



IV.1 CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX :

IV.1.1 Acrotère :

L'acrotère est un mur généralement situé en bordure de toitures terrasses afin de protéger la ligne jonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, il assure aussi la sécurité en formant un écran pour prévenir toute chute quelle qu'elle soit. Il est réalisé en béton armé et est soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante ($N_Q = Q = 1 \text{ kN/m}$) Il est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse. L'acrotère est exposé aux intempéries ce qui peut provoquer des fissures et des déformations importantes (fissuration préjudiciable).

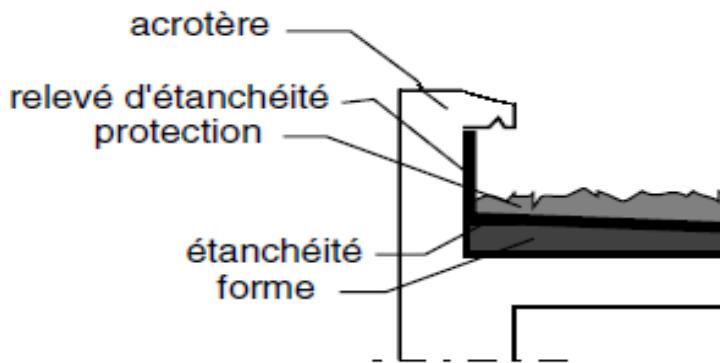


Figure. IV.1 : Acrotère en béton armé.

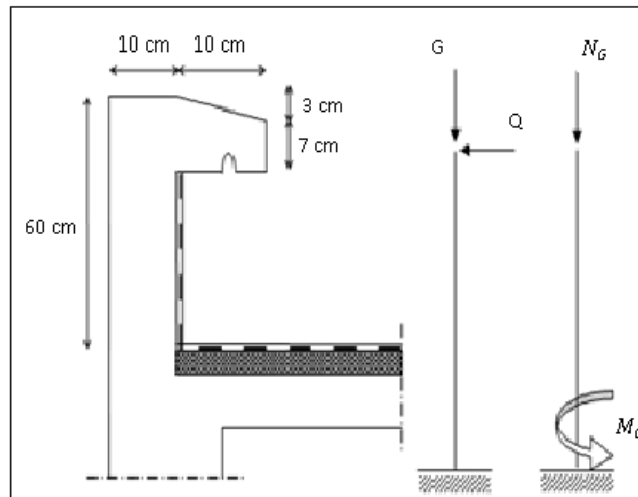


Figure . IV.2 : Dimensions de l'acrotère.



**IV.1.1 Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité :****1) Poids propre :**

$$S = \frac{0,03 \times 0,1}{2} + (0,1 \times 0,6) + (0,07 \times 0,1) = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_{ba} = 0,0685 \times 25 = 1,71 \text{ kN/m}$$

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

2) Effort normal :

$$N_U = 1,35G = 1,35 \times 1,71 = 2,31 \text{ kN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 1,71 \text{ kN/ml}$$

3) Moment de flexion :

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

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

4) Effort tranchant :

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

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

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

5) Enrobage :

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

6) Excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,90}{2,31} = 0,39 \text{ m}$$

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

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

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

IV.1.2 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - C \right] = 2,31 \left[0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,97 \text{ kN.m}$$

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

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,31) - 0,97 = -0,81 \text{ kN.m}$$

$$\left((0,337 \times h) - (0,81 \times c') \right) F_{bc} \times B \times H$$

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,8 \times 0,02)) 14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1$$

$$= 24,80 \text{ kN.m}$$





– 0,81 < 24,80 kN.m ; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire (b X h) = (100 x 10) cm².

IV.1.3 Calcul du ferrailage (E.L.U.) :

IV.1.3.1 Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

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

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

On calcul :

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

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

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

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

IV.1.3.2 Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

1) Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,71 \text{ kN/ml}$$

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

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,71} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

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

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

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

On adopte 4Φ6 p.m. ; (soit = 1,13 cm²/ml ; S_t = 25 cm)

2) Les armatures de répartitions :

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

On adopte : A_s = 1,13 cm²/ml ; Soit : **4Φ6** p.m.



**IV.1.4 Vérification des contraintes (E.L.S.) :****1) Moment de service :**

$$M_{ser} = N_{ser} \times (e - c + H/2) = 1,71 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2}\right) = 0,65 \text{ kN.m}$$

2) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 - 21,15y - 190,35 = 0 \rightarrow y = 1,58 \text{ cm}$$

3) 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.1.4.1 Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

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

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

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

IV.1.4.2 Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

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

Avec :

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

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

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

$$\sigma_{st} = 67,95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.1.4.3 Contrainte de cisaillement :

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

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

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

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

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

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

IV.1.4.4 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le (R.P.A. 99/version 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 $A = 0,08$

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

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1,71 \text{ kN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,08 \times 1,71 = 0,44 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN}$; Condition vérifiée

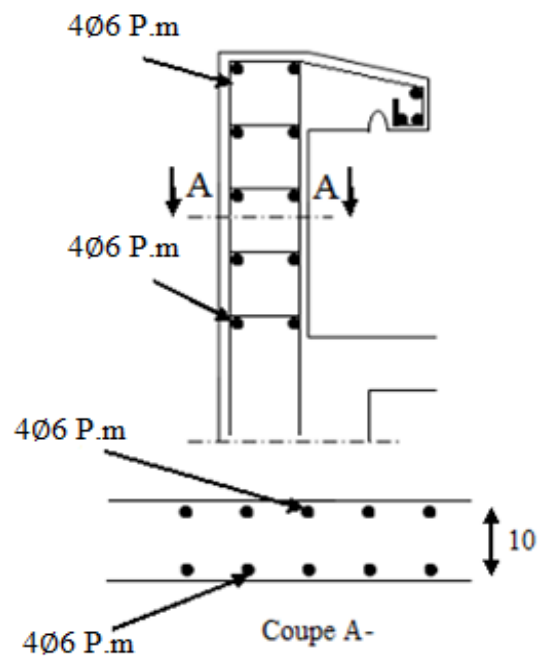
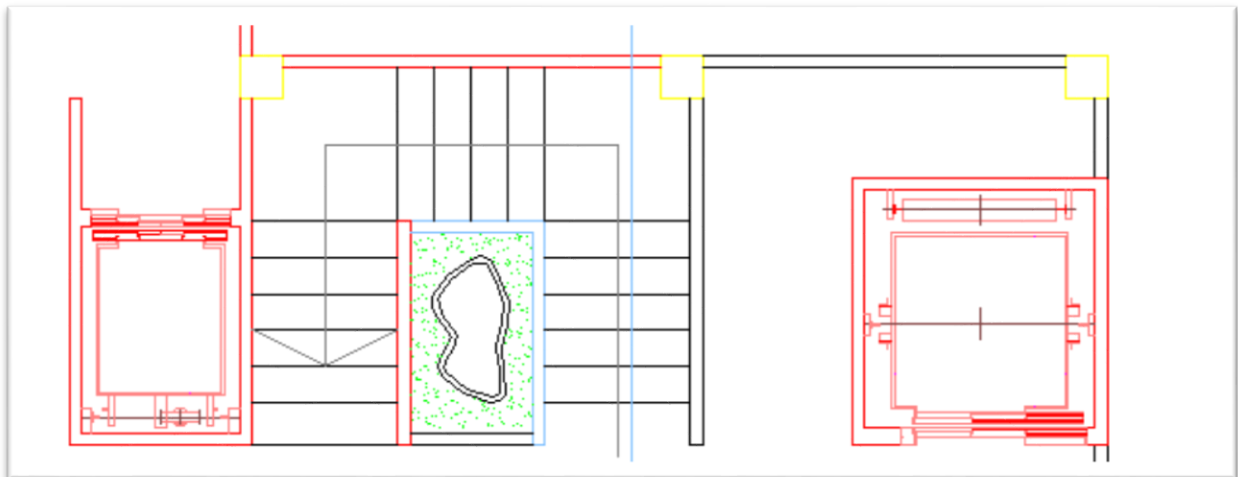


Figure IV.3 : Ferrailage de l'acrotère.





