2$$

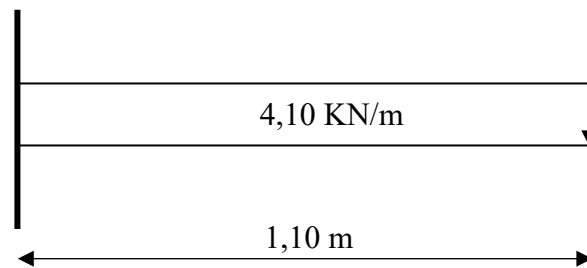
$$P_u = 1,35 \times 0,10 = 0,135 \text{ kN/m}^2$$

$$P_u = 0,135 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \times 0,30 \text{ m} = 0,046 \text{ KN/m}$$

$$G = 4,58 \times 0,3 = 1,37 \text{ kN/m}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 1,37 + 1,5 \times 1,5 = 4,10 \text{ kN/m}$$

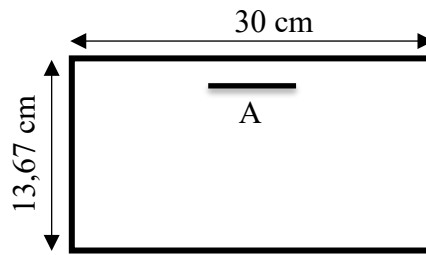
IV.3.3.1.3 Le moment de flexion :



$$M_{max} = M_{qu} + M_{pu} = -\frac{q_u \cdot L^2}{2} - P_u \cdot L = -\frac{4,10 \times (1,10)^2}{2} - 0,046 \times 1,10$$

$$= -2,53 \text{ KN.m}$$

IV.3.3.1.4 Le ferrailage :



$$\mu = \frac{M_{encastrement}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2,53 \times 10^3}{30 \times (12,30)^2 \times 14,17} = 0,039$$

$$\Rightarrow \beta = 0,9805$$

$$A_{marche} = \frac{M_{encastrement}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,53 \times 10^3}{0,9805 \times 12,30 \times 348} = 0,60 \text{ cm}^2/\text{marche}$$

On adopte **2T10** (soit 1,57 cm²/marche)

IV.3.3.1.5 Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{tmax} = M_{qs} + M_{ps} = -\frac{q_s \cdot L^2}{2} - P_s \cdot L = -\frac{2,12 \times (1,10)^2}{2} - 0,003 \times 1,10$$

$$= -1,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{tser} = 0,85 \times M_{tmax} = 1,09 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

1. Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 23,55y - 289,66 = 0 \rightarrow y = 3,68 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

2. Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 3,68^3}{3} + (15 \times 1,57)(12,30 - 3,68)^2$$

$$= 2248,22 \text{ cm}^4$$

3. Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1,09 \times 10^3}{2248,22} \times 3,68 = 1,78 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 1,78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.3.1.6 Vérification de la flèche :

$$F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{Flèche due à la charge répartie}$$

1. Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times C)}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$= \frac{\left((30 \times 13,67) \frac{13,67}{2} \right) + (15 \times 1,57 \times 2)}{(30 \times 13,67) + (15 \times 1,57)} = 6,57 \text{ cm}$$

$$Y = Y_G = 6,57 \text{ cm.}$$

2. Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY^3}{3} + \eta A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{30 \times 6,57^3}{3} + (15 \times 1,57 \times (12,30 - 6,57)^2) = 3609,14 \text{ cm}^4$$

3. Calcul de la flèche :

$$F = \frac{Ql^4}{8EI} = \frac{4,10 \times 1,1^4}{8 \times 32164,19 \times 10^{-5} \times 3609,14} = 6,46 \cdot 10^{-4} \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{110}{250} = 0,44 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 6,46 \cdot 10^{-4} \text{ cm} < F_{adm} = 0,44 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

IV.3.3.1.7 Le palier :

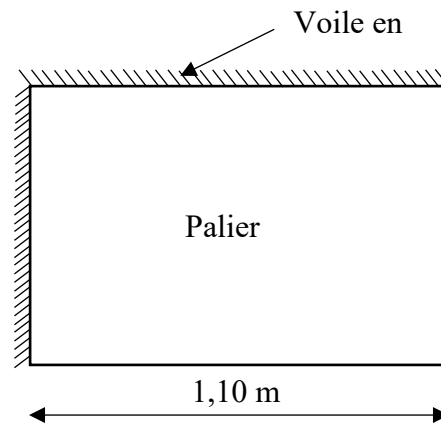
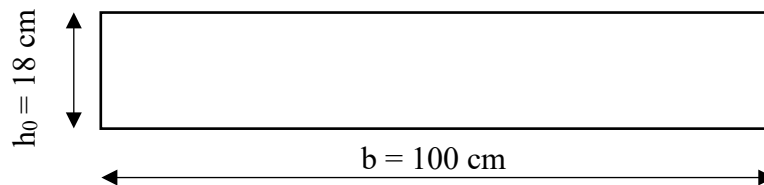


Figure IV.8 : Vue en plan du Palier

- La section de calcul :



IV.3.3.1.8 Evaluation des charges et surcharges :

Tableau IV.3 : Descente des charges (Le Palier)

Désignation	E (m)	Densité (KN/m ³)	(KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20,00	0,40
Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
Sable fin pour mortier	0,02	18,00	0,36
Le poids de La palier	0,18	25,00	4,50
G =			5,66

