

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

IV.1-Acrotère :

IV.1.1-Introduction :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de l'étanchéité et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G vertical et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1000 N/ml provoquant un moment de flexion.

Donc le calcul s'effectue pour une bande de 1 ml en flexion composée (M, N) Soit une section de : $(10 \times 100) \text{ cm}^2$

IV.1.2-Dimensions :

- La hauteur $h = 60 \text{ cm}$
- L'épaisseur $e_p = 10 \text{ cm}$

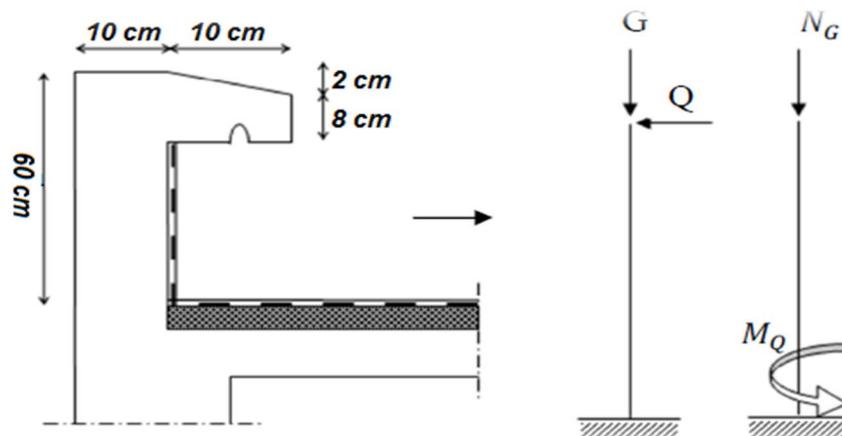


Figure IV.1: Schéma statique et dimensions de l'acrotère

IV.1.3-Calcul des sollicitations :

a) Poids propre :

$$S = \left[(0.1 \times 0.6) + (0.08 \times 0.1) + \frac{(0.02 \times 0.1)}{2} \right] = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,069 \times 25 = 1,73 \text{ kN/ml}$$

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

b) Effort normal :

$$N_U = 1,35G = 1,35 \times 1,725 = 2,33 \text{ kN/ml}$$

$$N_{\text{ser}} = N_G = 1,725 \text{ kN/ml}$$

c) Moment de flexion :

$$M_U = 1,5 \times N_Q \times h = 1,50 \times 1 \times 0,60 = 0,90 \text{ kN/ml}$$

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

d) Effort tranchant :

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

$$V_U = 1,5V = 1,50 \text{ kN.m}$$

$$V_{\text{ser}} = V = 1 \text{ kN.m}$$

e) Enrobage :

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

f) Excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,9}{2,33} = 0,386 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,386 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

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

IV.1.4-Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimée

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - C \right] = 2,33 \left[0,386 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,97 \text{ kN.m}$$

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

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,33) - 0,97 = -0,80 \text{ kN.m}$$

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

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 24,80 \text{ kN.m}$$

$$24,80 \text{ kN.m} - 0,80 \text{ kN.m} < 24,80 \text{ kN.m}$$

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-Calcul du ferrailage (E.L.U.) :

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

IV.1.5.1-Vérification de l'existence des armatures comprimées :

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

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668$$

Avec :

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 0,00174$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,008 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,008 \rightarrow \beta = 0,996$$

On calcul :

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

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,311 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,311 - \frac{2,33 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,244 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

IV.1.5.2-Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

a) Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,73 \text{ kN/ml (W}_p)$$

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

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,73} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

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

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23$$

$$\Rightarrow A_{s \min} = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max (A_{su} ; A_s ; A_{\min}) \Rightarrow \max (0,311 ; 0,244 ; 1,01)$$

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

On adopte **4φ6** ; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Les armatures de répartitions :

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

On adopte. ; $A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm} \rightarrow$ **4φ8**

IV.1.6-Vérification des contraintes (E.L.S.) :❖ **Moment de service :**

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,725 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,65 \text{ kN.m}$$

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 - (15)(2,01)(9 - y) = 0$$

$$50y^2 - 30,15y - 271,35 = 0$$

$$y = 2,00 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,00^3}{3} + (15 \times 2,01 \times (9 - 2)^2)$$

$$I = 1744,02 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{650}{1744,02} \times 2 = 0,74 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,74 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

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

Avec :

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{650}{1744,02} \times (9 - 2) = 39,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 39,13 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Contrainte de cisaillement :

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

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

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

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

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

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

d) 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 = 0,15

C_p : Facteur de force horizontale C_p = 0,8

W_p : Poids propre de l'acrotère W_p = 1,73 kN

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 1,73 = 0,83 \text{ kN}$$

$$F_p = 0.83 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} ; \dots\dots\dots\text{Condition vérifié}$$

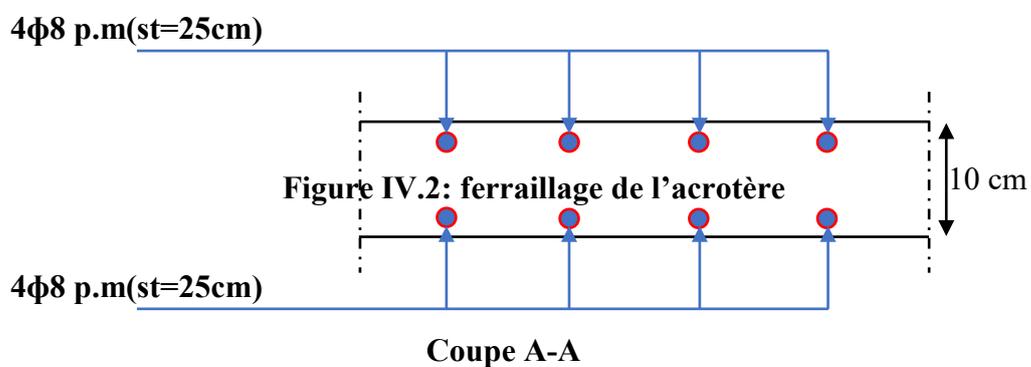
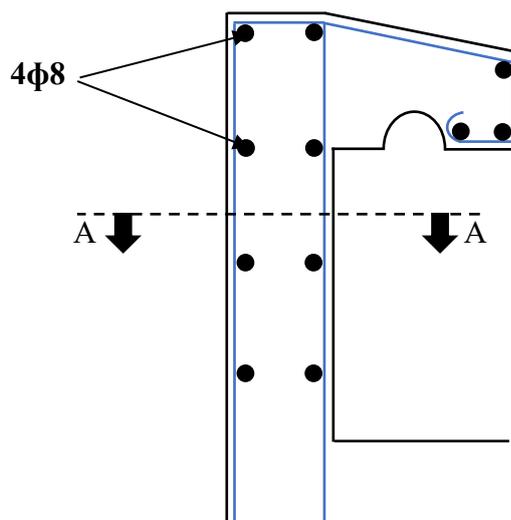


Figure IV.2 : Ferrailage de l'acrotère

IV.2-Escaliers :

IV.2.1-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.