IV.2 Étude d'escaliers



IV.4. Vue en plan de l'escalier.

.2.1 Le type d'escalier

Dans notre étude, nous avons un seul type d'escalier (escalier à marche consoles)
Ce type d'escaliers la marche est encastrée dans un mur voile, Cette conception est surtout recommandée dans l'escalier en hélice ou lorsque il est difficile de placer des poteaux et des poutres dans la cage d'escaliers.

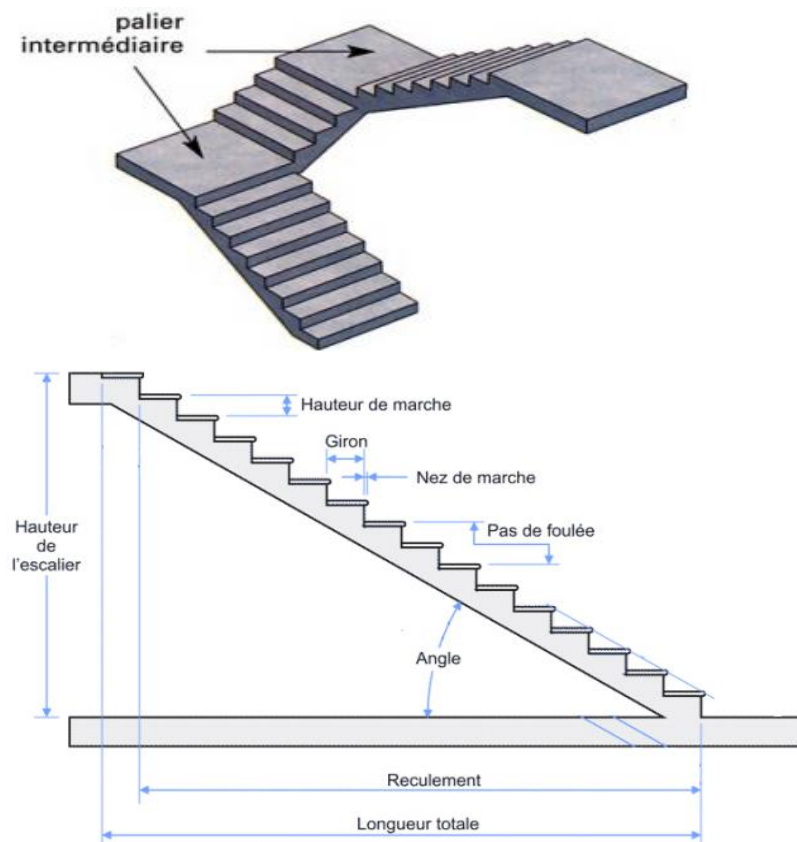


Figure IV.5. Coupe de l'escalier console





a) Dimensionnement des marches et contre marches :

on a :

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

Donc d'après Blondel on a :

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

La solution de l'équation est : $n = 19$ (nombre de contre marche)Donc : $n - 1 = 18$ (nombre de marche)

$$h = 18 \text{ cm et } g = 30 \text{ cm } L = 342 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 18) + 30 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{18}{30} = 0,6 \Rightarrow \alpha = 31^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,86$$

b) Épaisseur de la volée (e_v) :

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

Section de calcul (marche +paillasse) :

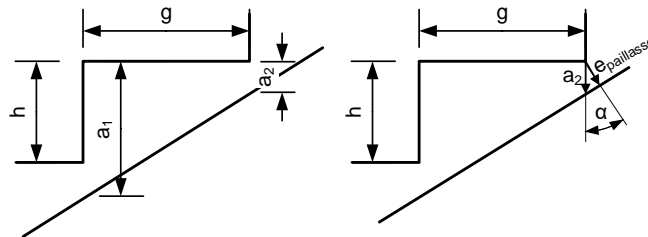


Figure IV.6: Escalier console

$$\text{heq} = \frac{a1 + a2}{2} + \frac{(h + a2) + a2}{2} = \frac{h + 2a2}{2} + \frac{h}{2} + a2 = \frac{\text{epaillasse}}{\cos \alpha} = \frac{18}{2} + \frac{4}{0,86}$$

$$= 13,65 \text{ cm}$$

$$\text{heq} = 13,65 \text{ cm}$$



**IV.2.2. Évaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :****1) Marche****Tableau VI.1** descente de charges de la marche

N ^o	Désignation	G (m)	Ep (m)	densité kN/m ³	Poids kN/m
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,3	0,02	20,00	0,12
2	Mortier de ciment horizontal	0,3	0,02	20,00	0,12
3	Lit de sable	0,3	0,02	18,00	0,108
4	Revêtement en carrelage vertical ep x20x h/g	0,3	0,02	20,00	0,072
5	Mortier de ciment vertical ep x20x h/g	0,3	0,02	20,00	0,072
7	Poids propre des marches/paillasse $h_{eq} \times \gamma_{ba} \times g$	0,3	0,136	25,00	1,02
8	Garde- corps	0,3	/	0,10	0,03
9	Enduit en plâtre	0,3/0,86	0,02	10,00	0,07

Charge permanente : $G=1,54\text{kN/ marche}$

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

Le calcul suivant se fait pour une marche :

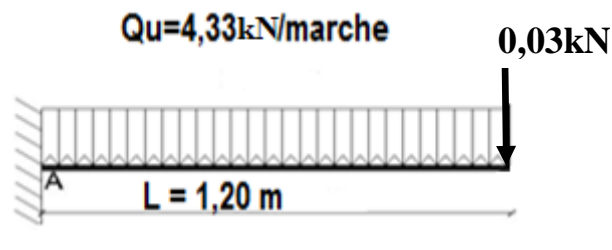
$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) = 4,33\text{kN/marche}$$

$$Q_{ser} = (G + Q) = 3,04\text{kN/marche}$$

$$\begin{cases} q_u = 4,33 \text{ kN/marche} \\ q_{ser} = 3,04 \text{ kN/marche} \end{cases}$$

IV.2.3 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

$$G_{\text{garde-Corps}} = 0,03 \times 1 = 0,03 \text{ kN}$$

**Figure VI.7:** Schéma statique d'une marche console.

**2) Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :**

$$M_{max} = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} = -\frac{4,33 \times 1,2^2}{2} - 0,03 \times 1,2 = -3,15 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = q_u \times l = 4,33 \times 1,2 = 5,2 \text{ kN}$$

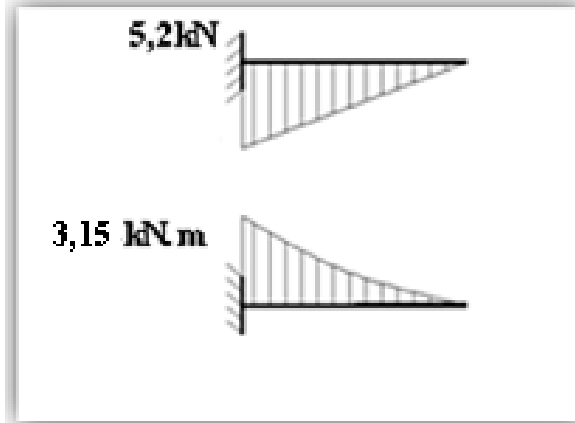


Figure VI.8 : Diagramme de l'effort tranchant et moments fléchissant

IV.2.4 Ferrailage de la marche :**Le moment ultime :**

$$M_{max} = -3,15 \text{ kN.m} ; h_{eq} = 13,65 \text{ cm} ; d = 12,3 \text{ cm}$$