- A P.E.L.U

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

$$Q_{\text{palier}} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

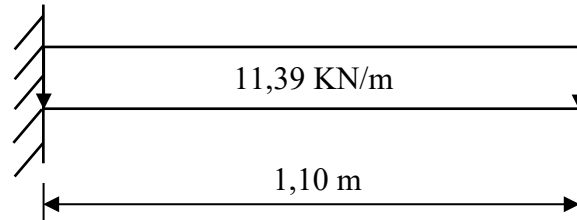
$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,66 + 1,5 \times 2,5 = 11,39 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = 11,39 \frac{KN}{m^2} \times 1m = 11,39 KN/m$$

IV.3.3.1.9 Le moment de flexion : (en Travée et sur appuis)

- *Le moment isostatique :*

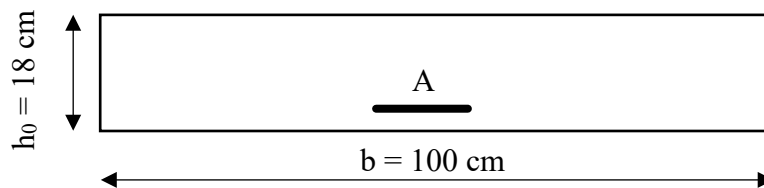


$$M_{encastr} = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = \frac{11,39 \times (1,10)^2}{2} = 6,89 KN.m$$

- *L'effort tranchant :*

$$T_u = q_u \cdot L = 11,39 \times 1,10 = 13,08 kN$$

IV.3.3.1.10 Le ferrailage du palier :



$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6,89 \times 10^3}{100 \times (16,20)^2 \times 14,17} = 0,018$$

$$\Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,89 \times 10^3}{0,991 \times 16,20 \times 348} = 1,23 cm^2/m$$

- *Condition de non fragilité :*

$$A_{min} = \frac{0,23b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 16,20 \times 2,1}{400} = 1,96 cm^2/m$$

$A_t = 1,23 cm^2 > A_{min} = 1,96 cm^2$ condition non vérifiée.

Donc : $A_t = A_{min} = 1,96 cm^2$

On adopte $\begin{cases} \text{Sens } x \text{ 4T10 p. m (soit } 3,14 cm^2/m) \text{ et } S_t = 25 cm \\ \text{Sens } y \text{ 4T10 p. m (soit } 3,14 cm^2/m) \text{ et } S_t = 25 cm \end{cases}$

IV.3.3.1.11 Vérification des armateurs :

- **Justification vis à vis de l'effort tranchant**

$$\tau = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{13,08 \times 10}{100 \times 16,20} = 0,080 \text{ MPa}$$

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

Donc : $\tau = 0,080 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

IV.3.3.1.12 Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{encastr} = 6,89 \text{ kN.m}$$

- Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 47,1y - 763,02 = 0 \rightarrow y = 3,46 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

- Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,46^3}{3} + (15 \times 3,14)(16,2 - 3,46)^2$$

$$= 9025,41 \text{ cm}^4$$

- Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_b = \frac{M_{encstr}}{I} \times y = \frac{6,89 \times 10^3}{9025,41} \times 3,46 = 2,64 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_b = 2,64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

IV.3.3.1.13 Vérification de la flèche :

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{18}{110} = 0,163 > 0,033 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,14}{100 \times 16,2} \leq \frac{2}{400} \Leftrightarrow 0,0019 < 0,0050 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.3.1.14 Disposition du ferrailage :

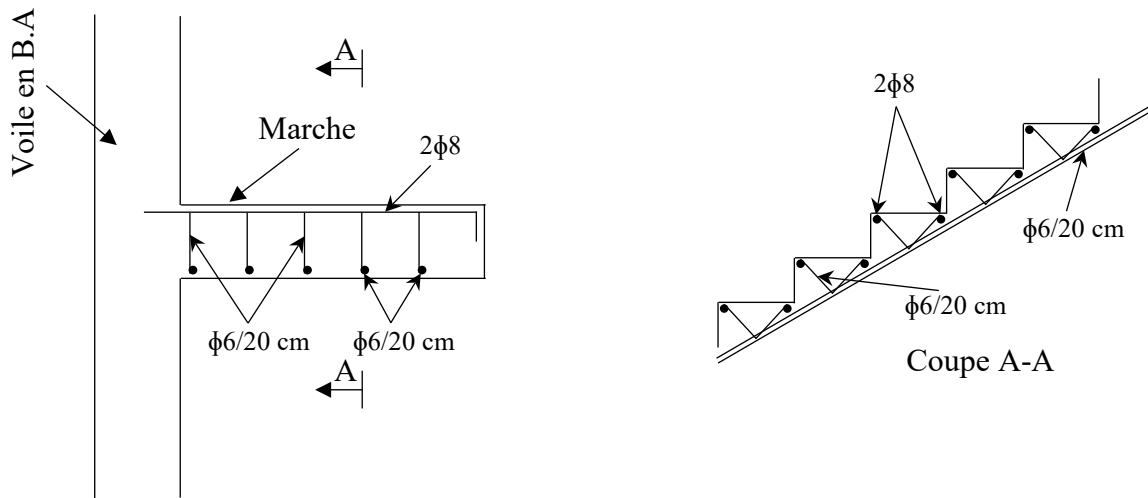


Figure IV.9 : Ferrailage des marches

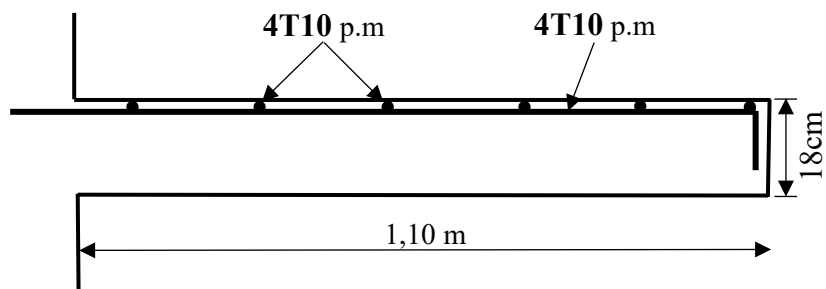


Figure IV.10: Ferrailage du Palier

IV.3.3.2 Etude De l'escalier Droit :**IV.3.3.2.1 Dimensionnement des marches et des contre marches :**