➤ 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 déchiffre.

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.

➤ Un seul type d'escalier :

Ce type d'escaliers la marche est encastrée dans un mur voiles, Cette conception est Surtout recommandée dans l'escalier en hélice ou lorsqu'il est difficile de placer Des poteaux et des poutres dans la cage d'escaliers.

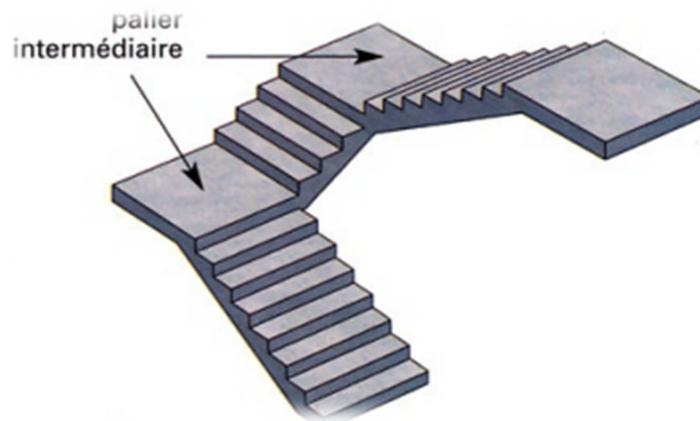


Figure IV.3: Schéma d'un escalier

IV.2.2-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 ($H= n \times h=h_e/2$)

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 droite à un volée.

Selon BLONDEL on a trouvée : $h=17\text{cm}$, $g=30\text{ cm}$.

IV.2.3- Etude D'un Escalier Console :

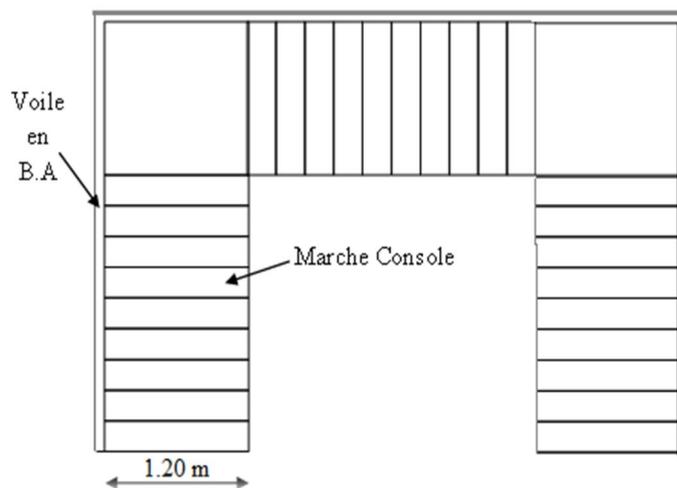


Figure IV.4 : vue en plan de l'escalier console

➤ Section de calcul :



$$\begin{aligned}
 heq &= \frac{a_1 + a_2}{2} = \frac{(h + a_2) + a_2}{2} = \frac{h + 2a_2}{2} = \frac{h}{2} + a_2 = \frac{h}{2} + \frac{e_{paillassee}}{\cos\alpha} = \frac{17}{2} + \frac{4}{0,87} \\
 &= 13,09\text{cm}
 \end{aligned}$$

$$h_{eq} = 13,09 \text{ cm}$$

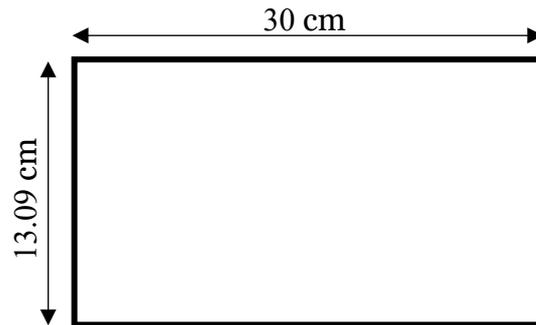
L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

b) Epaisseur de la volée (E_v) :

$$e_v = 4 \text{ cm}$$

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



IV.2.4- Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

➤ Marche :

Tableau IV.1: descentes de charges de la marche

N ⁼⁰	Désignation	Ep (m)	Densité KN/m ³	Poids KN/m
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,12
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,12
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,108
4	Poids propre des marches/paillasse $h_{eq} \times \gamma_{ba} \times g$	0,130	25,00	0,98

Charge permanente : $G=1,33\text{KN/ m}$

Surcharge d'exploitation (poids de deux personnes) : $Q=150 \text{ kgf}=1,5\text{KN/m}$

Le calcul suivant se fait pour une marche :

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) = 4,05\text{KN/m}$$

$$Q_{ser} = (G + Q) = 2,83\text{KN/m}$$

IV.2.5-Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

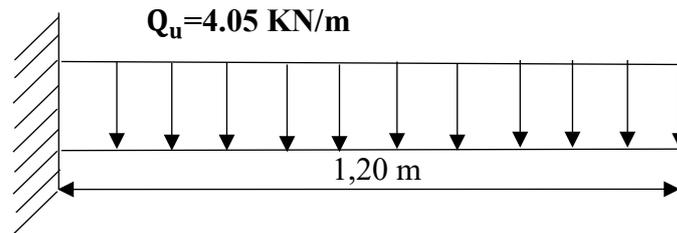


Figure IV.5 : Schéma statique d'une marche console

IV.2.5.1-Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :

$$M_{\max} = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} = -\frac{4,05 \times 1,2^2}{2} = -2,92 \text{ kN.m}$$

$$T_{\max} = q_u \times l = 4,05 \times 1,2 = 4,86 \text{ KN}$$

IV.2.6-ferraillage de la marche :

a) Le moment ultime :

$$M_{\max} = -2,92 \text{ KN.m}; \text{ heq} = 13,09 \text{ cm}; d = 11,78 \text{ cm}$$

$$b = g = 30 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 13,09 = 11,78 \text{ cm}$$

b) Ferraillage :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2,92 \times 10^3}{30 \times 11,78^2 \times 14,17} = 0,049$$

$$\mu = 0,049 \Rightarrow \beta = 0,9745$$

c) La section d'acier :

$$A_{\text{marche}} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,92 \times 10^3}{0,9745 \times 11,78^2 \times 348} = 0,73 \text{ cm}^2/\text{marche}$$

d) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 11,78 \times 30 \times \frac{2,1}{400} = 0,43 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,73 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,43 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

On adopte **2T10** avec : soit $1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

IV.2.6.1-Vérification :

• Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{4,86 \times 10}{30 \times 11,78} = 0,14 \text{ MPa}$$

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

$$= \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.6.2- Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{\text{ser max}} = -2,04 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{marche}$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 33,9y - 399,34 = 0 \rightarrow y = 4,15 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 4,15^3}{3} + (15 \times 2,26)(11,78 - 4,15)^2 = 2688,27 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{2,04 \times 10^3}{2688,27} \times 4,15 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