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

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3,15 \times 10^3}{30 \times 12,3^2 \times 14,17} = 0,048 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,9745$$

La section d'acier :

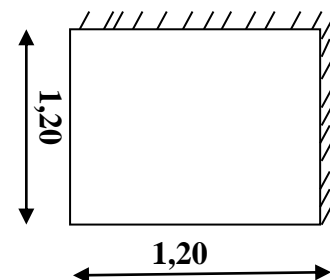
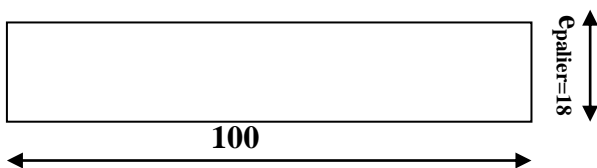
$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,15 \times 10^3}{0,9745 \times 12,3 \times 348} = 0,75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 12,3 \times 30 \times \frac{2,1}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

On adopte **2T12** avec : soit $2,26 \text{ cm}^2 / \text{marche}$

IV.2.5 Le palier :

Un sel type de palier « console »

Section a étudié

Palier consol





Tableau VI.2. descente de charges du palier

N=0	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 de palier $\gamma_{ba} \times e_p$	0,18	25,00	4,50
9	Enduit en plâtre	0,015	10,00	0,15

$$G = 6,05 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 1,35(6,05) + 1,5(2,5) = 11,92 \text{ kN/m}$$

$$11,92 \times 1\text{m} = 11,92 \text{ kN/ml}$$

12,18kN/m

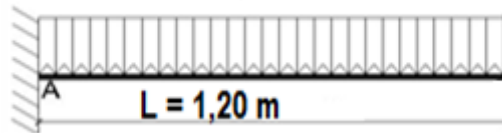


Figure VI.9: Schéma statique d'un palier console.

$$M_{\max} = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} = \frac{11,92 \times 1,2^2}{2} = -8,58 \text{ kN.m}$$

Ferraillage du palier :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8,58 \times 10^3}{100 \times 16,2^2 \times 14,17} = 0,023 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9885$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,58 \times 10^3}{0,9885 \times 16,2 \times 348} = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

On a $A_s < A_{\min}$ donc :

On prend comme choix **4T10 p.m.** soit $3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$





Dans l'autre direction on garde le même choix de ferrailage **4T10 p.m.** soit $3,14\text{cm}^2 / \text{ml}$

IV.3. Les vérifications :

- **La marche**

1) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 12,3 \times 2,1}{400} = 0,44\text{cm}^2$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 0,44 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{5,20 \times 10}{30 \times 12,3} = 0,14 \text{ MPa}$$

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

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

IV.3.1. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S : MARCHÉ

$$M_{ser\ max} = - 2,19 \text{ kN.m}$$

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

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 33,9y - 417 = 0 \rightarrow y = 4,26\text{cm}$$

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

a) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 4,26^3}{3} + (15 \times 2,26)(12,3 - 4,26)^2$$

$$= 2964,44\text{cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2,19 \times 10^3}{2964,44} \times 4,26 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

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

Condition vérifiée

2) Vérification de la flèche :

On doit vérifier les deux conditions suivant :

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





$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,20^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 2964,44} \times \left[\frac{8,58 \times 1,20}{8} + \frac{0,036}{3} \right]$$

$$= 0,23 \text{ cm}$$

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

$$F_{cal} = 0,23 \text{ cm} < F_{adm} = 0,48 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Le PALIER :**

$$Q_u = 1,35(6,05) + 1,5(2,5) = 11,92 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = 6,05 + 2,5 = 8,55 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_{max} = 11,92 \times 1,2 = 14,30$$

1) Condition de non fragilité :

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

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,96 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{14,30 \times 10}{100 \times 16,2} = 0,088 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,088 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.2. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S : PALIER

$$M_{ser \max} = -8,55 \text{ KN.m}$$

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

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

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 47,1y - 763,02 = 0 \rightarrow y = 5,73 \text{ cm}$$

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

2) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{30 \times 5,37^3}{3} + (15 \times 3,14)(16,2 - 5,73)^2 = 7044,47 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8,55 \times 10^3}{7044,47} \times 5,73 = 6,95 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 6,95 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$



**4) Vérification de la flèche :**

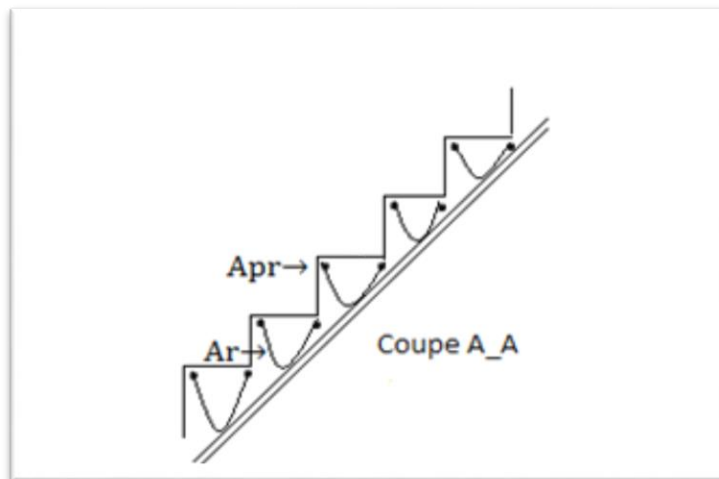
On doit vérifier les deux conditions suivant :

$$\left\{ F = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{Flèche due à la charge répartie} \right.$$

$$F = \frac{Ql^4}{8EI} = \frac{11,92 \times 1,20^4 \times 10^2}{8 \times 32164,19 \times 10^{-5} \times 7044,47} = 0,13 \text{ cm}$$

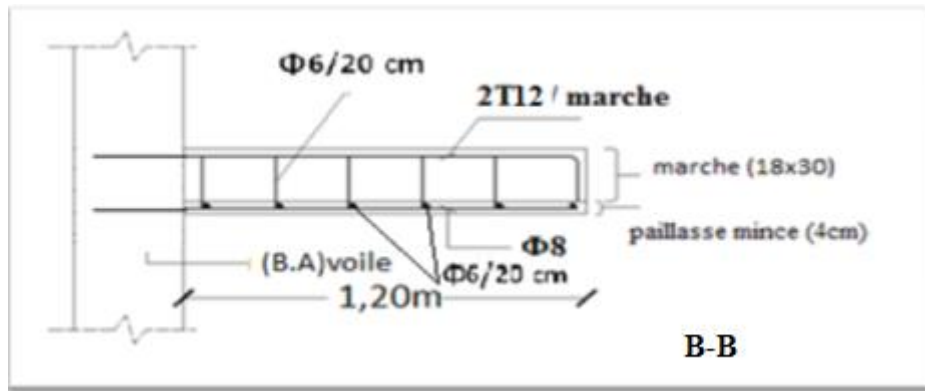
$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{120}{250} = 0,48 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,13 \text{ cm} < F_{adm} = 0,48 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