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$2h + g = 64 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

On a :

$$\begin{cases} H = n \times h \Rightarrow h = \frac{H}{n} \\ L = (n - 1)g \Rightarrow g = \frac{L}{(n - 1)} \end{cases}$$

Donc l'équation (1) revient :

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

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

Avec : m = 64 cm ; H = 288/2 = 144 cm ; L = 210 cm

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 562n + 288 = 0$

La solution de l'équation est : **n=8** (nombre de contres marches).

Donc : **n-1=7** (nombre des marches)

$$\text{Puis : } \begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{144}{8} \Rightarrow \mathbf{h = 18 \text{ cm}} \\ 2h + g = 64 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{g = 30 \text{ cm}} \end{cases}$$

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

$$2 \times 18 + 30 = 66 \text{ cm et } 59 \leq 66 \leq 66$$

L'inégalité vérifiée, on a 8 marches avec g=30cm et h=18cm.

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{18}{30} = 0,6 \Rightarrow \alpha = 30,96^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,86$$

IV.3.3.2.2 Epaisseur de la paillasse (e_v) :

$$\begin{aligned} \frac{1}{30} \leq e_v \leq \frac{1}{20} &\Leftrightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \Leftrightarrow \frac{210}{30 \times 0,86} \leq e_v \leq \frac{210}{20 \times 0,86} \\ &\Leftrightarrow 8,14 \leq e_v \leq 12,21 \end{aligned}$$

On prend : $e_v = 12 \text{ cm}$

IV.3.3.2.3 Evaluation Des charges et surcharges :

- Paillasse :

Tableau IV.4 : Décence des charges (Paillasse)

N°	Désignation	E (m)	Densité (KN/m ³)	(KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical (c _h x h/g)	0,18	20,00	0,24
5	Mortier de ciment vertical (M _h x h/g)	0,02	20,00	0,24
6	Poids propre de la paillasse (e _v x 25/cosα)	0,12	25,00	3,45
7	Poids propre des marches (h/2 x 22)	/	22,00	1,98
8	Garde- corps	/	/	0,10
9	Enduit en plâtre (0,02 x 10 /cosα)	0,02	10,00	0,23
			G =	7,40
			Q =	2,50

- A l'E.L.U

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

Donc :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 7,40 + 1,5 \times 2,5 = 13,74 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = 13,74 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \times 1\text{m} = \mathbf{13,74 \text{ KN/m}}$$

- A l'E.L.S

$$q_{ser} = G + Q$$

Donc :

$$q_u = G + Q = 7,40 + 2,5 = 9,90 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_{ser} = 9,90 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \times 1\text{m} = \mathbf{9,90 \text{ KN/m}}$$

Schéma statique

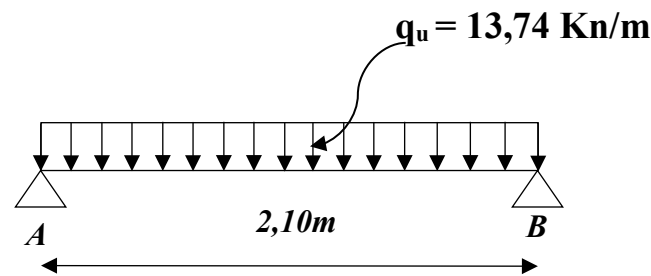


Figure IV.11 : Schéma statique des charges et surcharges (paillasse)

IV.3.3.2.4 Calcul du moment maximal :

- *Les moments fléchissant :*

$$M_{max} = M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{13,74 \times (2,10)^2}{8} = 7,57 \text{ Kn.m}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \times 7,57 = 6,43 \text{ Kn.m}$$

$$M_a = 0,40 \cdot M_0 = 0,40 \times 7,57 = 3,03 \text{ Kn.m}$$

- *L'effort tranchant :*

$$T_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{13,74 \times 2,10}{2} = 14,43 \text{ Kn}$$

IV.3.3.2.5 Le ferrailage du paillasse :

- *En Travée :*

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6,43 \times 10^3}{100 \times (10,80)^2 \times 14,17} = 0,039$$

$$\Rightarrow \beta = 0,9805$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,43 \times 10^3}{0,9805 \times 10,80 \times 348} = 1,74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- *Condition de non fragilité :*

$$A_{min} = \frac{0,23b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,80 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_t = 1,74 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Donc on adopte : **4T10** p.m (soit 3,14 cm²/m) avec S_t= 25cm

- *Les armatures de répartition :*

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **4Φ8** p.m (soit 2,01 cm²/m) avec S_t= 25cm

- **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3,03 \times 10^3}{100 \times (10,80)^2 \times 14,17} = 0,018$$

$$\Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,03 \times 10^3}{0,991 \times 10,80 \times 348} = 0,81 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,80 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_a = 0,81 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,96 \text{ cm}^2$ condition non vérifiée.