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

IV.2.6.3-Vérification de la flèche :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{13,09}{120} = 0,109 > 0,033 \quad \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,26}{30 \times 11,78} \geq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,006 > 0,005 \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ Le palier ;

Le palier est concédai comme « un console » encastré sur deux coté au voile :

On prend l'épaisseur du palier $h=17\text{cm}$

Voile en béton armé

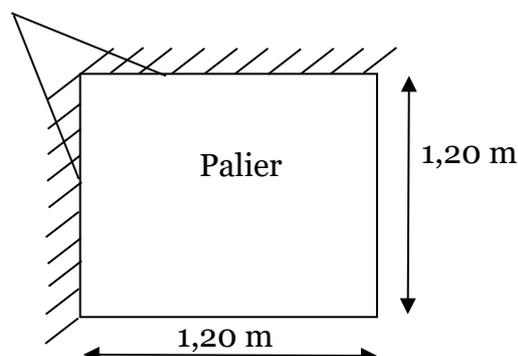


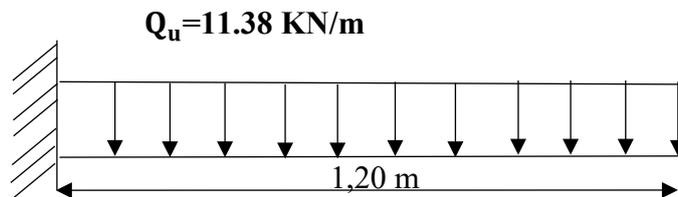
Tableau IV.2: descentes de charges de palier

N ^o	Désignation	Ep (m)	Densité KN/m ³	Poids KN/m
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20	0,4
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,03	20	0,6
7	Poids propre des marches $\gamma_{ba} \times e_p$	0,17	25,00	4,25

$$G = 5,65 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 1,35(5,65) + 1,5(2,5) = 11,38 \text{ KN/m}$$

$$11,38 \times 1\text{m} = 11,38\text{kN/ml}$$



- Détermination du moment fléchissant et effort tranchant

$$M_{\max} = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} = \frac{11,38 \times 1,2^2}{2} = -8,20 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = q_u \times l = 11,38 \times 1,2 = 13,66 \text{ KN}$$

IV.2.7-Ferrailage de palier :

- Sens X :

$$d = 0,9h = 0,9 \times 17 = 15,30 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8,20 \times 10^3}{100 \times 15,30^2 \times 14,17} = 0,025 < \mu_r = 0,392$$

Donc : A' n'existe pas et $\beta = 0,9875$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,20 \times 10^3}{0,9875 \times 15,30 \times 348} = 1,57 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 15,3 \times 2,1}{400} = 1,84 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,57 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1,84$$

On adopte $A_{\min} \rightarrow 4\text{T}10$ avec : $A_{\text{adm}} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Sens Y :**

On prend le même ferrailage de sens X car on a la même dimension :

on adopte $4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

IV.2.7.1-Vérification :

- **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{13,66 \times 10}{100 \times 15,3} = 0,089 \text{ MPa}$$

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

$$= \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,089 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.7.2-Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{\text{ser max}} = -5,87 \text{ KN.m}$$

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

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 47,1y - 763,02 = 0 \rightarrow y = 5,53 \text{ cm}$$

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

b) **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 5,53^3}{3} + (15 \times 3,14)(15,3 - 5,53)^2 = 6186,96 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{5,87 \times 10^3}{6186,96} \times 5,53 = 5,25 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,25 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.7.3-Vérification de la flèche :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{17}{120} = 0,14 > 0,033 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée .} \\ \frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,14}{30 \times 15,3} \geq \frac{2}{400} \Leftrightarrow 0,007 > 0,005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée .} \end{array} \right.$$

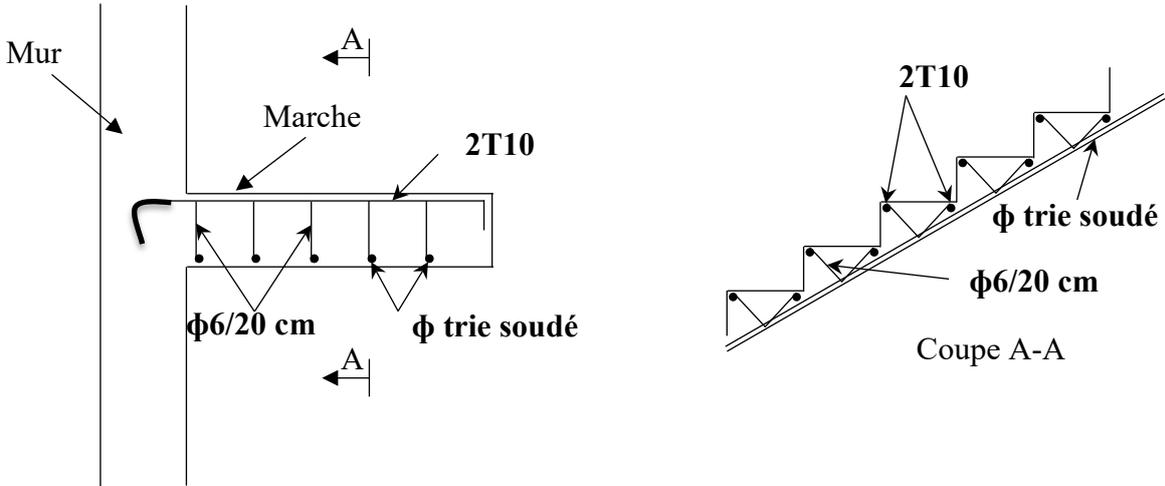


Figure IV.6 : ferrailage d'une marche console

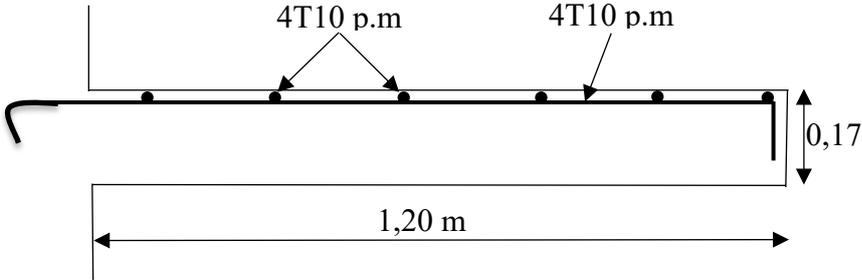


Figure IV.7 : ferrailage du palier

IV.3-Balcon :

IV.3.1-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.

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

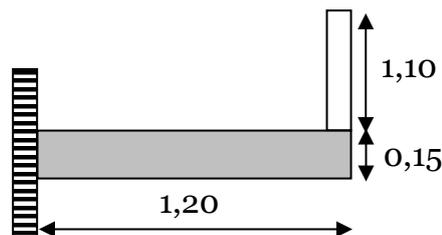
L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes :

- Résistance à la flexion
- Sécurité en matière d'incendie $e = 11\text{cm}$ pour 2 heures de coupe-feu.