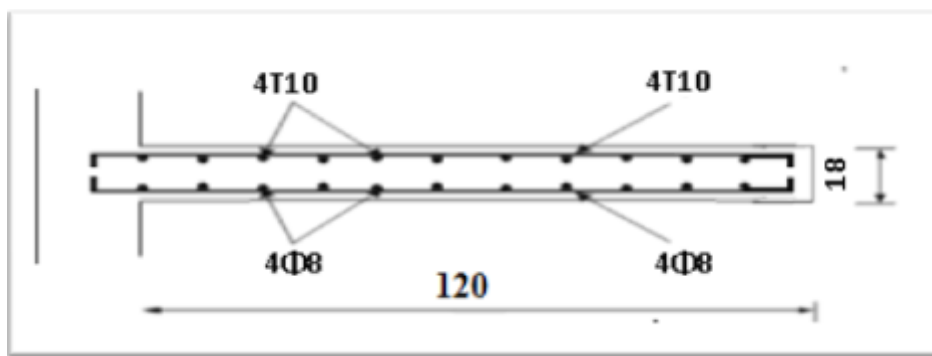
IV.3.3. Schéma de ferrailage :

VI.10: Ferrailage d'une marche console coupe A-A





VI.10: Ferrailage d'une marche console coupe B-B



VI.11: Ferrailage du palier



**IV.4. Balcon :**

Le balcon est un élément d'architecture consistant en une dalle pleine encastrée dans la poutre et entourée d'une rampe ou d'un mur de protection, elle est considérée comme étant une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment

Rappelles

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

L'épaisseur de la dalle pleine dépend de la :

- Résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{120}{20} = 6cm$$

- Isolation acoustique : $e \geq 12$ cm .
- Sécurité en matière d'incendie : $e > 11$ cm pour 2 heures de coup feu.

On adopte : **$e = 15$ cm.**

IV.2.1 Etude des charges et des sollicitations :

a) Décence des charges :

Revêtement en carrelage (2 cm) : $2 \times 0,20 \dots \dots \dots = 0,40$ KN/m²

Mortier de pose (2 cm) : $2 \times 0,20 \dots \dots \dots = 0,40$ KN/m²

Sable fin pour mortier (1,5 cm) : $1,5 \times 0,19 \dots \dots \dots = 0,29$ KN/m²

Dalle pleine (1 cm) : $12 \times 0,25 \dots \dots \dots = 3$ KN/m²

Enduit en ciment (1,5 cm) : $1,5 \times 0,18 \dots \dots \dots = 0,27$ KN/m²

$$\mathbf{G = 4,36kN/m^2}$$

$$\mathbf{Q = 3,50kN/m^2}$$

A l'ELU :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 4,36) + (1,5 \times 3,50) = 11,14 \text{ kN/m}^2 .$$

pour une bande de 1m de largeur on a :

$$Q_u = 11,14 \times 1 \text{ m} = 11,14 \text{ kN/ml} .$$

$$Q_{ser} = G + Q = 4,36 + 3,50 = 7,86 \text{ kN/m}^2 .$$

pour une bande de 1m de largeur on a :

$$Q_{ser} = 7,86 \times 1 \text{ m} = 7,86 \text{ kN/ml} .$$

IV.4.1. Calcul de la charge concentrée :

Le balcon supporte la charge d'un mur en briques perforés de 1,1 m de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.



**1) Poids propre du mur :**

$$P_{mur} = \gamma_{mur} \times b \times h = 9 \times 0,1 \times 1,2m = 1,08 \text{ kN}$$

$$D'où : P_{u\ mur} = 1,35P_{mur} = 1,35 \times 1,08 = 1,46 \text{ kN}$$

2) Poids de l'enduit en ciment :

$$P_{enduit} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 18 \times 0,02 \times 1,2 \times 1 \text{ m} = 0,43 \text{ kN}$$

D'où :

$$P_{u\ enduit} = 1,35P_{enduit} = 1,35 \times 0,43 = 0,58 \text{ kN}$$

3) Charges totales :

$$P_u = P_{u\ mur} + P_{u\ enduit} = 1,46 + 0,58 = 2,04 \text{ kN}$$

$$P_{ser} = P_{mur} + P_{enduit} = 1,08 + 0,43 = 1,51 \text{ kN}$$

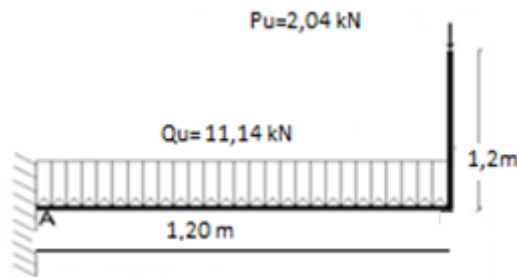


Figure IV.12 : Schéma statique du balcon.

4) Calcul du moment max. et de l'effort tranchant max :

$$M_{max} = -\frac{Q_U l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{11,14 \times 1,20^2}{2}\right) - (2,04 \times 1,20) = -10,47 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = Q_U l + P_u = (11,14 \times 1,20) + 2,04 = 15,41 \text{ kN} .$$

IV.4.2 Ferrailage :

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10,47 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,041 < \mu_r = 0,0392$$

Donc : A' n'existe pas et $\beta = 0,979$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,47 \times 10^3}{0,979 \times 13,50 \times 348} = 2,28 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On adopte **4T12** par.m soit = $4,52 \text{ cm}^2$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

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

On prend **5T8**, soit = $2,51 \text{ cm}^2$ l'espacement $S_t = 27 \text{ cm}$





IV.4.3 Vérifications :

1) Condition de non fragilité :

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

$$A_{adpt} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

2) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{15,41 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,11 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

3) Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{15,41 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 18,08 \times 10^2} = 0,701 \text{ MPa}$$

Avec :

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

μ : Périmètre d'armatures tendues 4T12=18,08;

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

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

{ ψ_s = 1 → Pour les aciers lisses

{ ψ_s = 1,5 → Pour les aciers HA

$$\tau_{se} = 0,90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.4.3.1 La vérification des contraintes à l'E.L.S. :

$$A_{adpt} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = - \frac{Q_{ser}l^2}{2} - P_{ser}l = - \frac{7,86 \times 1,2^2}{2} - (1,51 \times 1,2) = -7,47 \text{ kN.m}$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67,8y - 915,3 = 0 \rightarrow \begin{cases} \Delta = 187656,84 \\ y_1 = -5,01 \\ y_2 = 3,65 \end{cases} \rightarrow y_2 = 3,65 \text{ cm}$$

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



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

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + ((15 \times 4,52)(13,50 - 3,65)^2)$$

$$= 8199,03 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{7,47 \times 10^3}{8199,03} \times 3,65 = 3,32 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,32 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

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

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{7,47 \times 10^3}{8199,03} \times (13,50 - 3,65) = 134,61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 134,61 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

4) Vérification de la flèche :

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

Avec :

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

5) Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 4,52 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 4,52)}$$