Donc : $A_a = A_{min} = 1,96 \text{ cm}^2$

On adopte **4Φ8** p.m (soit 2,01 cm²/m) avec S_t= 25cm

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **4Φ8** p.m (soit 2,01 cm²/m) avec S_t= 25cm

IV.3.3.2.6 Vérification des armateurs :

- **Justification vis à vis de l'effort tranchant**

$$\tau = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{14,43 \times 10}{100 \times 10,80} = 0,134 \text{ MPa}$$

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

Donc : $\tau = 0,134 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

- **Vérification au niveau des appuis**

$$A_{min} \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_a}{0,9d} \right) \Rightarrow A_{min} \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left(14,43 \times 10^3 + \frac{3,03 \times 10^5}{0,9 \times 10,80} \right)$$

$$A_{min} = 1,31 \text{ cm}^2$$

On a $A_{min} = 1,31 \text{ cm}^2 < A_{adopt} = 2,01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

IV.3.3.2.7 Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{t \max} = \frac{9,90 \times (2,10)^2}{8} = 5,46 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 4,64 \text{ kN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{t \max} = 2,18 \text{ kN.m}$$

- **En travée :**

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 47,1y - 508,68 = 0 \rightarrow y = 2,75 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,75^3}{3} + (15 \times 3,14)(10,80 - 2,75)^2$$

$$= 3745,42 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{t \text{ ser}}}{I} \times y = \frac{4,64 \times 10^3}{3745,42} \times 2,75 = 3,40 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_b = 3,40 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

- Sur appuis :

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

d) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 30,15y - 325,62 = 0 \rightarrow y = 2,27 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

e) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,27^3}{3} + (15 \times 2,01)(10,80 - 2,27)^2$$

$$= 2583,64 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{a \text{ ser}}}{I} \times y = \frac{2,18 \times 10^3}{2583,64} \times 2,27 = 1,91 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_b = 1,91 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

IV.3.3.2.8 Vérification de la flèche :

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{12}{210} = 0,057 > 0,033 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,14}{100 \times 10,80} \leq \frac{2}{400} \Leftrightarrow 0,0029 < 0,0050 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.3.2.9 Disposition du ferrailage :

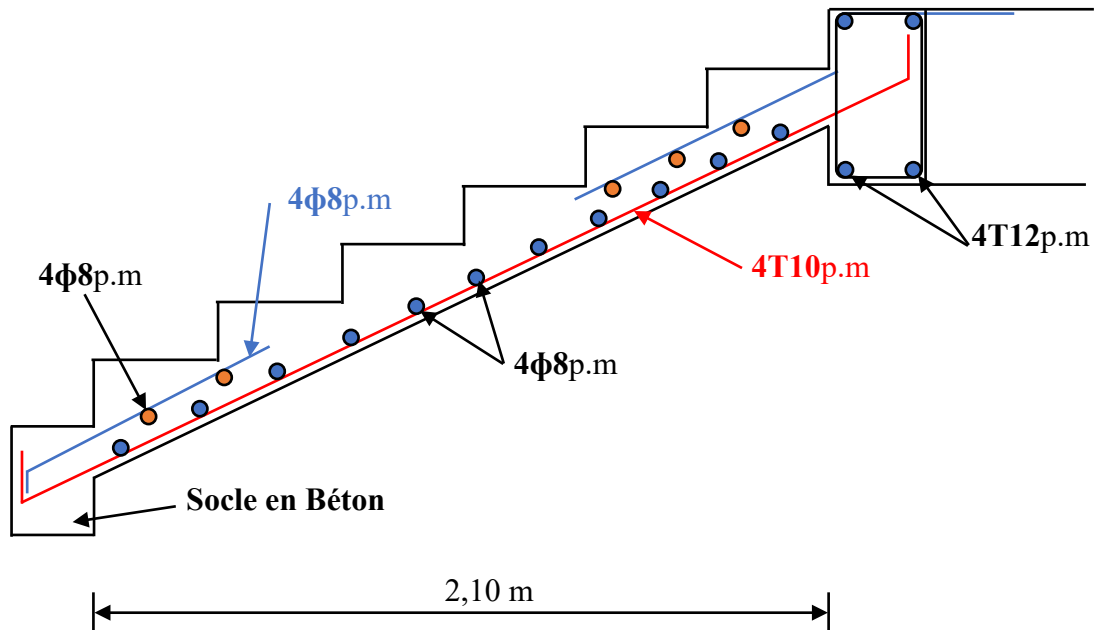


Figure IV.12 : Ferrailage de l'escalier droit à paillasse

IV.4 La dalle d'ascenseur :

L'ascenseur est un dispositif électromécanique, qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il se trouve dans les constructions dépassants les 5 étages, où l'usage des escaliers devient fatiguant.

L'ascenseur est installé dans la cage d'ascenseur, ou il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine.

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes.