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

Dans notre étude, les différents types des balcons sont les suivantes :

- **Type 01** : Balcon encastré d'un seul coté



- **Type 02** : Balcon encastré de deux coté

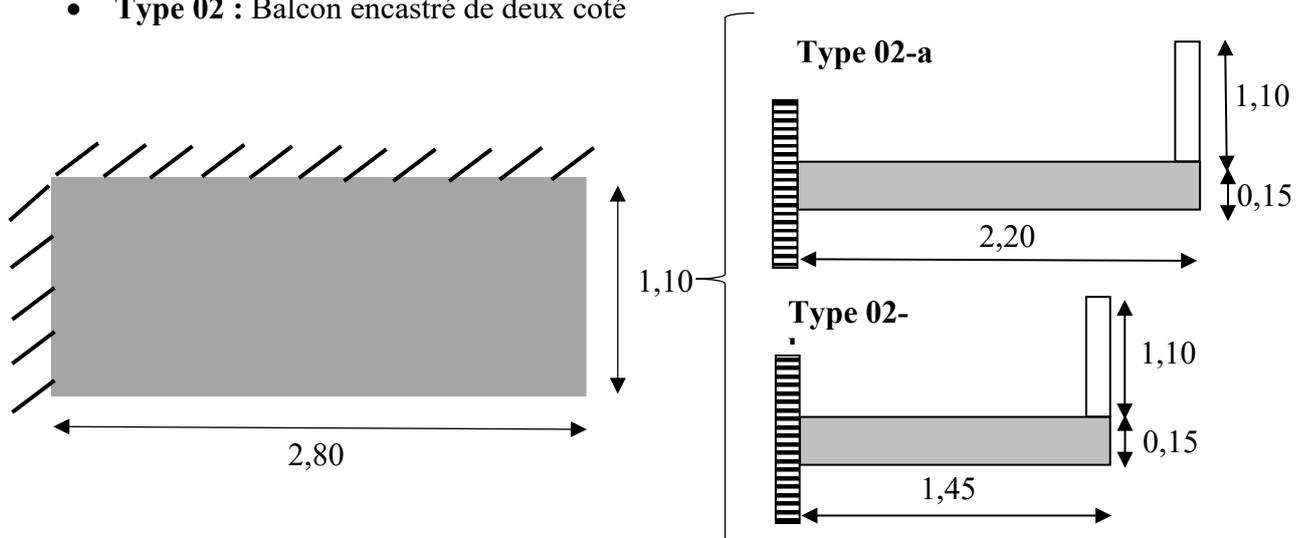


Figure IV.8 : Schéma représente les types des balcons

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

IV.3.2-Calcul de balcon type 01 :

IV.3.2.1-Descente de charge :

Tableau II.3: Charges et surcharge de balcon

Designation	e (m)	G (Kn/m ²)
Revetment en carrelage	0,02	0,40
Mortier de pose	0,02	0,40
Lit de sable	0,02	0,36
Dalle pleine	0,15	3,75
Enduit en ciment	0,02	0,36
G		5,27
Q (Balcons)		3,50

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

Surcharge $Q=3,50 \text{ KN/m}^2$

- $Q_u=1,35G+1,5Q = 12,36 \text{ KN/m}^2$; charge surfacique
- $Q_{ser}=G+Q = 8,77 \text{ KN/m}^2$; charge surfacique
- $Q_u = 12,36 \times 1 = 12,36 \text{ KN/m}^2$; charge linière
- $Q_{ser} = 8,77 \times 1 = 8,77 \text{ KN/m}^2$; charge linière

IV.3.2.2-calcul de la charge concentrée :

Le balcon supporte la charge d'un mur en brique perforé de 1,1m de hauteur et de 1m de l'épaisseur.

$$P_{mur} = \delta \times b \times h \times l = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1 = 1,43 \text{ KN}$$

$$P_{u\ mur} = 1,35 \times P_{mur} = 1,35 \times 1,43 = 1,93 \text{ KN}$$

IV.3.2.3-Calcul de moment max et l'effort tranchant max :

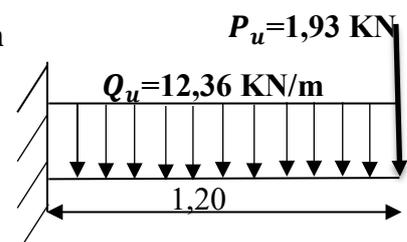
$$M_{\max} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l$$

$$M_{\max} = -\left(\frac{12,36 \times 1,20^2}{2}\right) - (1,93 \times 1,20) = -11,22 \text{ kN.m}$$

$$T_{\max} = Q_u l + P_u = (12,36 \times 1,20) + 1,93 = 16,76 \text{ kN}$$

IV.3.2.4-Ferraillage :

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}$$



$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11,22 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,043 < \mu_r = 0,392$$

Donc : A' n'existe pas et $\beta = 0,9785$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,22 \times 10^3}{0,9785 \times 13,50 \times 348} = 2,44 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T12 et $A_{adpt} = 4,52 \text{ cm}^2$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adpt}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{adpt} = 2,01 \text{ cm}^2$$

On prend 4T8, l'espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Tableau IV.4: ferrailage de balcon

M (KN.m)	μ	β	A'	Acal (cm)	Aadop (cm ² /ml)	A _r =A _s /4	Aadop (cm ² /ml)
13,86	0,043	0,9785	0,00	2,44	4T12 Pm A _s =4,52 St =25 cm	1,13cm ²	5T8 A _r =2,51 St=20 cm

IV.3.2.5.1-Vérifications :

a) Condition de non fragilité :

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

$A = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée.

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{16,76 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,12 \text{ MPa}$$

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

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

1) $\tau_u = 0,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

2) Il n'y a pas de reprise de bétonnage, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot \mu} = \frac{16,76 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 4 \times 3,77 \times 10^2} = 0,91 \text{ MPa}$$

n= 4 nombre d'armature longitudinales tendues

$\mu = \pi = 3,77 \text{ cm}$; Périmètre d'armatures tendues ;

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

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

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

$$\tau_{se} = 0,91 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.3.2.5.2-Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser}l^2}{2} - P_{ser}l = -\frac{8,77 \times 1,20^2}{2} - (1,43 \times 1,20) = -8,03 \text{ kN.m}$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67,8y - 915,3 = 0$$

$$y = 3,65 \text{ cm}$$

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + ((15 \times 4,52)(13,50 - 3,65)^2) = 8199,03 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8,03 \times 10^3}{8199,03} \times 3,65 = 3,57 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 3,57 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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 $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{8,03 \times 10^3}{8199,03} \times (13,50 - 3,65) = 144,70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 144,70 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.2.5.3-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 :