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

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

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



**6) Calcul du moment d'inertie :**

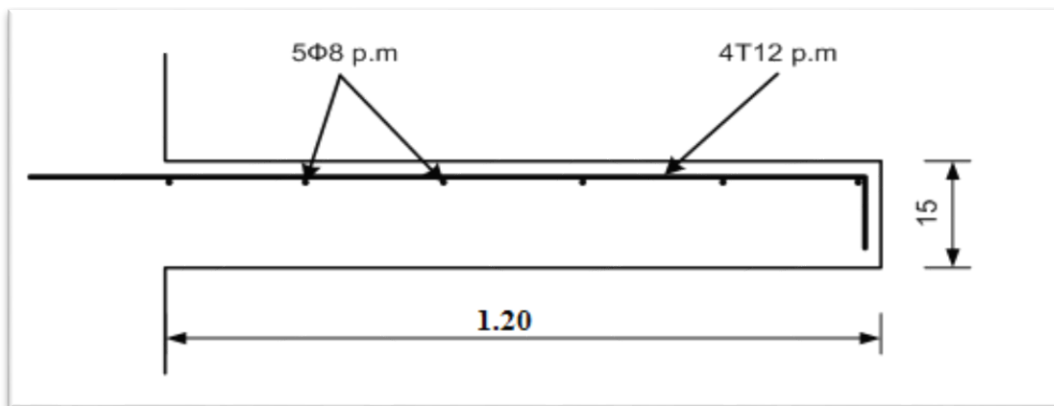
$$\begin{aligned} I &= \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2 \\ &= \frac{100 \times 7,76^3}{3} + \frac{100 \times 7,24^3}{3} + (15 \times 4,52) \times (13,50 - 7,76)^2 \\ &= 30460,25 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,20^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 30460,25} \times \left[\frac{11,14 \times 1,20}{8} + \frac{2,04}{3} \right] = 0,041 \text{ cm}$$

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

$$F_{cal} = 0,041 \text{ cm} < F_{adm} = 0,48 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.4.3.2 Schéma du ferrailage**Figure VI.13:** Ferrailage du balcon



IV.5.L'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 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.

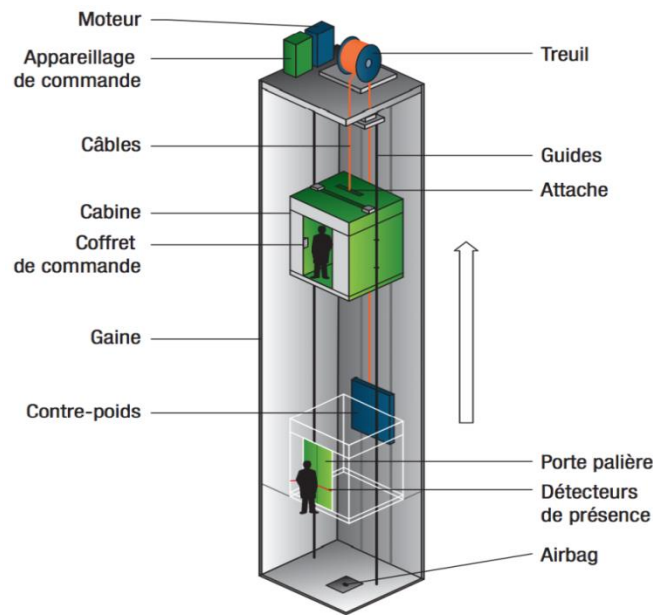


Figure VI.14: Schéma d'un ascenseur.

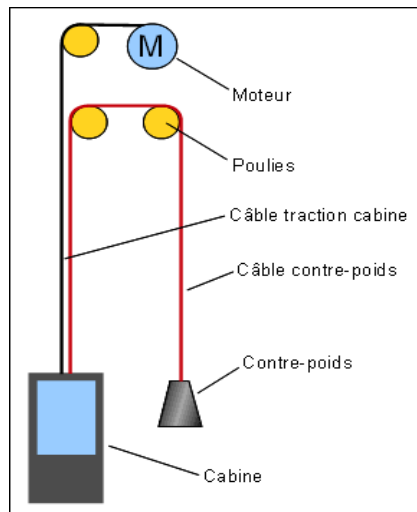


Figure VI.15: Schéma de principe de l'ascenseur.



**IV.5.1 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 contreponds tel que : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$.

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

Largeur de la cabine : 1,75 m

Langueur de la cabine : 1,75m

Hauteur : 2,20m

La largeur de passage libre : 0,7m

La hauteur de passage libre : 2,00m

La hauteur de la course : 22.86 m

La surface latérale $S = ((2 \times 1,75) + 1,75) \times 2,20 = 11,55 \text{ m}^2$

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

Tableau IV.3 : Poids des composants de l'ascenseur.

Poids de la cabine avec $S = 11,55 \text{ m}^2$	$M_1 = 11,5 \times 11,55 \times 2 = 265,65 \text{ kg}$
Poids du plancher : avec $S = 1,75 \times 2,2 = 3,85 \text{ m}^2$	$M_2 = M_0 \times S = 110 \times 3,85$ $= 423,5 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M_3 = M_{0,1} \times S = 20 \times 5,1 = 103,4 \text{ kg}$
Poids de l'arcade :	$M_4 = 60 + (80 \times 2) = 220 \text{ kg}$
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 avec $S = 2,0 \times 0,7 = 1,4 \text{ m}^2$	$M_8 = 80 + (1,4 \times 25) = 115 \text{ kg}$

- Poids mort total : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1317,55 \text{ kg}$





- Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1317,55 + \frac{675}{2} = 1655,05 \text{ kg}$

IV.5.2 Calcul de la charge totale q_u :

IV.3.2.1 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 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 : $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1317,55) = 23910,6 \text{ kg}$$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0.85.

$$C_r = \frac{23910,6}{0,85} = 28130,12 \text{ kg}$$

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

Avec:

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

n : Nombres des câbles.

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

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{28130,12}{8152 \times 2} = 1,72$$

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

IV.3.2.2 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, $L = 22,86 \text{ m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 22,86 = 23,54 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1317,55 + 23,54 = 2016,09 \text{ kg}$$

IV.3.2.3 Vérification de C_r :

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

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{28130,12}{2016,09} = 13,95 > 12 ; \text{Condition vérifiée}$$

IV.3.2.4 Calcul de la charge permanente total G :

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

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 1317,55 + 1655,05 + 1200 + 23,54 \\ = 4196,14 \text{ kg}$$

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

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6677,29 \text{ Kg}$$

IV.5.3 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

$$q_u = 6677,29 \text{ kg.}$$

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6677,29}{4} = 1669,32 \text{ kg/ m}$$

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

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

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.

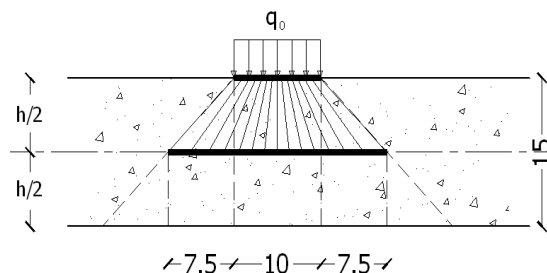


Figure. IV.16: Répartition des charges.





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

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

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

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

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

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

$$= 1669,32 \text{ kg}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

IV.5.4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

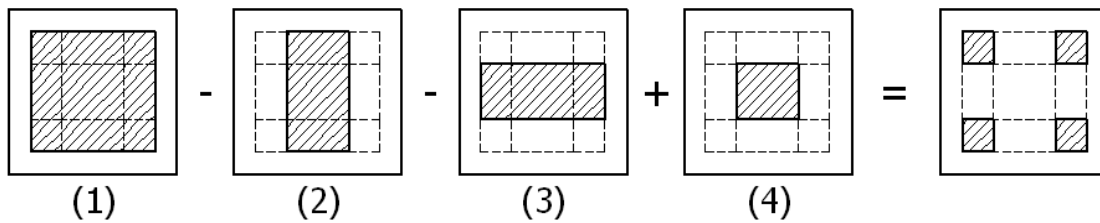


Figure VI.17: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.