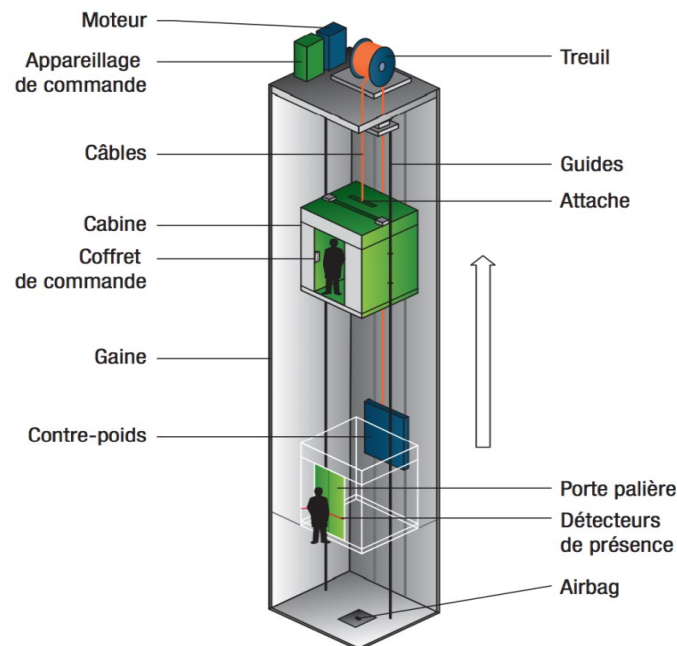


Figure IV.13 : Schéma d'un ascenseur.

IV.4.1 Calcul du poids des composants de l'ascenseur :

L'ascenseur mécanique est constitué de :

- Treuil de levage et sa poulie ;
- Cabine ou bien une benne ;
- Un contre poids.

La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit :

P_m : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoire, câbles ;

Q : La charge en cabine ;

P_p : Le poids de contre poids tel que : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$.

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m². Ses dimensions selon (NFP82-22).

Largeur de la cabine : 1,2 m

Profondeur de la cabine : 1,50 m

Hauteur : 2,20 m

La largeur de passage libre : 0,8 m

La hauteur de passage libre : 2,00 m

La hauteur de la course : 23,04 m

La surface latérale : $S = ((2 \times 1,5) + 1,2) \times 2,20 = 9,24 \text{ m}^2$.

On a $h_0 = 15 \text{ cm}$, comme épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur.

Tableau IV.5 : Poids des composants de l'ascenseur.

Poids de la cabine : $S = 9,24 \text{ m}^2$	$M_1 = 11,5 \times 9,24 \times 1,20 = 127,51 \text{ kg}$
Poids du plancher : $S = 2,2 \times 1,70 = 3,74 \text{ m}^2$	$M_2 = M_0 \times S = 110 \times 3,74 = 411,4 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M_3 = M_{0,1} \times S = 20 \times 3,74 = 74,8 \text{ kg}$
Poids de l'arcade :	$M_4 = 60 + (80 \times 1,30) = 164 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M_5 = 50 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de la cabine : $S = 2 \times 0,8 = 1,6 \text{ m}^2$	$M_8 = 80 + (1,6 \times 25) = 120 \text{ kg}$

- Poids mort total : $P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 1087,71 \text{ kg}$
- Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1087,71 + \frac{675}{2} = 1425,51 \text{ kg}$

IV.4.2 Calcul de la charge total q_u :

IV.4.2.1 Calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport $\frac{D}{d}$ (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons.

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 550 \text{ mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$$

On a : $C_r = C_s \times M$

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 12$;

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

Et : $M = Q + P_m + M_g$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ donc : $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

Donc : $C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1087,71) = 21152,52 \text{ kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être dévisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0,85.

$$C_r = \frac{21152,52}{0,85} = 24885,31 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec :

m : Type de moulage (2 brins, 3 brins, ...) ;

n : Nombres des câbles.

Pour un câble de $d=12,22\text{m}$ et $m=2$ on a : $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{24885,51}{8152 \times 2} = 1,52$$

On prend : $n = 2$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

IV.4.2.2 Calcul des poids des câbles :

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

m : La masse linéaire du câble, $m = 0,515 \text{ kg / m}$;

n : Nombre des câbles, $n = 2$;

L : Longueur du câble, $L = 23,04 \text{ m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 23,04 = 23,73 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1087,71 + 23,73 = 1786,44 \text{ kg}$$

IV.4.2.3 Vérification de C_r :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{27716,8}{1786,44} = 15,51 > 12 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.4.2.4 Calcul de la charge permanente total G :

On a : $P_{treuil} = 1200 \text{ kg}$

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 1087,71 + 1425,51 + 1200 + 23,73 = 3736,95 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6057,38 \text{ kg}$$

IV.4.3 Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se pioncer sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge $q_u = 6057,38 \text{ kg}$.

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6057,38}{4} = 1514,34 \text{ kg / m}$$

Selon le B.A.E.L 91/99 (A.5.2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U ;

h_0 : Epaisseur totale de la dalle, $h_0 = 15 \text{ cm}$;

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$.

$$\mu_c = 2(U + V)$$

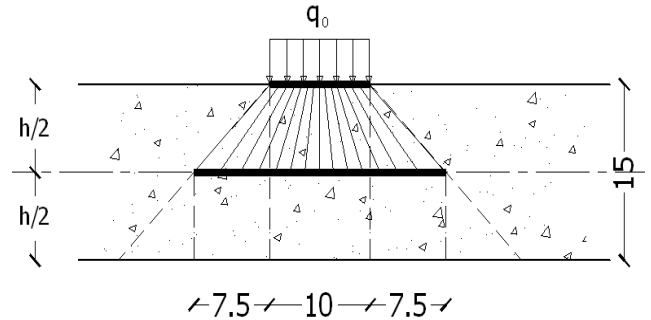
$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

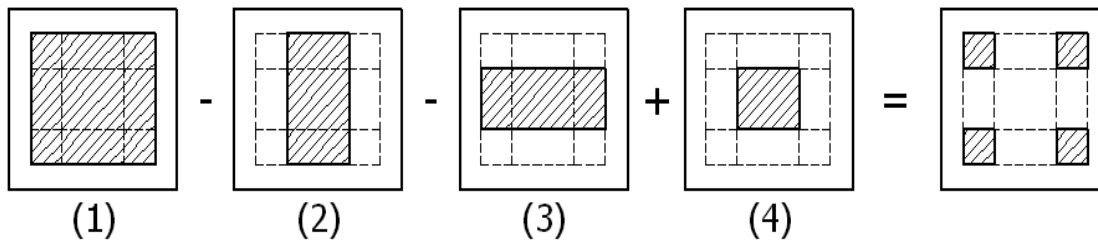
$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0$$

$$= 1514,34 \text{ kg}$$



Il n y a pas de risque de poinçonnement.