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

$$Y_G = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 4,52 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 4,52)}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,76 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,24 \text{ cm}$$

b) Calcul du moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100 \times 7,76^3}{3} + \frac{100 \times 7,24^3}{3} + (15 \times 4,52 \times (13,50 - 7,76)^2) = 30460,25 \text{ cm}^4$$

c) Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,20^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 30460,25} \times \left[\frac{8,77 \times 1,20}{8} + \frac{1,43}{3} \right] = 0,03 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{120}{250} = 0,48 \text{ cm}$$

$F_{cal} = 0,03 \text{ cm} < F_{adm} = 0,48 \text{ cm}$ Condition vérifiée

IV.3.3-Calcul de balcon type 02 :

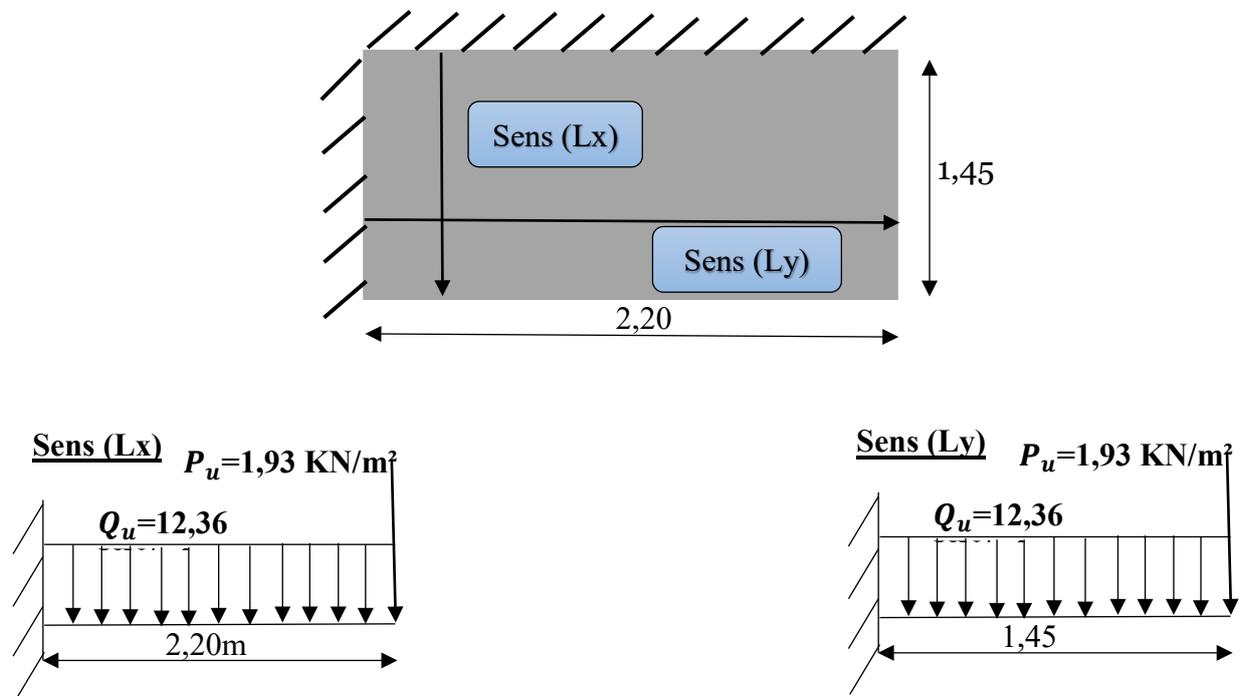


Figure IV.9: balcon type 2 (x, y)

IV.3.3.1-Calculs et vérifications :

Pour le calcul des moments Max dans les deux sens, nous avons utilisé logiciel SOCOTEC qui fonctionne à la base de méthode des éléments finis, on prend les sollicitations maximales suivants :

$$\text{sens (Lx)} \begin{cases} M_{u \max} = 14,24 \text{ Kn.m} \\ T_{u \max} = 47,28 \text{ Kn} \\ M_{ser \max} = 10,24 \text{ Kn.m} \end{cases} \quad \text{sens(Ly)} \begin{cases} M_{u \max} = 12,61 \text{ Kn.m} \\ T_{u \max} = 36,09 \text{ Kn} \\ M_{ser \max} = 9,06 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

TableauIV.5 : Tableau Récapitulatif des armatures de 2^{ème} type de balcon

Type 02	(Lx)	(Ly)
M_u (KN.m)	14,24	12,61
T_u (KN)	47,28	36,09
M_{ser} (KN.m)	10,24	9,06
μ	0,055	0,048
β	0,9715	0,975
A_{cal} (cm ² /ml)	3,12	2,75
Choix d'acier (p.m)	4T12	4T12
St (cm)	25	25
A_{adpt} (cm ² /ml)	4,52	4,52
A_{min} (cm ² /ml)	1,63	1,63
$A_{adpt} > A_{min}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée
τ_u (Mpa)	0,35	0,26
$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	2,5	2,5
$\tau_u < \overline{\tau_u}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée
τ_{se} (Mpa)	2,58	2,36
$\overline{\tau_{se}}$ (Mpa)	3,15	3,15
$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée
σ_b (Mpa)	4,55	4,03
$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	15	15
$\sigma_b < \overline{\sigma_{bc}}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée
σ_{st} (Mpa)	184,53	163,26
$\overline{\sigma_{st}}$ (Mpa)	202	202
$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée
F_{cal} (cm)	0,06	0,06
F_{adm} (cm)	0,88	0,58
$F_{cal} < F_{adm}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée

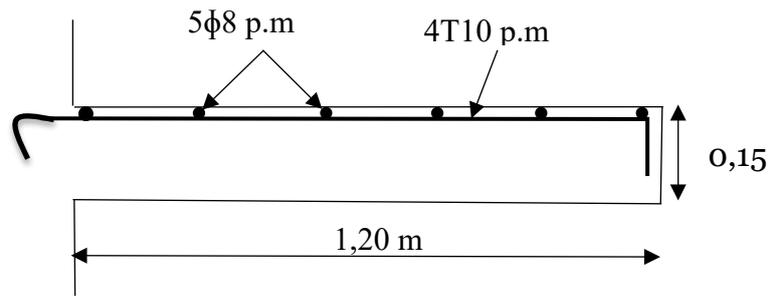
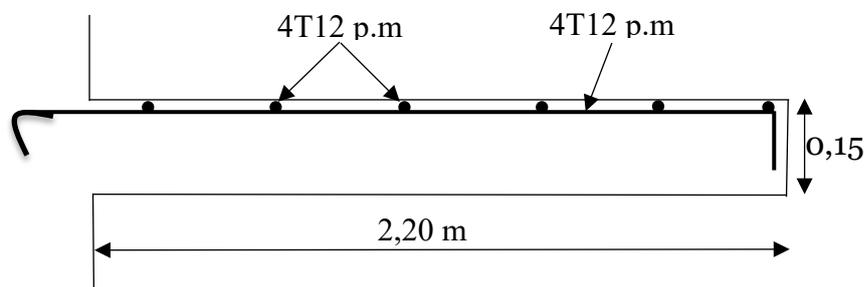
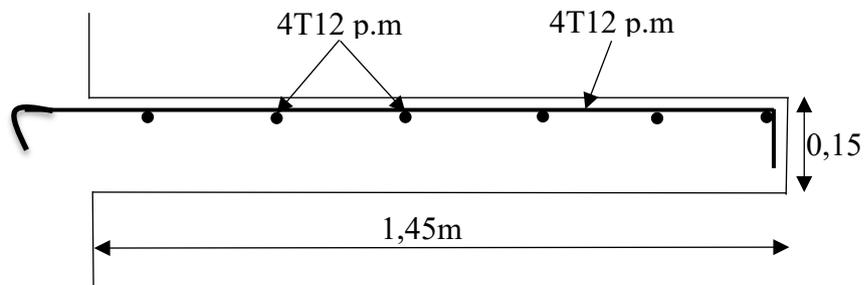