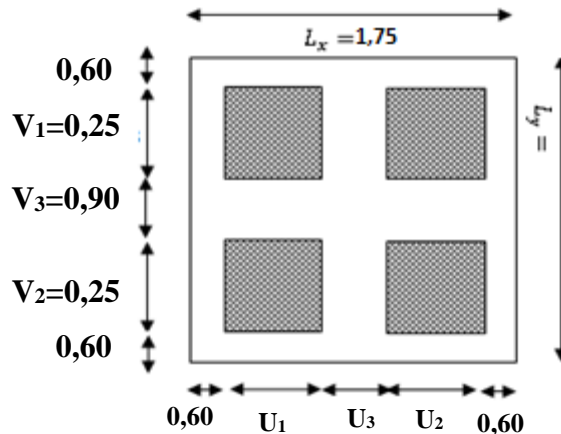


Figure VI.18: Dessin montrant la concentration des charge

On a $V_1=U_1$; $V_2=U_2$; $V_3= U_3$

a) Distances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 140 \text{ cm} \\ V = 140 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

$$\begin{cases} U = 90 \text{ cm} \\ V = 140 \text{ cm} \end{cases}$$



**3) Rectangle (3) :**

$$\begin{cases} U = 140 \text{ cm} \\ V = 90 \text{ cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 90 \text{ cm} \\ V = 90 \text{ cm} \end{cases}$$

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 ($\nu = 0$):

$$M_x = M_1 \times P \text{ et } M_y = M_2 \times P \text{ et } P = P' \times S$$

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

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{6677,29}{0,25^2} = 106836,64 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 2,60 \text{ m}$ et $L_y = 2,60 \text{ m}$ et $\alpha = 1$ et $M_1 = M_2$

Tableau IV.4 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).

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	0,5	0,5	0,090	0,090	1,96	209399,81	18845,98	18845,98
2	0,35	0,5	0,096	0,096	1,26	134614,17	12870,78	12870,78
3	0,5	0,35	0,107	0,107	1,26	134614,17	14403,72	14403,72
4	0,35	0,35	0,118	0,118	0,81	86537,68	10211,45	10211,45

1) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 1782,93.m$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 1782,93Kg.m$$

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

d.1) Chargement :

$$L_x = 2,60 \text{ m et } L_y = 2,60 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

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

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





d.2) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,60}{2,60} = 1$$

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

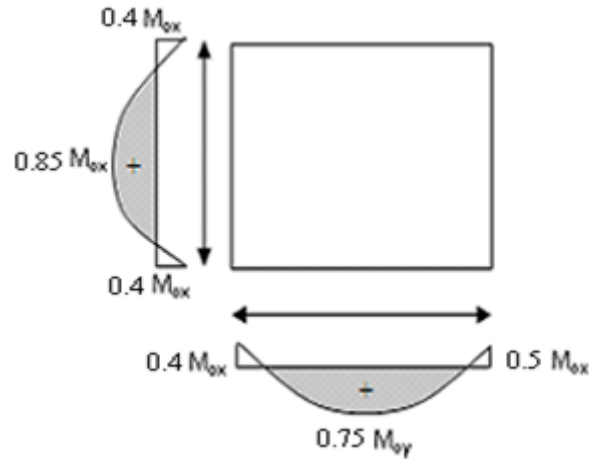


Figure IV.19: Moments de la dalle.

$$\alpha = 1 \rightarrow \mu_x = 0,0368 \text{ et } \mu_y = 1,0000$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 163,25 \text{ kg.m et } M_{y2} = 163,25 \text{ kg.m}$$

3) Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 1782,93 + 163,25 = 1946,18 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 1734,65 + 163,25 = 1946,18 \text{ kg / m}$$

Les moments retenus sont :

En travée :

- intermédiaire

$$M_{tx} = 0,85M_{0x} = 1654,25 \text{ kg / m}$$

- De rive

$$M_{ty} = 0,75M_{0x} = 1459,63 \text{ kg / m}$$

Sur appuis :

- intermédiaire

$$M_{ax} = 0,50M_{0x} = 973,09 \text{ kg / m}$$

- De rive

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,40M_{0x} = 778,47 \text{ kg / m}$$



**IV.5.5. Calcul du ferrailage de la dalle :**

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

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $\mu_1 = 0,392$
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable.

En travée :

- Sens L_y :
- intermédiaire

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 1459,63 \text{ kg / m} = 14596,3 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{14596,3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,056 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,971$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14596,3}{0,971 \times 13,5 \times 348} = 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Sens $lx = ly \Rightarrow (A_{sx} = 3,20 \text{ cm}^2 / \text{ml})$
- De rive

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 1654,25 \text{ kg / m} = 16542,5 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{16542,5}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,06 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,969$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16542,5}{0,969 \times 13,5 \times 348} = 3,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Sens $lx = ly \Rightarrow (A_{sx} = 3,54 \text{ cm}^2 / \text{ml})$

Sur appuis :

- Intermédiaire :
- Sens L_x :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = 973,09 \text{ kg / m} = 9730,9 \text{ N.m}$$





Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9730,9}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,037 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9815$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9730,9}{0,98155 \times 13,5 \times 348} = 2,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• Sens L_y :

• De rive

Le moment ultime :

$$M_{ay} = 778,47 \text{ kg} / \text{m} = 7784,7 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7784,7}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,030 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,985$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7784,7}{0,985 \times 13,5 \times 348} = 1,68 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Sens } l_x = l_y \Rightarrow (A_{sx} = 1,68 \text{ cm}^2 / \text{ml})$$

1) Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 1$, on peut appliquer la formule suivante :

• Sens L_y :

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

$$\begin{cases} A_{ty} = 3,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = 3,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 1,68 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = 1,68 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

• Sens L_x :

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

$$\begin{cases} A_{tx} = 3,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{x \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = 3,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 2,06 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{x \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = 2,06 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Choix des aciers :

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



**En travée :**

- Sens L_x :

$$\begin{cases} A_{tx} = 3,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 4T14 \text{ p. m} = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

- Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{ty} = 3,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 4T14 \text{ p. m} = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Sur appuis :

$$\begin{cases} A_a = 2,06 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 4T12 \text{ p. m} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Armatures transversales :

1) La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

2) $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ 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 :

$$V_x = 656,25 \times \frac{2,60}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} = 568,75 \text{ Kg} = 5687,5 \text{ N} = 5,6875 \text{ kN}$$

$$V_y = 656,25 \times \frac{2,60}{3} = 568,75 \text{ kg} = 5687,5 \text{ N} = 5,6875 \text{ kN}$$

$$V_y = V_x$$

- On calcule V_v et V_u :

$$V_v = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{6677,29}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 8903,05 \text{ kg} = 89030,5 \text{ N} = 89,0305 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{6677,29}{3 \times 0,25} = 8873,72 \text{ N} = 8,284 \text{ kN}$$

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

Donc :





$$V_{u\ tot} = V_x + V_y = 5,69 + 89,03 = 94,72\text{KN} ; (\text{Sens } L_x)$$

$$V_{u\ tot} = V_y + V_u = 5,69 + 89,03 = 94,72\text{ KN} ; (\text{Sens } L_y)$$

Et :

$$V_{u\ tot} = \max(V_{u\ tot\ x} ; V_{u\ tot\ y}) = 94,72\text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{u\ tot}}{b \times d} = \frac{94,72 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,70\text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5\text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5\text{ MPa}) = 1,63\text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,70\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,63\text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

On en déduit que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.5.6.Vérification à l'E.L.S :

a) Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

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

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

$$P_{a\ ser} = (G + Q) \frac{1}{4} = (4196,14 + 675) \frac{1}{4} = 1217,78\text{kg}$$

$$P_{ser} = \frac{P_{a\ ser}}{u \times v} = \frac{1217,78}{0,25^2} = 19484,56\text{ kg} / \text{m}^2$$

$$P'_{ser} = 19484,56 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : L_x = L_y = 2,60 m.

Tableau VI.5: Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S).

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surface [m ²]	P'ser [kg/m ²]	M _{0x} [kg.m]	M _{0y} [kg.m]
1	0,5	0,5	0,090	0,090	1,96	38189,74	4124,49	4124,49
2	0,35	0,5	0,096	0,096	1,26	24550,54	2828,22	2828,22
3	0,5	0,35	0,107	0,107	1,26	24550,54	3152,29	3152,29
4	0,35	0,35	0,118	0,118	0,81	15782,49	2234,80	2234,80



**1) Les moments dus aux charges concentrées :**

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 378,78 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 378,78 \text{ kg.m}$$

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

c.1) Chargement :

$$L_x = L_y = 2,60 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

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

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

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

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,60}{2,60} = 1$$

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

$$\alpha = 1 \Rightarrow \mu_x = 0,0441 \text{ et } \mu_y = 1,0000 ; \text{ Tirée de l'abaques de Pigeaud}$$

$$\text{Donc : } M_{0xr} = 141,60 \text{ kg.m et } M_{0yr} = 141,60 \text{ kg.m}$$

4) Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 141,6 + 378,78 = 520,38 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 520,38 \text{ kg / m}$$

Les moments retenus sont :

- En travée :
 - intermédiaire

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 390,28 \text{ kg / m}$$

- De rive

$$M_{tx} = 0,85M_{0x} = 442,32 \text{ kg / m}$$

- Sur appuis :
 - intermédiaire

$$M_{ax} = 0,50M_{0x} = 260,19 \text{ kg / m}$$

- De rive

$$M_{ay} = M_{ax} = 0,40M_{0x} = 208,15 \text{ kg / m}$$



**IV.5.7 Vérification des contraintes dans le béton :**

- Sens l_x :

En travée :

- **De rive :**

$$M_{tx} = 4423,2N / m ; A_{tx} = 0,95 \text{ cm}^2\text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 14,25y - 192,37 = 0 \rightarrow y = 1,82 \text{ cm}$$

2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,82^3}{3} + (15 \times 0,95 \times (13,5 - 1,82)^2) \\ = 2144,97 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4423,2}{2144,97} \times 1,82 = 3,75 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,75 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

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

- **Intermédiaire :**

$$M_{tx} = 3902,8N / m ; A_{tx} = 0,84 \text{ cm}^2\text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 12,6y - 170,1 = 0 \rightarrow y = 1,72 \text{ cm}$$

2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,72^3}{3} + (15 \times 0,84 \times (13,5 - 1,72)^2) \\ = 1918,10 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3902,8}{1918,10} \times 1,72 = 3,5 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,5 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

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



**Sur appuis :****- Intermédiaire****• Sens l_x**

$$M_{ax} = 2601,9 \text{ N / m} ; A_a = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0$$

1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 8,4y - 113,4 = 0 \rightarrow y = 1,42 \text{ cm}$$

2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,42^3}{3} + (15 \times 0,56 \times (13,5 - 1,42)^2) \\ = 1321,22 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2601,9}{1321,22} \times 1,42 = 2,8 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,8 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

• Sens l_y

$$M_{ay} = 1561,1 \text{ N / m} ; A_a = 0,33 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0$$

1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 4,95y - 66,82 = 0 \rightarrow y = 1,11 \text{ cm}$$

2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,11^3}{3} + (15 \times 0,33 \times (13,5 - 1,11)^2) = 805,47 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1561,1}{805,47} \times 1,11 = 2,15 \text{ MPa}$$

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

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

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

- De rive**Sens $l_y =$ Sens l_y**

$$M_{ax} = 2081,5 \text{ N / m} ; A_a = 0,44 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0$$





1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 6,6y - 89,1 = 0 \rightarrow y = 1,27 \text{ cm}$$

2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,27^3}{3} + (15 \times 0,44 \times (13,5 - 1,27)^2) = 1223,5 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2081,5}{1223,5} \times 1,27 = 2,16 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,16 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

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

IV.5.7 Disposition du ferrailage :

1) Arrêt des barres :

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

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

$$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$

Avec: Φ : diamètre d'une barre. $\Phi = 8 \text{ mm}$

$$L_s = 1,4 \times 400 / 4(2,84) = 28,17 \text{ cm}$$

2) 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 :

$$L_1 = \max\left(L_s ; \frac{1}{4}\left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right)L_x\right) = \max(28,17 \text{ cm} ; 52 \text{ cm}) = 52 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(28,17 \text{ cm} ; 26 \text{ cm}) = 28 \text{ cm}$$

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 :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{260}{10} = 26 \text{ cm}$$





e) Armatures finales :

- Suivant L_x :

$A_t = 3,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Soit **4T14** p.m avec $S_t = 25 \text{ cm}$

$A_a = 2,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Soit **4T12** p.m avec $S_t = 25 \text{ cm}$

- Suivant l_y :

$A_t = 3,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Soit **4T14**($s = 6,16$) p.m avec $S_t = 25 \text{ cm}$

$A_a = 2,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Soit **4T12**($s = 4,52$) p.m avec $S_t = 25 \text{ cm}$

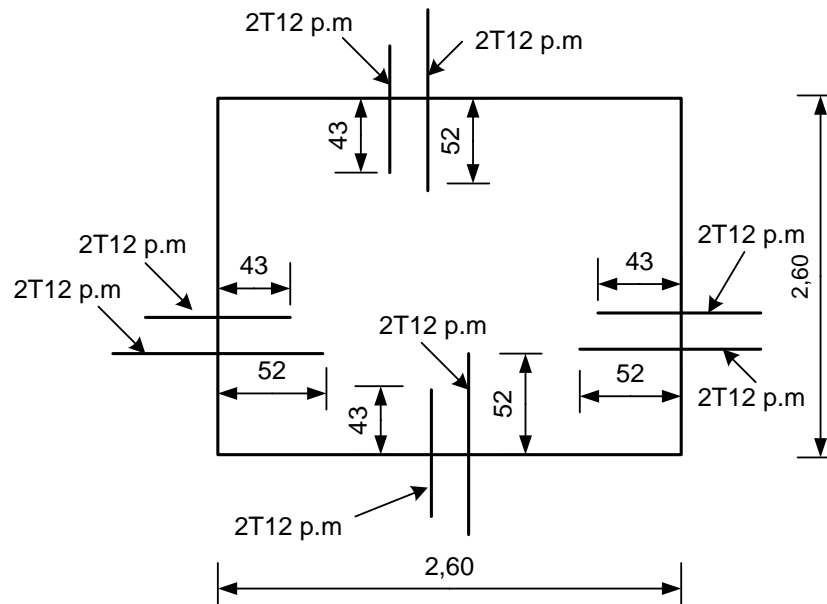


Figure VI.20 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur (sur appuis).

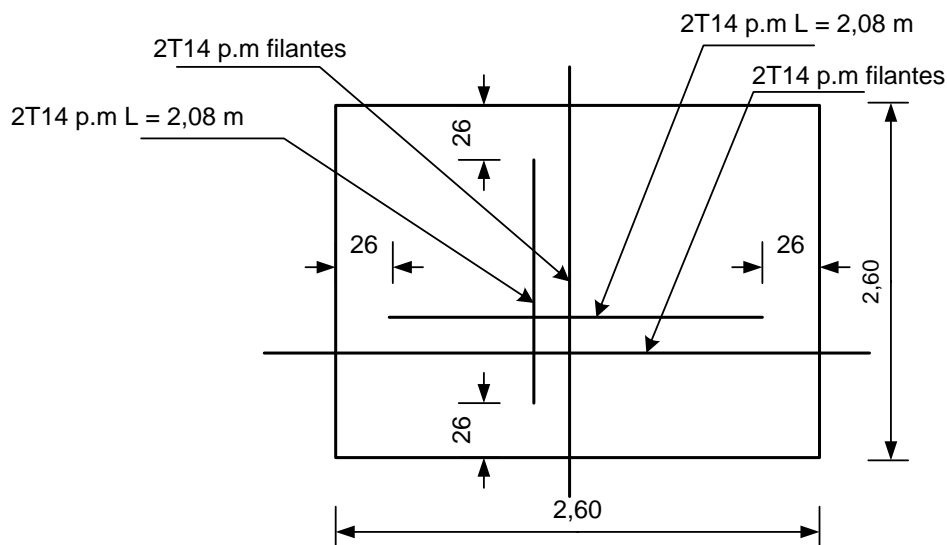


Figure .IV.21: ferrailage inferieur de la dalle de l'ascenseur (en travée).



**IV.5.8. Voile de la cage d'ascenseur :**

D'après le R.P.A 99/version 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 ferrillé 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 : $A_{adop} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

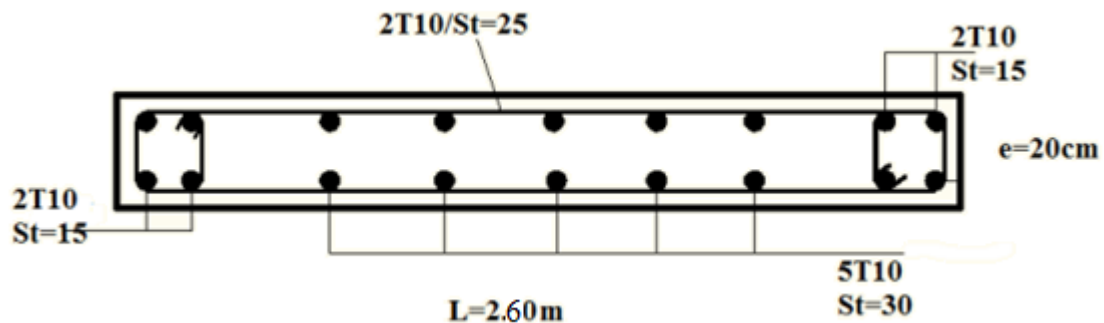


Figure .IV.22: Voile de la cage d'ascenseur

IV.5.9 .Étude de la dalle pleine : (plancher haut de la salle machine)

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

$$\alpha = \frac{260}{260} = 1$$

le panneau de la dalle travaille dans les deux sens (l_x) et (l_y)

1) moment isostatique:

le sens de la petite portée (l_x), le calcul sera fait pour une bande de 1 m épaisseur (**12 cm**)

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q l^2 x$$

2) Calcul des charges :

-mortier (2cm) $\rightarrow 0,40 \text{ kN/m}^2$

-dalle (12 cm) $\rightarrow 3,00 \text{ kN/m}^2$

$$G = 3,40 \text{ KN /M}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/M}^2$$

$$q_u = 1,35 (4,3) + 1,5 (1) = 5,55 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\mu_x = 0,0428$$

$$\mu_y = 0,8450$$





$$M_{Ox} = \mu_x \cdot q l^2 x = 1.605 \text{ kN/m} .$$

$$M_{Oy} = \mu_y \cdot M_{Ox} = 1.36 \text{ kN/m} .$$

$$M_{tx} = 0,85 \times 1.605 = 1.36 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times 4,06 = 1.16 \text{ kN.m}$$

$$M_{a\text{rive}} = 0,4 \times M_{Ox} = 0.64 \text{ kN.m}$$

3) Calcul de ferrailage : Sens l_x En travée :

$$M_{tx} = 1.36 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.36 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,008 ; \beta = 0,996$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{1.36 \times 10^3}{348 \times 10,8 \times 0,996} = 0.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

sens l_y :

$$M_{ty} = 1.16 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.16 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,007$$

$$\beta = 0,9965$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{1.16 \times 10^3}{348 \times 0,9965 \times 10,8} = 0.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Appuis:

$$M_{a\text{rive}} = 0.64 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a\text{rive}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.64 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,004$$

$$\beta = 0,998$$

$$A_{a\text{rive}} = \frac{M_{a\text{rive}}}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0.64 \times 10^3}{348 \times 0,998 \times 10,8} = 0,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

section minimale des armatures ($\alpha > 0,4$; $h = 12 \text{ cm}$)

sens l_y :

$$A_{Y\text{min}} = 8.h = 8 \times 0,12 = 0,96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

sens l_x :

$$A_{X\text{min}} = A_{y\text{min}} \cdot (3 - \alpha/2) ; \quad \alpha = \frac{l_x}{l_y} = 1$$

$$A_{X\text{min}} = 0,96 \cdot (3 - 1/2) = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$





1) **Choix de l'acier :**

En travée :

Sens(l_x)

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 0.36 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \varnothing \leq 12 \text{ mm} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **A_{tx} : 3T10 P.m** soit 3,14 cm²/m > A_{x min}

sens (l_y) :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = 0.31 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \varnothing \leq 12 \text{ mm} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **A_{ty} : 3T10 P.m** soit 2,36 cm²/m > A_{y min}

Sur appuis de rive:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{a \text{ rive}} = 0,17 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ \varnothing \leq 12 \text{ mm} \\ S_{tx} = 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **A_{a rive} : 4Ø6 p.m** soit 1,13 cm²/ m > A_{x min}.

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

IV.5.10.longueur de seulement :

2) **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.

3) **Arrêt des barres sur appuis :**

$$L_1 = \max \left(L_s ; \frac{1}{4} \left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max(28.17 \text{ cm} ; 52 \text{ cm}) = 52 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max \left(L_s ; \frac{L_1}{2} \right) = \max(28.17 \text{ cm} ; 26 \text{ cm}) = 28 \text{ cm}$$

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 :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{260}{10} = 26 \text{ cm}$$



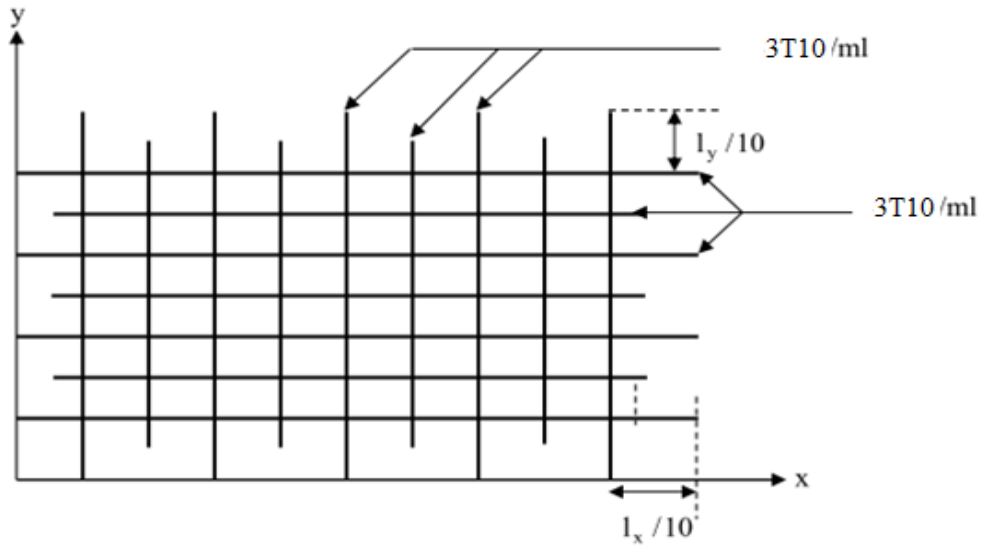


Figure .IV.23: Plancher haut de la salle machine.