IV.4.4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



a) Distances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 100 \text{ cm} \\ V = 175 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

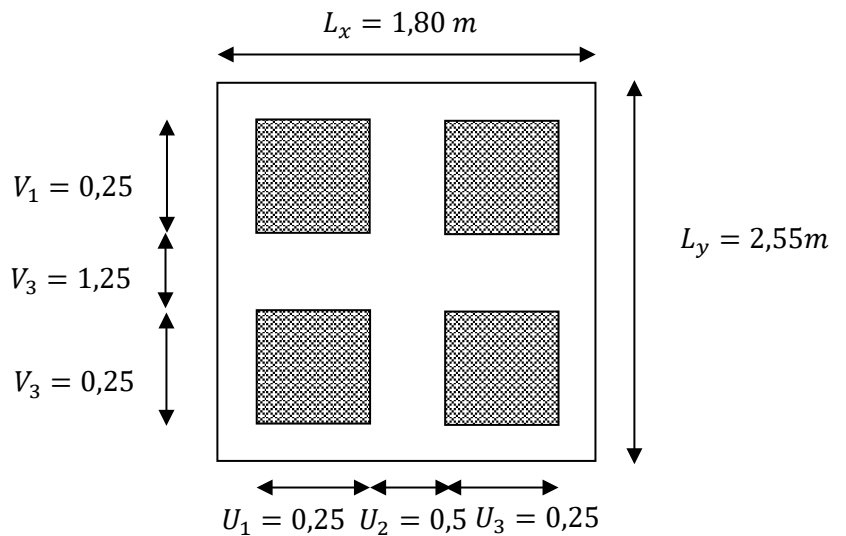
$$\begin{cases} U = 50 \text{ cm} \\ V = 175 \text{ cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 100 \text{ cm} \\ V = 125 \text{ cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 50 \text{ cm} \\ V = 125 \text{ cm} \end{cases}$$



b) Calcul des moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \text{ et } M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

ν : le coefficient de Poisson.

A l'E.L.U ($\nu = 0$): $M_x = M_1 \times P$ et $M_y = M_2 \times P$ et $P = P' \times S$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25×25) cm² est :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{6057,38}{0,25^2} = 96918,08 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1,80 \text{ m}$ et $L_y = 2,55 \text{ m}$.

Tableau IV. 6 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface (m ²)	P = P'.S (kg)	M_x (kg.m)	M_y (kg.m)
1	0,55	0,68	0,09	0,043	1,75	169606,64	15264,59	7293,08
2	0,27	0,68	0,116	0,048	0,87	84803,32	9837,18	4070,77
3	0,55	0,49	0,103	0,057	1,25	121147,6	12478,20	6905,41
4	0,27	0,49	0,137	0,066	0,625	60573,8	8298,61	3997,87

c) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 1247,82 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 314,77 \text{ kg.m}$$

d) Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

1) Chargement :

$$L_x = 1,80 \text{ m et } L_y = 2,55 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

- Poids propre : $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg / m}$

$$\text{Charge ultime : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg / m}$$

2) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{2} = 0,70$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$

$$\alpha = 0,85 \rightarrow \mu_x = 0,0684 \text{ et } \mu_y = 0,04320$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 145,43 \text{ kg.m et } M_{y2} = 6,28 \text{ kg.m}$$

3) Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 1247,82 + 145,43 = 1393,25 \text{ kg.m}$$

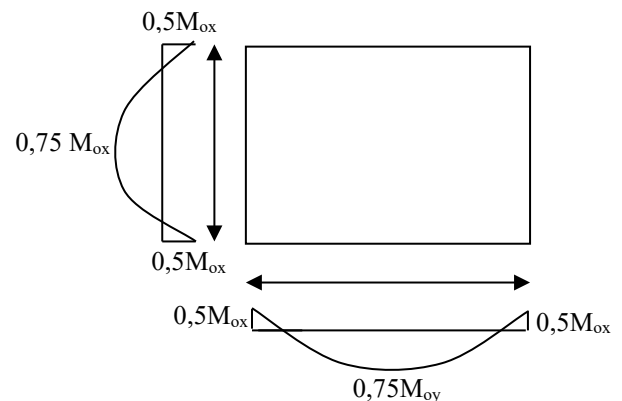


Figure IV.14 : Les moments appliqués à la dalle

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 314,77 + 6,288 = 321,05 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Les moments retenus sont :

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 1044,93 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 240,78 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- **Sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 696,62 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

IV.4.5 Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur.

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348$; $\mu_1 = 0,392$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable.