Figure IV.10: Ferrailage du balcon (Type 01)



Sens (Lx)



Sens (Ly)

Figure IV.11: Ferrailage du balcon (Type 02)

IV.4- La cage d'ascenseur :

IV.4.1-Introduction :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Les tout premiers modèles s'appelaient monte-charge, Ce dernier existe encore aujourd'hui sous une forme améliorée, Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, selon le appelée cage d'ascenseur de surface $S = 1,4 \times 1,4 = 1,96 \text{ m}^2$ pouvant charger 9 personnes et de faible vitesse $V = 1 \text{ m/s}$, La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 675 kg (DTU75,1), on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine,

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au-dessus de la gaine, Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires.

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 fatigant

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,

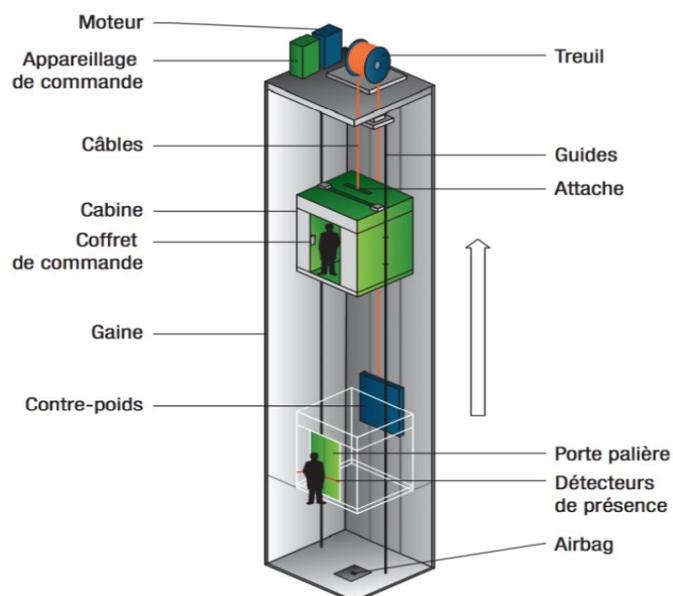


Fig. IV.12: Schéma d'un ascenseur

IV.4.2- 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

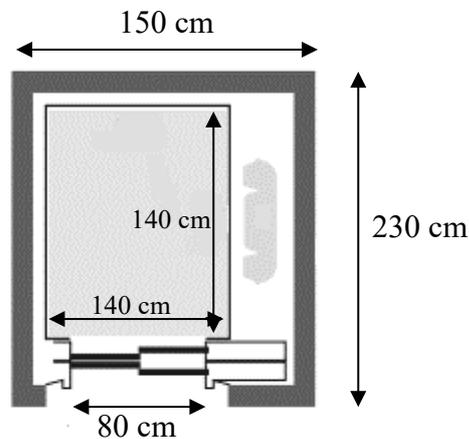
La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit :

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

Q : La charge en cabine ;

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

a) Les dimensions :



Largeur de la cabine : 1,40 m

Langueur de la cabine : 1,40 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 : 36,72 m

La surface latérale : $S = ((2 \times 1,4) + 1,4) \times 2,20 = 9,24 \text{ m}^2$,

b) Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA ; donc on prend une épaisseur de 15 cm,

Tableau IV.6: Poids mort de l'ascenseur

Poids de la cabine : $S = (2 \times 1,4 + 1,40) \times 2,20 = 9,24 \text{ m}^2$	$M1 = 11,5 \times 9,24 \times 1,40 = 148,8 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S = 1,50 \times 2,30 = 3,45 \text{ m}^2$	$M2 = 110 \times 3,45 = 379,5 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M3 = 20 \times 3,45 = 69 \text{ kg}$
Poids l'arcade :	$M4 = 60 + (80 \times 1,40) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de moulage :	$M7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $2,2 \times 0,80 = 1,76 \text{ m}^2$	$M8 = 80 + (1,76 \times 25) = 124 \text{ kg}$

$$\text{Poids mort total : } P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 1226,2 \text{ kg}$$

$$\text{Contre poids : } P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1226,2 + \frac{675}{2} = 1563,7 \text{ kg}$$

IV.4.3- Calcul dès la charge total q_u :

a) Calcul de la charge de rupture :

Selon (DTU75, 1), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport 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,

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

$$\text{On a : } C_r = C_s \times M$$

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

$$\text{Et : } M = Q + P_m + M_g$$

M_g : Poids du câble

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

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1226,2) = 22814,4 \text{ kg}$$

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

$$C_r = \frac{22814,4}{0,85} = 26840,47 \text{ kg}$$

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

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{26840,47}{8152 \times 2} = 1,65$$

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

b) 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, $L = 36,72 \text{ m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 36,72 = 37,82 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1226,2 + 37,82 = 1939,02 \text{ kg}$$

• Vérification de C_r :

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

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{26840,47}{1939,02} = 13,84 > 12 ; \text{Condition vérifiée}$$

c) Calcul de la charge permanente total **G** :

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

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g = 1226,2 + 1563,7 + 1200 + 37,82 = 4027,72 \text{ kg}$$

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

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6450 \text{ kg}$$

IV.4.4- Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se poinçonner 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 $q_u = 6450 \text{ kg}$

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6450}{4} = 1612,5 \text{ kg/ m}$$

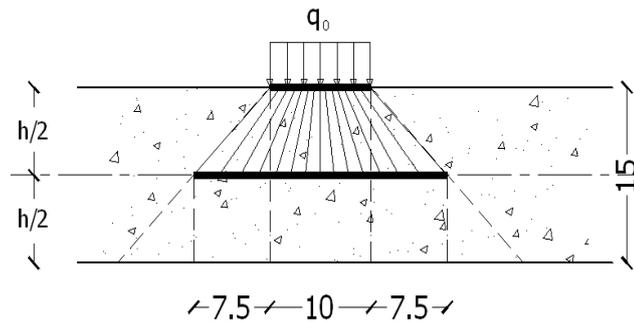
Selon le B.A.E.L 91/99 (A,5,2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

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

Avec :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L. U

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



Figur.IV.13- Répartition des charges sur la dalle d'ascenseur

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen,

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

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

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

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

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

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

$$= 1612,5 \text{ kg}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement,

IV.4.5-Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

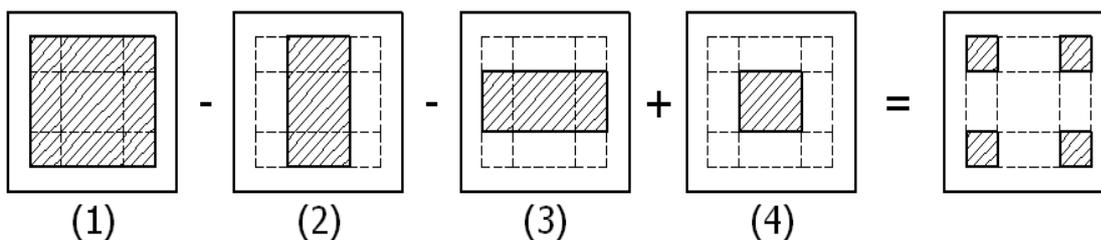


Fig. IV. 14 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

IV.4.5.1-Disances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 50 \text{ cm} \\ V = 130 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

$$\begin{cases} U = 0 \text{ cm} \\ V = 130 \text{ cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 50 \text{ cm} \\ V = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 0 \text{ cm} \\ V = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

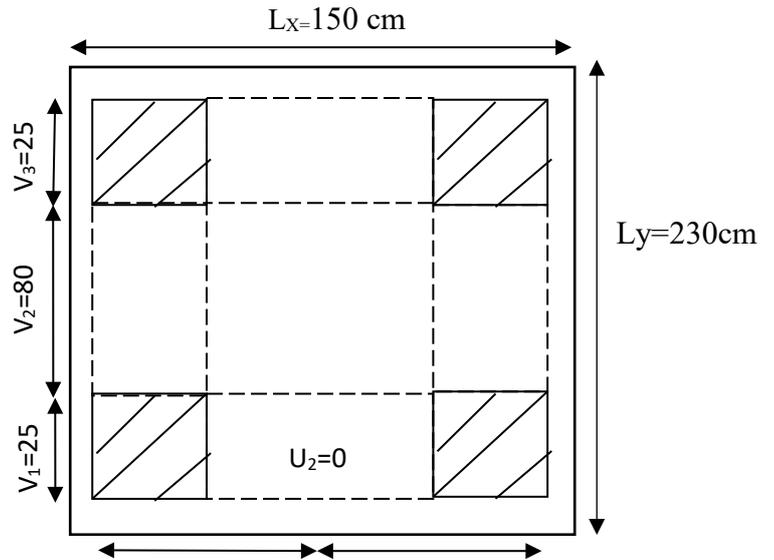


Fig. IV. 15 : Dessin montrant la concentration des charges

IV.4.5.2-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 :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{6450}{0,25^2} = 103200 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1,50$ m et $L_y = 2,30$ m

Tableau IV.7: Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U)

Rectangle	$\frac{u}{l_x}$	$\frac{v}{l_x}$	M_1	M_2	S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M_x (Kg .m)	M_y (Kg .m)
1	0,33	0,57	0,123	0,044	0,650	103200	15721,88	1933,79	691,76
2	0,00	0,57	0,106	0,044	0,000	103200	0,000	0,000	0,000
3	0,33	0,35	0,144	0,061	0,400	103200	9675,008	1393,20	590,18
4	0,00	0,35	0,197	0,064	0,000	103200	0,000	0,000	0,000

IV.4.5.3-Les moments due aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 540,59 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 101,58 \text{ kg.m}$$

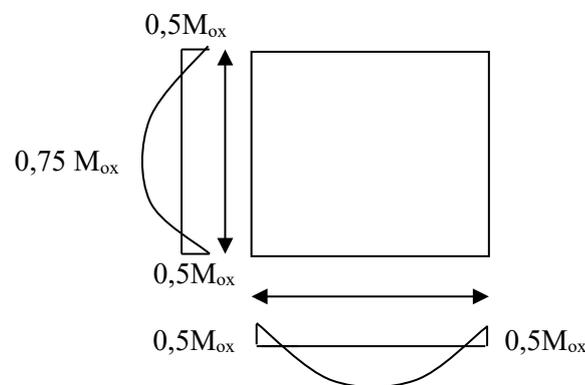
IV.4.5.4-Moments dus aux charges réparties (poids propre):**a) Chargement :**

$$L_x = 1,50 \text{ m et } L_y = 2,30 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Charge ultime : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg / m}^2$$

**Fig. IV. 16: Moments de la dalle****b) Sollicitations :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,50}{2,30} = 0.65$$

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

$$\alpha = 0.65 \Rightarrow \mu_x = 0,0751 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0.3613$$

Donc :

$$M_{x2} = 110,890 \text{ kg.m}$$

$$M_{y2} = 40,065 \text{ kg.m}$$

c) Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 540,59 + 110,890 = 651,48 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 101,58 + 40,065 = 141,65 \text{ kg.m}$$

IV.4.5.5-Les moments retenus sont :**a) En travée :**

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 488,611 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 106,239 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

b) Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 325,740 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

IV.4.5.6- Calcul du ferrailage de la dalle :

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

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 100 \text{ cm}$
- Hauteur de la section : $h = 15 \text{ cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés: $f_e = 400 \text{ Mpa}$; $\sigma_s = 348$; $\mu_1 = 0,392$
- Contrainte du béton à 28 jours: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton: $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$
- Fissuration peu préjudiciable

a) En travée :

1-Sens L_x :

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 488,611 \text{ kg} \cdot \text{m} = 4886,11 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4886,11}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,02 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,990$$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4886,11}{0,990 \times 13,5 \times 348} = 1,05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

2-Sens L_y :

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 106,239 \text{ kg} / \text{m} = 1062,39 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1062,39}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,004 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,998$$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1062,39}{0,998 \times 13,5 \times 348} = 0,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 325,740 \text{ kg / m} = 3257,40 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3257,40}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,013 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9935$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3257,40}{0,9935 \times 13,5 \times 348} = 0,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

IV.4.6.1-Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,65$ on peut appliquer la formule suivante :

a) Sens L_x :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,65}{2} \right) = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,05 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend: } A_{tx} = A_{x \min} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0,70 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend: } A_{ax} = A_{x \min} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

b) Sens L_y :

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

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend: } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0,70 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend: } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

IV.4.6.2-Choix des aciers :

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

a) En travée :**1-Sens L_x :**

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 27 \text{ cm} \end{cases}$$

2-Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 27 \text{ cm} \end{cases}$$

3-Sur appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} A_a = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 27 \text{ cm} \end{cases}$$

IV.4.6.3-Armatures transversal :

La mise des armatures transversales dépend de la condition suivante :

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

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur,

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec :}$$

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

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

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

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 :

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

$$V_x = 6562,5 \times \frac{1,50}{2} \frac{1}{(1 + 1/2)} = 3281,25 \text{ N} = 3,28 \text{ KN}$$

$$V_y = 6562,5 \times \frac{1,50}{3} = 3281,25 \text{ N} = 3,28 \text{ KN}$$

$$V_y = V_x$$

On calcul V_v et V_u :

$$V_v = \frac{q_0}{2u + v} = \frac{16125}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 21500 \text{ N} = 21,50 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{q_0}{3u} = \frac{16125}{3 \times 0,25} = 21500 \text{ N} = 21,50 \text{ KN}$$

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

Donc :

$$V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 3,28 + 21,50 = 24,78 \text{ kN} ; \text{Sens } L_x$$

$$V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 3,28 + 21,50 = 24,78 \text{ kN} ; \text{Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u \text{ tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x} ; V_{u \text{ tot } y}) = 24,78 \text{ KN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b \times d} = \frac{24,78 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,184 \text{ MPa}$$

$$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$$

On vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \times \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,625 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,184 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,625 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement.