En travée :

- **Sens L_x :**

- ❖ **Le moment ultime :**

$$M_{tx} = 1044,93 \text{ kg} \cdot \text{m} = 10449,3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

- ❖ **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10449,3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,04 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,980$

- ❖ **La section d'acier :**

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10449,3}{0,980 \times 13,5 \times 348} = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Sens L_y :**

- ❖ **Le moment ultime :**

$$M_{ty} = 240,78 \text{ kg} \cdot \text{m} = 2407,8 \text{ N} \cdot \text{m}$$

- ❖ **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2407,8}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,009 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9955$

- ❖ **La section d'acier :**

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2407,8}{0,9955 \times 13,5 \times 348} = 0,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sur appuis :❖ **Le moment ultime :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 696,62 \text{ kg} \cdot \text{m} = 6966,2 \text{ N} \cdot \text{m}$$

❖ **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6966,2}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,026 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,987$

❖ **La section d'acier :**

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6966,2}{0,987 \times 13,5 \times 348} = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ **Section minimale des armatures :**

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,85$, on peut appliquer la formule suivante :

• **Sens L_y :**

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,46 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_a = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

• **Sens L_x :**

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,70}{2} \right) = 1,38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{x \min} = 1,38 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{sx} = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 1,50 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{x \min} = 1,38 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_a = 1,50 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

d) Choix des aciers :

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

En travée :• **Sens L_x :**

$$\begin{cases} A_{tx} = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T12 \text{ p. m} = 3,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Sens L_y :**

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p. m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Sur appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} A_a = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Armatures transversales :

Il y a nécessité de disposer des armatures transversales La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

avec :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v ; \text{Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u ; \text{Sens } L_y$$

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties.

V_v et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées.

- On calcule V_x et V_y :

$$\alpha > 0,4 \Leftrightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{\left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)} ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 656,25 \times \frac{1,80}{2} \frac{1}{\left(1 + \frac{0,70}{2}\right)} = 437,5 \text{ N} = 0,43 \text{ kN}$$

$$V_y = 656,25 \times \frac{1,80}{3} = 623,43 \text{ N} = 0,39 \text{ kN}$$

$$V_y < V_x$$

- On calcul V_v et V_u :

$$V_v = \frac{q_0}{2u + v} = \frac{1514,34}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 2019,12 \text{ N} = 20,19 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{q_0}{3u} = \frac{1514,34}{3 \times 0,25} = 2019,12 \text{ N} = 20,19 \text{ kN}$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

Donc :

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v = 0,43 + 20,19 = 20,62 \text{ kN} ; \text{Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u = 0,62 + 20,19 = 20,81 \text{ kN} ; \text{Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u \text{ tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x} ; V_{u \text{ tot } y}) = 20,81 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{u\ tot}}{b \times d} = \frac{20,81 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,15\ MPa$$

15 cm ≤ h₀ = 15 cm ≤ 30 cm ; On vérifié que :

$$\begin{aligned} \bar{\tau}_u &= \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5\ MPa) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5\ MPa) \\ &= 1,62\ MPa \end{aligned}$$

τ_u = 0,15 MPa < τ̄_u = 1,62 MPa..... Condition vérifiée.

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.4.6 Vérification à l’E.L.S :

- **Calcul des sollicitations sous l’effet des charges concentrées :**

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + \nu M_2)P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + \nu M_1)P'_{ser} \end{cases} \text{ avec : } \nu = 0,2\ (E.L.S)$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{a\ ser}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{a\ ser} = (G + Q) \frac{1}{4} = (3736,95 + 675) \frac{1}{4} = 1102,98\ kg$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a\ ser}}{u \times v} = \frac{1102,98}{0,25^2} = 17647,68\ kg / m^2$$

$$P'_{ser} = 17647,68 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : L_x = 1,80 m et L_y = 2,55 m.

Tableau IV. 7 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surface (m ²)	P'_{ser} (kg/m ²)	M _x (kg.m)	M _y (kg.m)
1	0,55	0,68	0,09	0,043	1,75	30883,44	3045,10	1883,88
2	0,27	0,68	0,116	0,048	0,87	15353,48	672,39	356,20
3	0,55	0,49	0,103	0,057	1,25	22059,6	2523,61	1711,82
4	0,27	0,49	0,137	0,066	0,625	11029,9	1656,69	1030,19

- **Les moments dus aux charges concentrées :**

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 1505,79\ kg.m$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 846,05\ kg.m$$

- **Moments dus aux charges réparties (poids propre) :**

Chargement :

$$L_x = 1,80 \text{ m et } L_y = 2,55 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

- Poids propre : $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg / m}$

Charge ultime :

$$q_{ser} = G + Q = 475 \text{ kg / m}$$

- **Moments dus au charges réparties (E.L.S) :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{2,55} = 0,70$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases}$

$\alpha = 0,70 \Rightarrow \mu_x = 0,0743 \text{ et } \mu_y = 0,5817$; Tirée de l'abaques de Pigeaud

Donc : $M_{0xr} = 114,34 \text{ kg.m et } M_{0yr} = 66,51 \text{ kg.m}$

- **Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :**

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 1620,13 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 912,56 \text{ kg.m}$$

Les moments retenus sont :

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 1215,09 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 684,42 \text{ kg.m}$$

- **Sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 810,06 \text{ kg.m}$$

IV.4.7 Vérification des contraintes dans le béton :

- **Suivant L_x :**

En travée :

$$M_{tx} = 12150,9 \text{ N.m} ; A_{tx} = 3,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{ cm}^4$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{12150,9}{6087,14} \times 3,12 = 6,22 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_{bc} = 6,22 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

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

- **Sur appuis :**

$$M_a = 8100,6 \text{ N.m} ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{ cm}^4$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8100,6}{6087,14} \times 3,12 = 4,15 \text{ MPa}$$

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

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

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

- **Suivant L_y :**

En travée :

$$M_{ty} = 6844,2 \text{ N.m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{ cm}^4$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6844,2}{6087,14} \times 3,12 = 3,50 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_{bc} = 3,50 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

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

IV.4.8 Disposition du ferrailage :**A. Arrêt des barres :**

La longueur de scellement L_S est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a : $f_e 400$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

B. Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

C. Arrêt des barres sur appuis :

$$L_S = \frac{Q \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{tj}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_S = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{ cm}$$

$$L_1 = \max\{L_S ; 0,2L_x\}$$

$$L_1 = \max\{35,21 ; 36\} = 36 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left\{L_S ; \frac{L_1}{2}\right\}$$

$$L_2 = \max\{35,21 ; 18\} = 35,21 \approx 36 \text{ cm}$$

D. Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$Lx/10 = 180/10 = 18 \text{ cm}$$

A. Armatures finales :

- Suivant L_x :

$$A_t = 3,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 4T12 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

- Suivant L_y :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

IV.4.9 Disposition du ferrailage :

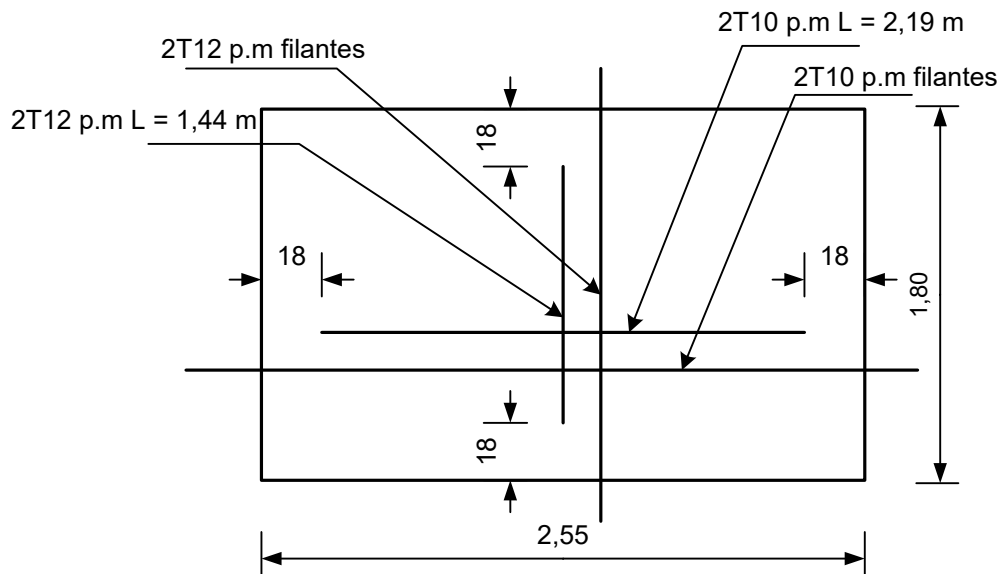


Figure IV.15 : Armatures inférieures (en travée)

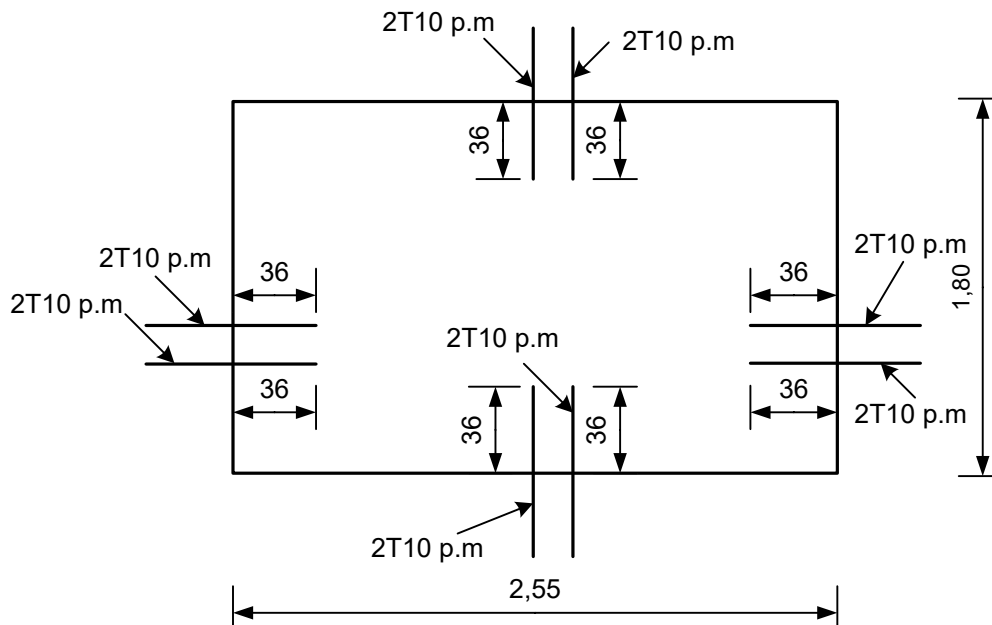


Figure IV.16 : Armatures supérieures (sur appuis)

IV.4.9 Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99/2003, l'épaisseur du voile doit être $\geq 15 \text{ cm}$.

On adopte une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$.

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrailé par :

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrailé en deux nappes avec 4T10 / ml soit : $A_{adop} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$