IV.4.6.4-Vérification à l’E.L.S :

IV.4.6.4.1-Calcul des sollicitations sous l’effet des charges concentrées :

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{ser} \end{cases} \text{ avec : } v = 0,2 \text{ (E, L, S)}$$

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

$$P_{a ser} = (G + Q) \frac{1}{4} = (4027,72 + 675) \frac{1}{4} = 1175,68 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a ser}}{u \times v} = \frac{1175,68}{0,25^2} = 18810,88 \text{ kg / m}^2$$

$$P'_{ser} = 18810,88 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1,50 \text{ m}$ et $L_y = 2,30 \text{ m}$

Tableau IV.8: Les résultats des moments isostatiques des rectangles(E.L.S)

Rectangle	$\frac{u}{l_x}$	$\frac{v}{l_x}$	M_1	M_2	S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M _x (Kg .m)	M _y (Kg .m)
1	0,33	0,57	0,123	0,044	0,650	12227,072	11450,868	1408,457	503,838
2	0,00	0,57	0,106	0,044	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
3	0,33	0,35	0,144	0,061	0,400	7524,325	7046,688	1014,723	429,848
4	0,00	0,35	0,197	0,064	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

IV.4.6.4.2-Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 393,73 \text{ kg. m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 74 \text{ kg. m}$$

IV.4.6.4.3-Moments dus aux charges réparties (poids propre) :**➤ Chargement :**

$$L_x = 1,50 \text{ m et } L_y = 2,30 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

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

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

IV.4.6.4.4-Moments dus aux charges réparties (E.L.S) :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,50}{2,30} = 0,65$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$

$$\alpha = 0,65 \Rightarrow \mu_x = 0,0751 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,3613 \Leftrightarrow \text{Tirée de l'abaques}$$

$$\text{Donc : } M_{0xr} = 80,26 \text{ kg. m}$$

$$M_{0yr} = 29 \text{ kg. m}$$

IV.4.6.4.5-Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 393,73 + 80,26 = 474 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 74 + 29 = 103 \text{ kg / m}$$

a) Les moments retenus :**1-En travée :**

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 355,49 \text{ kg. m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 77,24 \text{ kg. m}$$

2-Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 237 \text{ kg. m}$$

b) Vérification des contraintes dans le béton :**1-Suivant L_x :****1.a- En travée :**

$$M_{tx} = 3554,9 \text{ N. m} ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

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

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} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3554,9}{6087,14} \times 3,12 = 0,58 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,58 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

1. b-Sur appuis :

$$M_a = 2370 \text{ N.m} ; A_a = 0,57 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0$$

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} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2370}{6087,14} \times 3,12 = 0,39 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,39 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2-Suivant L_y :

2. a- En travée :

$$M_{ty} = 772,42 \text{ N / m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

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} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{772,42}{6087,14} \times 3,12 = 0,40 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,40 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

IV.4.6.4.6- Disposition du ferrailage :

a) Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct,

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

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm,}$$

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 :

$$L_1 = \max\left(L_s ; \frac{1}{4}\left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right)L_x\right) = \max(32 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(32 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$$

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 :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

e) Armatures finales :

e. a-Suivant L_x :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 27 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 27 \text{ cm}$$

e. b-Suivant L_y :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 27 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 27 \text{ cm}$$

IV.4.6.4.7-Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le RPA 99/2003, l'épaisseur du voile doit être $e_p \geq 15 \text{ cm}$,

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

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 ferrillé en deux nappes avec 5T10 / ml soit : $A_{\text{adop}} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement : $S_t = 22,5 \text{ cm}$

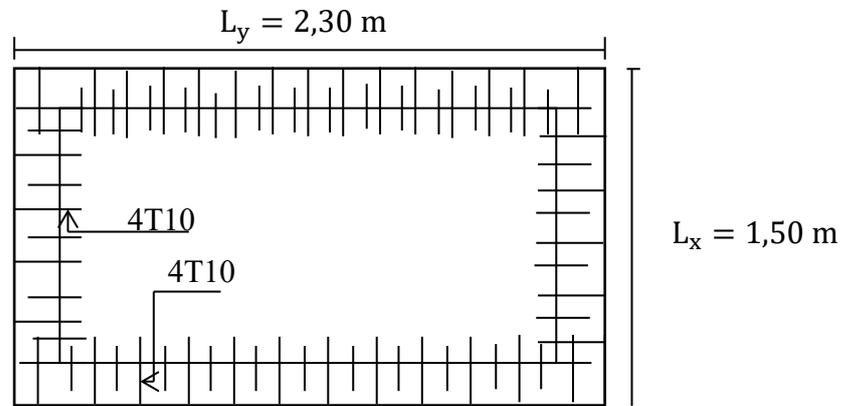


Fig. IV. 17 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.

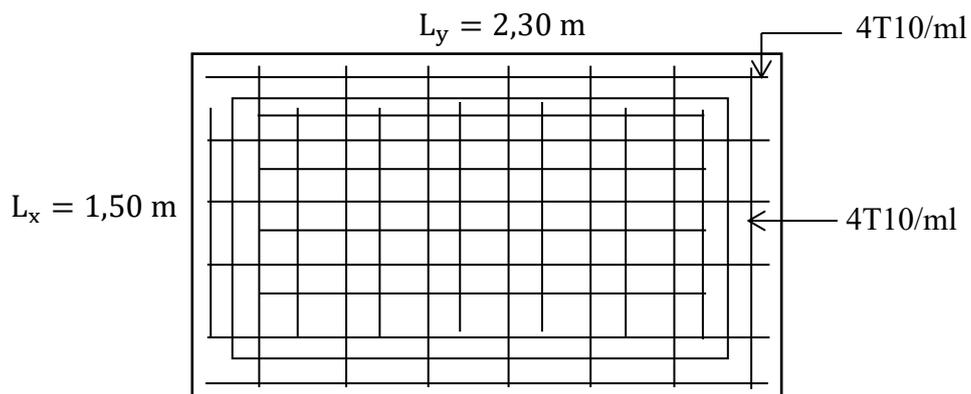


Fig. IV.18 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur.