

III.1 Acrotère

III.1.1 Introduction

L'acrotère est un muret d'une hauteur de 60 cm et d'une épaisseur de 10 cm, il est généralement situé en bordure de toitures terrasses afin de protéger la ligne conjonctive 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 ($N_Q = Q = 1 \text{ kN/m}$) ainsi qu'au séisme qui crée un moment de renversement. Il est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse.

Son point le plus faible est son interface où se trouve l'encastrement dans le plancher terrasse et c'est pour cela que le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries ce qui peut provoquer des fissures et des déformations importantes (fissuration préjudiciable).

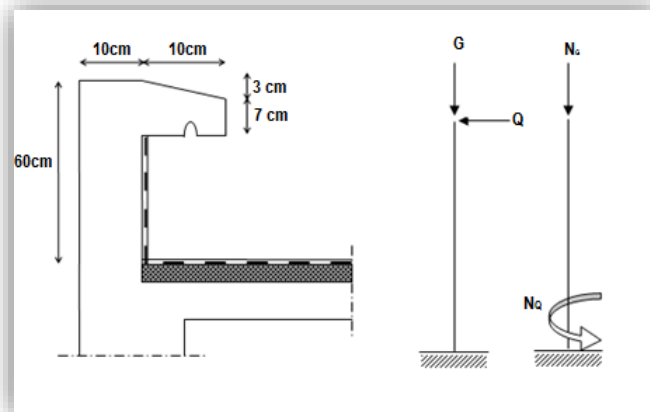


Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère.

III.1.2 Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité

Le calcul se fait pour une bande de 1 m

a) Poids propre

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

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

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

b) Effort normal

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

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

c) Moment de flexion

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

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

d) Effort tranchant

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

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

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

e) Enrobage

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

f) Excentricité

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

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

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

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

III.1.3 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section

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

$$\begin{aligned} (d - c')N_U - M_U &\leq (0,337h - (0,81c'))f_{bc} \times b \times h \\ &= ((0,09 - 0,02) \times 2,31) - 0,97 = -0,81 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ((0,337 \times h) - (0,81 \times c'))f_{bc} \times b \times h \\ = ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 24,80 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$-0,81 < 24,80 \text{ kN.m}$; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (100 x 10) cm².

III.1.4 Calcul du ferrailage (E.L.U.)

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

III.1.4.1 Vérification de l'existence des armatures comprimées A'

$$\mu_l = 0,8\alpha_1 \times (1 - (0,4\alpha_1))$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 ; \text{ Avec } \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 0,00174$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,0084 \rightarrow A' = 0$$

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

On calcul :

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

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

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

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

III.1.4.2 Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire

a) Les armatures principales

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

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

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

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

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

$$= \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23 = 1,01 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

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

b) Les armature de répartitions

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

On adopte : $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : $4\Phi 6$ p.m.

III.1.5 Vérification des contraintes (E.L.S)

a) Moment de service

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

b) Position de l'axe neutre

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

c) Moment d'inertie

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

III.1.5.1 Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

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

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

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

III.1.5.2 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 :

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

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

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

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

III.1.5.3 Contrainte de cisaillement

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

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

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

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

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

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

III.1.6. 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 = 0,08.

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.

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

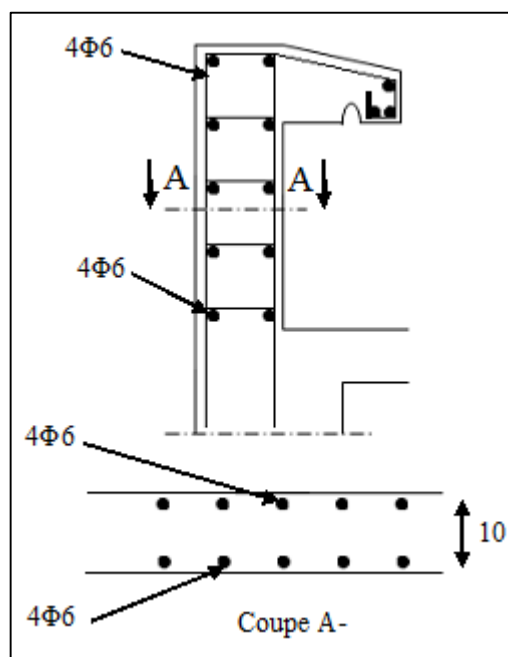


Figure III.2 : Ferrailage de l'acrotère.

III.2 Balcon

III.2.1 Introduction

Le balcon est un élément d'architecture consistant en une dalle pleine encastree 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 et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

On a :

L_y : La longueur suivant l'encastrement à la poutre ; $L_y = 4,03\text{m}$

L_x : La longueur suivant l'encastrement aux deux consoles ; $L_x = 1,45\text{ m}$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1,45}{4,03} = 0,35 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travail dans un seul sens (suivant } L_x)$$

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 :

$$e \geq \frac{L_x}{10} = \frac{145}{10} = 14,5\text{ cm}$$

Isolation acoustique : $e \geq 12\text{ cm}$;

Sécurité en matière d'incendie : $e > 11\text{ cm}$ pour 2 heures de coup feu.

On adopte : $e = 15\text{ cm}$.

III.2.2 Etude des charges et des sollicitations

a) Décence des charges

Tableau III.1:charge permanente du balcon

Désignation	P (KN/m ²)
1. Carrelage (2cm)	0,4
2. Mortier de pose	0,4
3. Dalle pleine (ep = 15) cm	3,75
4. Enduit en plâtre (ep = 2cm)	0,2
5. Lit de sable	0,36
	G =5,11

$$G = 5,11\text{KN/ m}^2$$

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

b) Charge surfacique et linéaire :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,11) + (1,5 \times 3,50) = 12,15 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique.}$$

$$Q_u = 12,15 \times 1 \text{ m} = 12,15 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire.}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 5,11 + 3,50 = 8,61 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique.}$$

$$Q_{ser} = 8,61 \times 1 \text{ m} = 8,61 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire.}$$

III.2.2.1 Calcul de la charge concentrée

Le balcon supporte la charge d'un mur en brique perforé de 1,1 m de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. Sa longueur est de 4 m.

a) Poids propre du mur

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

D'où :

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

b) Poids de l'enduit en ciment

$$P_{enduit} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 18 \times 0,02 \times 1,1 \times 1 \text{ m} = 0,4 \text{ kN}$$

D'où :

$$P_{u\ enduit} = 1,35P_{enduit} = 1,35 \times 0,4 = 0,54 \text{ kN}$$

c) Charges totales

$$P_u = P_{u\ mur} + P_{u\ enduit} = 1,93 + 0,54 = 2,47 \text{ kN}$$

$$P_{ser} = P_{mur} + P_{enduit} = 1,43 + 0,4 = 1,43 \text{ kN}$$

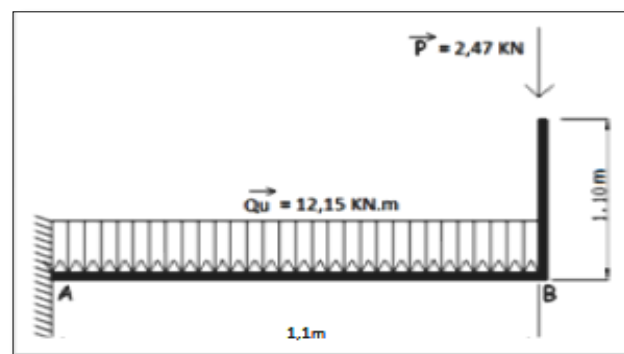


Figure III.3 : Schéma statique montrant les charges que subit le balcon

d) Calcul du moment max et de l'effort tranchant max

$$M_{max} = -\frac{Q_U l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{12,15 \times 1,1^2}{2}\right) - (2,47 \times 1,1) = -10,07 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = Q_U l + P_u = (12,15 \times 1,1) + 2,47 = 15,84 \text{ kN}$$

III.2.3 Ferrailage

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

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10,07 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,2} = 0,038 > \mu_r = 0,0392$$

Donc : A' n'existe pas et $\beta = 0,981$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,07 \times 10^3}{0,981 \times 13,50 \times 348} = 2,18 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T12 et $A_{adpt} = 5,65 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

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

On prend 5T8, et $A_{adp} = 2,51 \text{ cm}^2$ l'espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

III.2.4 Vérifications

a) Condition de non fragilité

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

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

b) Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{15,84 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,12 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

1) $\tau_u = 0,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

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

c) Contraintes d'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{15,83 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 5 \times 1,885 \times 10^2} = 1,38 \text{ MPa}$$

Avec :

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

μ : Périmètre d'armatures tendues 5T12=18,85;

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

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

$\left\{ \begin{array}{l} \psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{array} \right.$

$\tau_{se} = 1,38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

d) La vérification des contraintes à l'E.L.S.

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser}l^2}{2} - P_{ser}l = -\frac{8,61 \times 1,1^2}{2} - (1,43 \times 1,1) = -8,19 \text{ kN.m}$$

e) Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 84,75y - 1144,125 = 0 \rightarrow y_2 = 4,01 \text{ cm}$$

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

f) Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,01^3}{3} + ((15 \times 5,65)(13,50 - 4,01)^2) = 9781,97 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{8,19 \times 10^3}{9781,97} \times 4,01 = 3,36 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 3,36 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

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

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{9,18 \times 10^3}{9781,97} \times (13,50 - 4,01) = 119,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 119,18 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

i) Vérification de la flèche

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

Avec :

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

i.1) Détermination du centre de gravité

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

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

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

i.2) Calcul du moment d'inertie

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

$$= \frac{100 \times 7,82^3}{3} + \frac{100 \times 7,18^3}{3} + (15 \times 5,65) \times (13,50 - 7,82)^2 = 31012,84 \text{ cm}^4$$

i.3) Calcul de la flèche

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,1^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 31012,84} \times \left[\frac{8,61 \times 1,1}{8} + \frac{1,43}{3} \right] = 0,022 \text{ cm}$$

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

$$F_{cal} = 0,022 \text{ cm} < F_{adm} = 0,44 \text{ cm} ; \text{Condition vérifié}$$

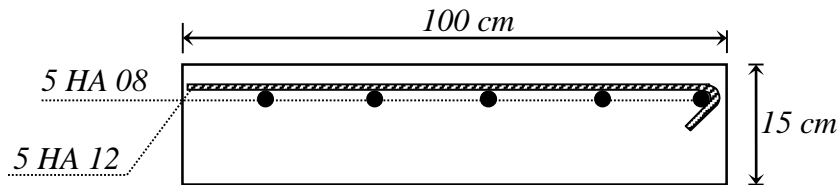


Figure III.4 : ferrailage du balcon.

IV.3 Ascenseur

IV.3.1 Introduction

Un ascenseur est un appareil mécanique conçu pour le but d'assurer une circulation verticale plus aisée que l'utilisation des escaliers, il est exigé pour les bâtis ayant une hauteur au-delà de cinq étages.

Son implantation est généralement faite coté-a-coté avec les escaliers en une seule entité ce qui rend le dégagement vers les différents niveaux plus praticable.

L'ascenseur est constitué de deux entités distinctes ; la première sert à une cabine métallique qui se déplace suivant des glissières verticales sur le long de l'immeuble ; dans laquelle les personnes et les charges sont déplacées, la deuxième entité est un contrepoids ayant le rôle de compenser le poids de la cabine et cela pour qu'un système mécanique (électrique ou vérin hydraulique) ne fournira que l'effort nécessaire pour lever les surcharges.

IV.3.2 Etude de l'ascenseur

On a adopté pour l'utilisation d'un ascenseur de taille moyenne de dimensions suivantes:

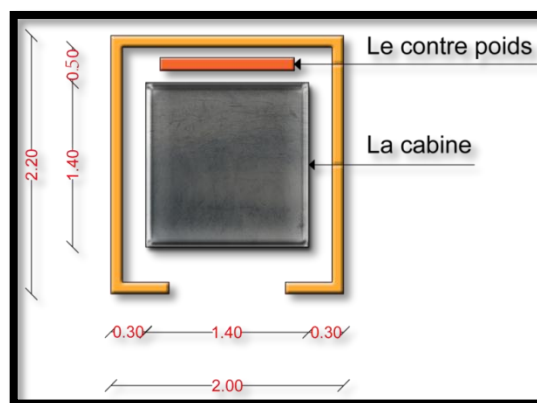


Figure III. .5 :Vue en plan de l'ascenseur

- Une largeur de : 1,4 m
- Une longueur de: 1,4 m
- Une hauteur de cabine de : 2,2 m
- Une largeur libre de passage de : 0,8m
- Une hauteur libre de passage de : 2,00m
- Une hauteur de course de : 23,10 m
- Une surface latérale $S = (2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,2 = 9,24 \text{ m}^2$
- Epaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h_0 = 15 \text{ cm}$

Ayant ainsi les caractéristiques suivantes:

-Cabine et contre poids aux extrémités d'un câble en acier porté dans les gorges d'une poulie lié à un levier électrique.

-P_m « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.

-Q : surcharges dans la cabine

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

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

Le poids mort

Poids de la cabine $s=(2 \times 1.40 + 1.4) \times 2.20 = 9.24 \text{ m}^2$	$M_1 = 11.5 \times 9.24 \times 1.4 = 148,76 \text{ kg}$
Poids de plancher $s = 2.20 \times 2.2 = 4,84 \text{ m}^2$	$M_2 = 110 \times 4.84 = 532,4 \text{ kg}$
Poids de toit	$M_3 = 20 \times 4.84 = 96,8 \text{ kg}$
Poids de l'arcade	$M_4 = 60 + (80 \times 1.4) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute	$M_5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires	$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poids de poulies de mouflage	$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine	$M_8 = 80 + (1,6 \times 25) = 120 \text{ kg}$

Le poids mort total est : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1249,96 \text{ kg}$

Le contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1249,96 + \frac{675}{2} = 1587,46 \text{ kg}$

III.3.2.1 Calcul de la charge de rupture

Selon le (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10. on prend Pour notre cas C_s=12. à titre créance .

Le rapport $\frac{D}{d}$; (D : diamètre de poulie et d : diamètre du câble) est au moins de 40 qu'elle que

soit le nombre des tirons, Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et D = 500mm $\Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

$$\text{On a alors : } C_r = C_s \cdot M \quad (1)$$

Avec :

C_s : coefficient de sécurité du câble.

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe.

$$M = Q + P_m + M_g \quad (2)$$

dont : M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ ($M_g \ll Q + P_m \Rightarrow M = Q + P$)

on aura donc : $C_r = C_s \times M = C_s \cdot (Q + P) = 12(675 + 1249,96) = 23099,52 \text{ kg}$

celle ci est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage « 0,85 »

:

$$\Rightarrow C_r = \frac{23099,52}{0,85} = 27175,90 \text{ kg}$$

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

Avec :

m : type de mouflage (2brins, 3brins,.....)

n : nombre des câble

pour un câble de $d=12,22\text{mm}$ et $m=2$ on à : $C_r(1 \text{ câble})=8152\text{kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_r(1 \text{ cable}) \times m} = \frac{27175,90}{8152 \times 2} = 1,67 \text{ soit } n=2 \text{ câbles.}$$

vu qu'on est sensé de compenser les efforts de tension des câble;Le nombre de câble doit être un nombre pair .

III.3.2.2 Le poids des câbles (M_g)

$$M_g = m \times n \times l$$

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

L :longueur du câble $L = 23,10 \text{ m}$

n : nombre des câbles $n = 2$

$$M_g = m \times n \times l = 0,515 \times 2 \times 23,10 = 23,79 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 1249,96 + 23,79 = 1948,75 \text{ kg}$$

III.3.2.3 Vérifications de Cr

$$Cr = Cs \times M \Rightarrow Cs = \frac{Cr}{M} \Rightarrow \frac{27175.90}{1948.75} = 13.95 > 12 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

III.3.2.4 Calcul de la charger permanente total G :

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g$$

Le poids de (treuil+le moteur) : $P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$

$$\text{La charge permanente totale : } G = 1249,96 + 1587,46 + 1200 + 23.79 = 4061,21 \text{ kg}$$

Les surcharges :

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

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6495.13 \text{ kg.}$$

III.3.3 Vérification de dalle au poinçonnement

Cette vérification est incontournable car l'appui du moteur (supposé appuyé sur 04 points) applique une force concentrée sur la dalle de l'ascenseur ce qui engendre un risque de poinçonnement.

La charge totale ultime : $q_u = 6495.13 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u

soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui , alors:

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6495.13}{4} = 1623.78 \text{ kg}$$

Selon le BAEL 91 : la condition de non poinçonnement à vérifier est définie tel que :

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

Avec :

q_u : charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

u_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

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

$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 15 \text{ cm}$$

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

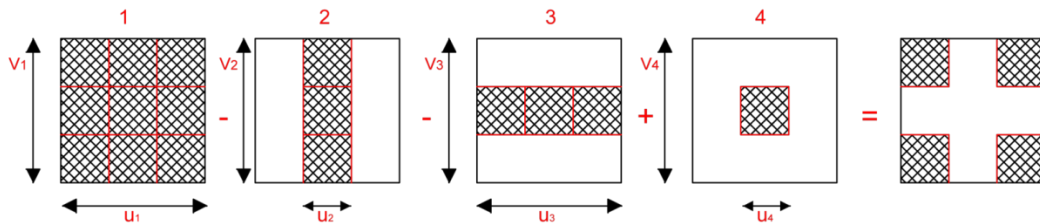
$$V = b + h_0 = (10 + 15) = 25 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 > q_0 = 1623.78 \text{ kg}$$

Ce résultat est interprété en absence d'un risque de poinçonnement.

III.3.4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées



Distances des rectangles

- Rectangle 1

$$\begin{cases} u = 90\text{cm} \\ v = 120\text{cm} \end{cases}$$

- Rectangle 2

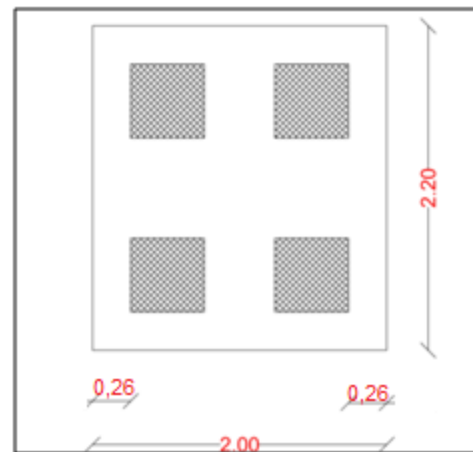
$$\begin{cases} u = 40\text{cm} \\ v = 120\text{cm} \end{cases}$$

- Rectangle 3

$$\begin{cases} u = 90\text{cm} \\ v = 70\text{cm} \end{cases}$$

- Rectangle 4

$$\begin{cases} u = 40\text{cm} \\ v = 70\text{cm} \end{cases}$$



Les moments suivant les deux directions

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

Avec ν : coefficient de Poisson.

À L'ELU ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} M_x = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$$

$$P = P' \cdot S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (26x26) cm² est :

$$P' = \frac{q_0}{u \cdot v} = \frac{1623.78}{0,25 \times 0,25} = 25980,48 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1,2,3 ,4 sont résumés dans le Tableau Ci dessus : L_x=2,00 m; L_y=2,20m

Tableau III.2: Résume les moments isostatiques des rectangles

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surface S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M _x (Kg.m)	M _y (Kg.m)
1	0.45	0.54	0.109	0,066	1.08	26022.24	28104.02	2810.40	2836.4
2	0.20	0.54	0,151	0,076	0.48	26022.24	12490.68	1274.04	3929.35
3	0.45	0.32	0,126	0,086	0.63	26022.24	16394.01	1836.12	3278.80
4	0.20	0.32	0,181	0,102	0.28	26022.24	7286.23	1100.22	4710.02

Les moments dus aux charges concentrées

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 338.27 \text{ kg. m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 238.88 \text{ kg. m}$$

Moments dus aux charges réparties (poids propre de la dalle)

$$L_x = 2,00 \text{ m}$$

$$L_y = 2,20 \text{ m}$$

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

$$\text{-Poids propre : } G = 0.15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}$$

$$\text{- Charges d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg/m}$$

$$\text{-Charge ultime : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 656.25 \text{ kg/m}$$

Sollicitations

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,0}{2,2} = 0,90 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases} \alpha = 0,90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 119.7 \text{ kg. m} \\ M_{y2} = 93.77 \text{ kg. m} \end{cases}$$

Les moments appliqués à la dalle

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 338.27 + 116,89 = 455.16 \text{ kg. m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 238.88 + 116,89 = 355.77 \text{ kg. m}$$

Moments retenus

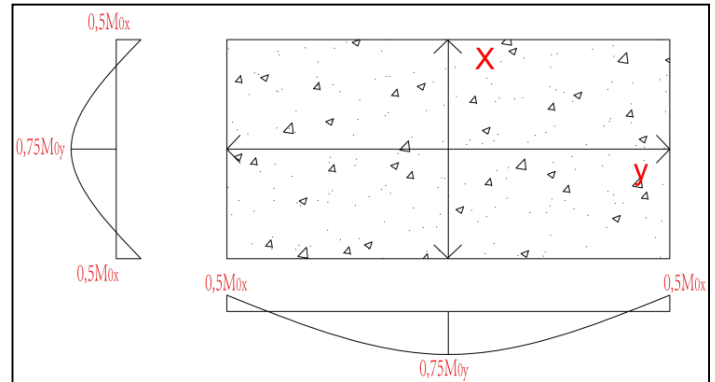
- En travée:

$$M_{tx} = 0,75. M_{0x} = 341.37 \text{ kg. m}$$

$$M_{ty} = 0,75. M_{0y} = 266.82 \text{ kg. m}$$

- Sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5. M_{0x} = 227.58 \text{ kg. m}$$

**IV.3.5 Calcul du ferrailage de la dalle**

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

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 100\text{cm}$
- Hauteur de la section : $h = 30\text{cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 27\text{cm}$
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400\text{Mpa}$, $\delta_s = 348\text{Mpa}$
- Contrainte du béton à 28jours : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$, $f_{bc} = 14,17\text{Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton: $f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$
- Fissuration peu préjudiciable

- En travée

- **Sens l_x**

Le moment ultime : $M_{tx} = 3413,7 \text{ N. m}$

Le moment réduit $\mu = \frac{M_{tx}}{b.d^2.\delta_{bc}} = \frac{3413,7}{100.13,5^2.14,17} = 0,013 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \lambda = 0$

$$\mu = 0,013 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9935$$

La section d'acier (A_{s_x}):

$$A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta. d. \delta_s} = \frac{3413,7}{0,9935 . 13,5 . 348} = 0,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Sens l_y**

Le moment ultime : $M_{ty} = 2668,20 \text{ N. m}$

$$\text{Le moment réduit } \mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot \delta_{bc}} = \frac{2668,20}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,17} = 0,010 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{\lambda} = 0$$

$$\mu = 0,010 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,995$$

La section d'acier (A_{s_x}):

$$A_{s_y} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{2668,20}{0,995 \cdot 13,5 \cdot 3,48} = 0,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Sur appui

- Le moment ultime

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0x} = 2275,8 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot \delta_{bc}} = \frac{2275,8}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,17} = 0,008 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{\lambda} = 0$$

$$\mu = 0,008 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,996$$

La section d'acier (A_{s_x}):

$$A_{s_x} = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{2275,8}{0,996 \cdot 13,5 \cdot 3,48} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section minimale des armatures:

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$)

On peut appliquer la formule suivante:

- Sens l_y

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

$$\begin{cases} A_{t_y} = 0,57/\text{ml} < A_{y_{\min}} = 1,2 \rightarrow A_{t_y} = A_{y_{\min}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_y} = 0,49/\text{ml} < A_{y_{\min}} = 1,2 \rightarrow A_{a_y} = A_{y_{\min}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

- Sens l_x

$$A_{x_{\min}} = A_{y_{\min}} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 1,0}{2} \right) = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{t_x} = \frac{0,73 \text{ cm}^2}{\text{ml}} < A_{x_{\min}} = 1,20 \rightarrow A_{t_x} = A_{x_{\min}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_x} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x_{\min}} = 1,20 \rightarrow A_{a_x} = A_{x_{\min}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Choix des aciers

Le diamètre : $h_0 = 15 \text{ cm} = 150 \text{ mm}$

On a : $\emptyset \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \emptyset \leq 15 \text{ mm}$

-En travée• **Sens Lx**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{t_x} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min(2h_0, 25 \text{ cm}) \\ St_x \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 5T10 \text{ p.m} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• **Sens Ly**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{t_y} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq \min(4h_0, 33 \text{ cm}) \\ St_y \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 5T10 \text{ p.m} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

-Sur appuis (chapeaux)

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Nécessité de disposer des armatures transversales

On note toutefois les critères suivants :

1. La dalle est bétonnée sans reprise
2. $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_{\text{utot}}}{b.d}; \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10.h_0}{3} \times \min(0,13 f_{c28}; 5\text{Mpa})$$

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

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

On calcul V_x et V_y :(efforts tranchants dus aux charges réparties)

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}}; V_x = V_y \\ V_y = q_u \frac{L_y}{3} \end{array} \right.$$

$$V_x = 650,55 \times \frac{2,2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} = 477,07 \text{ N} = 0,477 \text{ KN}$$

$$V_y = 650,55 \times \frac{2,2}{3} = 477,07 \text{ N} = 0,477 \text{ KN} = V_x$$

On calcul V_v et V_u (efforts tranchants dus aux charges localisées)

$$V_v = \frac{q_0}{2u + v} = \frac{1626,39}{2 \times 25 + 25} = 21,69 \text{ KN}$$

$$(V_u = \frac{q_0}{3 \cdot u} \leq V)_u \Leftrightarrow \frac{1626,39}{3 \cdot 25} = 21,69 \text{ KN}$$

$$(u = v = 25\text{cm}) \Rightarrow V_u = V_v = 21,69 \text{ KN}$$

L'effort total V_{tot}

$$\text{– Sens } l_x: V_{\text{tot}} = V_x + V_y = 0,477 + 21,69 = 22,17 \text{ KN}$$

$$\text{– Sens } l_y: V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 0,477 + 21,69 = 22,17 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } V_{\text{tot}} = \max(V_{\text{tot } x}; V_{\text{tot } y}) = 22,17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{tot}}}{b \cdot d} = \frac{22,17 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,164 \text{ Mpa}$$

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

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

donc : $\tau < \bar{\tau}_u$ ————— condition vérifiée

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.6 Les vérifications à L'E.L.S

- Calcul des sollicitations à L'E.L.S

Charge localisée:

$$M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{\text{ser}}$$

$$M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{\text{ser}} \text{ Avec } v = 0,2 \text{ (E.L.S)}$$

$$P'_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} \cdot S' = \frac{P_{\text{aser}}}{u \cdot v} \cdot S'$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{P_{\text{aser}}}{u \cdot v}; P_{\text{aser}} = (G + Q) \cdot \frac{1}{4} = 1185,99\text{kg}$$

$$\text{Donc : } q_{\text{ser}} = \frac{1185,99}{0,25^2} = 18975,84 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{\text{ser}} = 18975,84 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1,2,3, 4 sont résumés dans le tableau ci dessus :

Tableau III.3 : Résumé les moments isostatiques des rectangles

Rectangle	U/Lx	V/Ly	M ₁	M ₂	S'(m ²)	P' _{ser} =q _{ser} .S'	M _{0x} (kg.m)	M _{0y} (Kg.m)
1	0.41	0.55	0.109	0.066	1.08	20493.90	2504.35	1799.36
2	0.18	0.55	0.151	0.076	0.48	9108.40	1513.82	967.31
3	0.41	0.32	0.126	0.086	0.63	11954.78	1711.92	1329.37
4	0.18	0.32	0.181	0.102	0.28	5313.24	1070.08	734.28

Moment dû aux charges localisées

$$M_{0xC} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 348.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{0yC} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 236.96 \text{ KN.m}$$

Moment dû aux charges réparties (E.L.S)

$$G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2 ; ep = 15 \text{ cm}$$

$$Q = 100 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{ser} = 100 + 375 = 475 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 1.00 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 1 ; \text{E.L.S} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases}$$

$$M_{0xr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 = 0,0441 \times 475 \times 2,2^2 = 101,39 \text{ KN/m}$$

$$M_{0yr} = \mu_y \cdot M_{0xr} = 1,00 \times 101,39 = 101,39 \text{ KN/m}$$

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :

$$M_{0x} = M_{0xC} + M_{0xr} = 348,69 + 101,39 = 450,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yC} + M_{0yr} = 236,96 + 101,39 = 338,35 \text{ KN.m}$$

Les moments en travées et sur appuis

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 450,08 = 337,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 338,35 = 253,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_{0x} = 225,04 \text{ KN.m}$$

III.3.7 Vérification des contraintes dans le béton

Suivant L_x

- En travée

$$M_{tx} = 3375,6 \text{ N.m} \quad ; A_t = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y)

$$Y = by^2/2 + nA_s(y - d) = 0$$

$$\text{On a : } A_s = 0 \quad \text{et } n = 15$$

D'où

$$50y^2 + 58,95y - 795,82 = 0$$

$$\text{Donc : } y = 3,34 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie

$$I = by^3/3 + 15 A_s(d - y)^2$$

$$I = 100 \times 3,34^3/3 + 15 \times 3.93(13,5 - 3,34)^2$$

$$I = 7327,14 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton $\overline{\sigma}_{bc}$

$$\delta_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\delta_{bc} = \frac{3375,6}{7327,14} \times 3,34 = 1,54 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton σ_{bc}

$$\overline{\delta}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors :

$$\delta_{bc} = 1,54 \text{ Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{————— condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U, ça nous convient.

-Sur appuis

$$M_{app} = 225,04 \text{ kg.m} \quad ; A_a = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad , A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y)

$$Y = 3,34 \text{ cm}$$

Moment d'inertie (I)

$$I = 7327,14 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc}

$$\delta_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\delta_{bc} = \left(\frac{2250,4}{7327,14} \cdot 3,34 \right) = 1,03 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\delta}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors

$$\delta_{bc} = 1,03 \text{ Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

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

-Suivant L_y **En travée**

$$M_{t_y} = 253,76 \text{ kg. m}; \quad A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \quad \dot{A} = 0$$

Position de l'axe neutre (y)

$$Y = by^2/2 + n\dot{A}_s(y - d) = 0$$

$$\text{On à } \dot{A}_s = 0 ; \text{ et } n = 15$$

$$\text{Donc : } y = 2,57 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie

$$I = by^3/3 + 15 \dot{A}_s(d - y)^2$$

$$I = 100 \times 2,57^3 / 3 + 15 \times 3,14(13,5 - 2,57)^2 \quad I = 6192,62 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc}

$$\delta_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\delta_{bc} = \left(\frac{2537,6}{6192,62} \cdot 2,57 \right) = 1,09 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\delta}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors

$$\delta_{bc} = 1,09 \text{ Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{vérifiée}$$

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

Armatures finales

- Suivant L_x : $A_t=3,93\text{cm}^2/\text{ml}$ soit $5\text{T}10/\text{mL}$ avec $S_t=20\text{cm}$
 $A_a=3,93\text{cm}^2/\text{ml}$ soit $5\text{T}10/\text{mL}$ avec $S_t=20\text{cm}$
- Suivant L_y : $A_t=3,93\text{cm}^2/\text{ml}$ soit $5\text{T}10/\text{mL}$ avec $S_t=20\text{cm}$

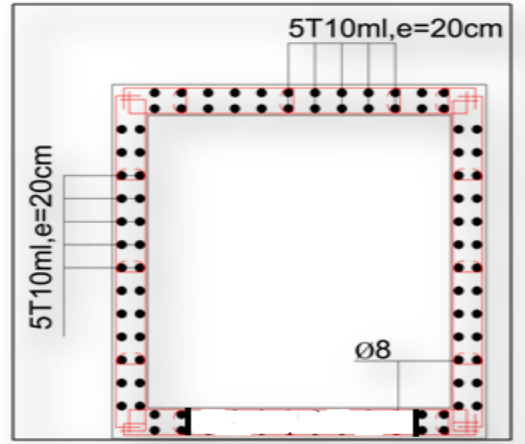


Figure III.6: Ferrailage d'ascenseur

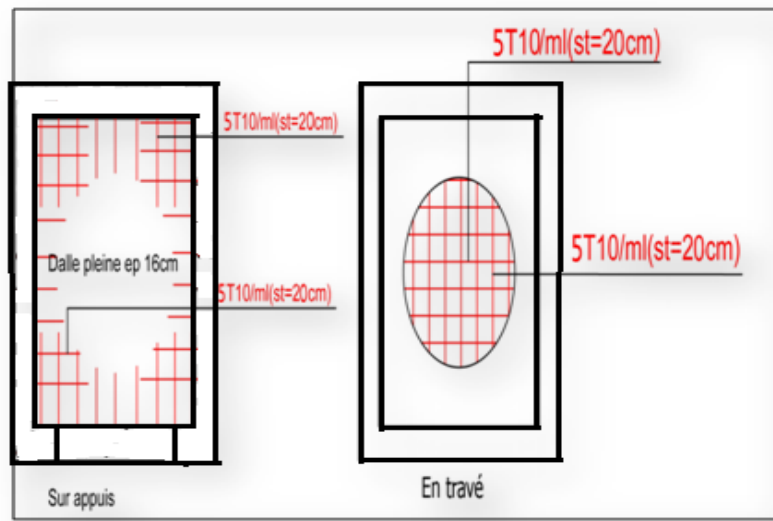


Figure III.7 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur

III.3.8 Voile de la cage d'ascenseur

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

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

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera 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 $5\text{T}10/\text{ml}$ soit : $A_{adop} = 3,93\text{ cm}^2 / \text{ml}$

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

III.4.LES ESCALIER

III.4.1Introduction

Les escaliers sont une partie du gros œuvre qui fait communiquer entre eux les différents niveaux d'un immeuble. A la différence d'un incliné (rampe de garage, par exemple), l'escalier est composé de plans horizontaux et verticaux successifs : marches, contremarche et paliers.

Ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie, l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter sans fatigue, ce qui implique une conservation de la cadence des pas ou une régularité dans son exécution, cet équilibre est réalisé par une relation entre la hauteur d'une marche et le giron : $2h + g = p$; avec p : l'amplitude du pas.

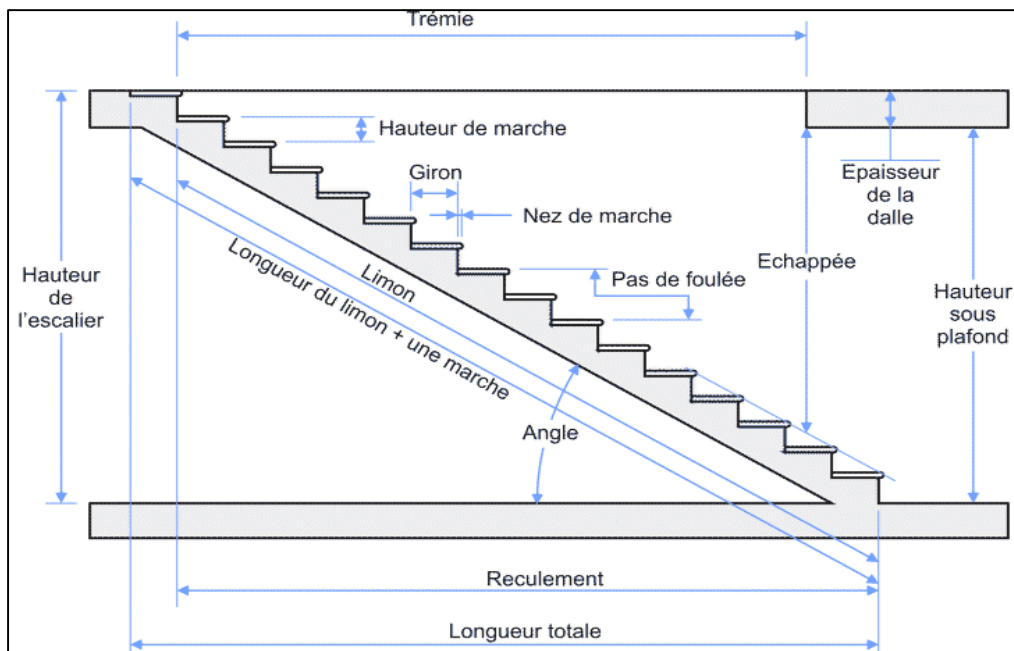


Figure III.8: Coupe descriptive d'un escalier.

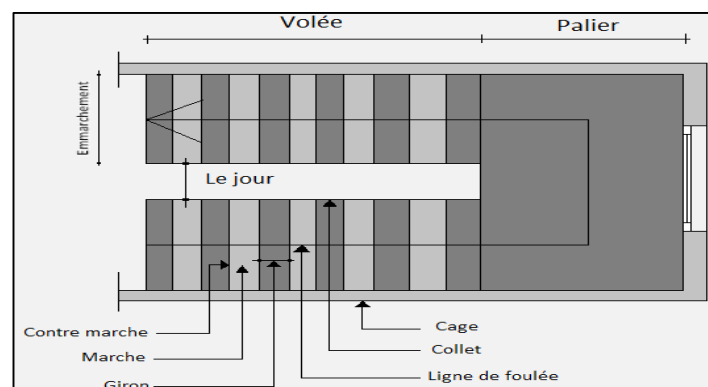


Figure III.9: Terminologie de l'escalier à deux volées.

III.4.2 Dimensions des escaliers

Si « g » est la distance horizontale entre deux nez de marche successifs et « h » la hauteur de la marche, la relation linéaire suivante, dite « formule de Blondel », vérifie la constatation empirique suivante :

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

h : La hauteur de la marche (contre marche) ;

g : La largeur de la marche.

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

On a aussi c'est deux formules :

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

Avec :

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

n : Le nombre de contre marche ;

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

III.4.3 Etude d'un escalier à deux volées

a) Dimensionnement des marches et contre marches :

D'après (1), on a :

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

Donc d'après Blondel on a :

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

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

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

$$\text{Donc l'équation (2) devient : } 64n^2 - 610n + 306 = 0$$

La solution de l'équation est : $n = 10$ (*nombredecontremarche*)

Donc : $n - 1 = 9$ (*nombrede marche*)

$$h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm et } g = \frac{240}{9} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

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

L'inégalité vérifiée, on a : 10 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

b) Epaisseur de paillasse (e_v) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{270}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{270}{20 \times 0,87} \rightarrow$$

$$9.19 \leq e_v \leq 13.79$$

$$e_v = 12 \text{ cm}$$

c) Epaisseur du palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13.79 \text{ cm} \Rightarrow e_p = 15 \text{ cm}$$

III.4.4 Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S

a) Paillasse

Tableau III.4 : Evaluation des charges et surcharges (paillasse)

Désignation	Poids $\frac{KN}{m^2}$
1. Revêtement en carrelage horizontal (2cm)	0,44
2. Mortier de ciment horizontal (2cm)	0,40
3. Revêtement en carrelage vertical C_{HXh}/g	0,25
4. Mortier de ciment vertical : $M_H.h /g$	0,23
5. Poids propre de la paillasse $e_v \times 25/\cos \alpha$	3,45
6. Poids propre des marches $22.h/2$	1,87
7. Enduit en plâtre (0,2)	0,23
8. Lit de sable(2cm)	0,36
9. Gard –corps	0,10
	$\Sigma G = 7,33$

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

b)Palier :

Tableau III.5 : Evaluation des charges et surcharges (palier)

Désignation	Poids KN/m ²
1. Poids propre du palier epx25	3,75
2. Carrelage (2cm)	1,36
3. Enduit en plâtre (2cm)	0,23
4. Lite de sable (2cm)	0,34
5. Mortier de pose	0,4
	G=5,16

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

$$Q_U = (1,35.G + 1,50.Q) \times 1 = 10,62 \text{ kN/ml}$$

$$Q_S = (G + Q) \times 1 = 7,51 \text{ KN/ml}$$

III.4.5 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U

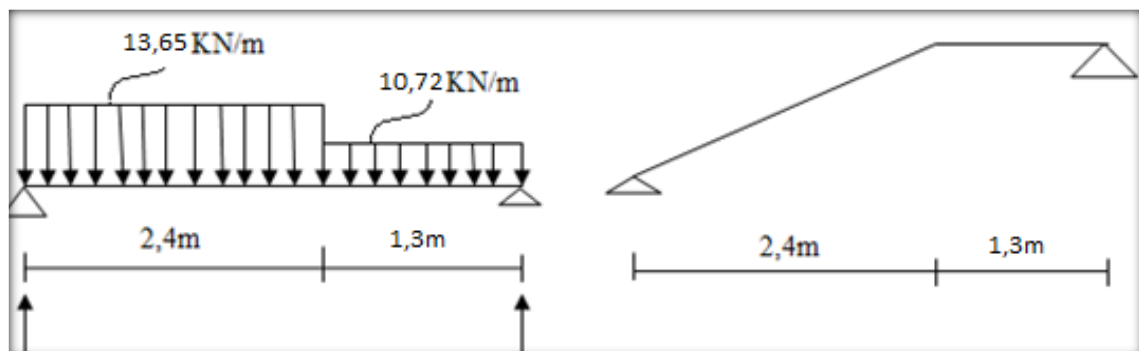


Figure III. 10 : Schéma statique d'une volée + paliers.

III.4.5.1 Calcul des sollicitations

On applique la méthode RDM

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow R_a + R_b - q_2 \times 1,3 - q_1 \times 2,4 = 0$$

$$\Rightarrow R_a + R_b = 13,34 \times 2,4 + 10,62 \times 1,3$$

$$\Rightarrow R_a + R_b = 46,69 \text{ KN / m}^2$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_a \times 3,7 = q_1 \times 2,4 \times 2,5 + q_2 \times 1,3 \times 1,3/2$$

$$R_a = 24,58 \text{ KN}$$

$$R_b = 22,11 \text{ KN}$$

Section 1-1:(0<x<2,4)

$$\sum Fy = 0 \Rightarrow R_a - qx = T$$

$$\Rightarrow Tx = 24,58 - 13,65x$$

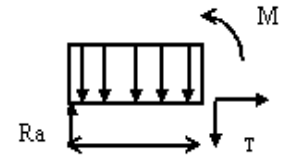
$$\Rightarrow T(0) = 0 \Rightarrow x = 1,8$$

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow R_ax - qx^2 / 2$$

$$\Rightarrow Mx = 24,58x - 13,65x^2 / 2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = 24,58 \text{ KN} \\ x = 2,4 \Rightarrow T(2,4) = -8,18 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2,4) = 15,6 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Section 2-2: (0<x<1,3)

$$\sum Fy = 0 \Rightarrow t(x) = -R_b + qx$$

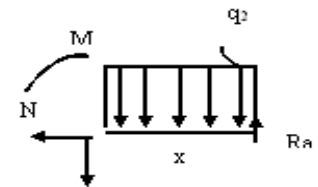
$$\Rightarrow Tx = -22,11 + 10,72x$$

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow Mx = R_b x - qx^2 / 2$$

$$\Rightarrow Mx = 22,11x - 10,72x^2 / 2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = -22,11 \text{ KN} \\ x = 1,43 \Rightarrow T(1,3) = -8,17 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,3) = 19,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$$M_{max} = 22,13 \text{ KN.m}$$

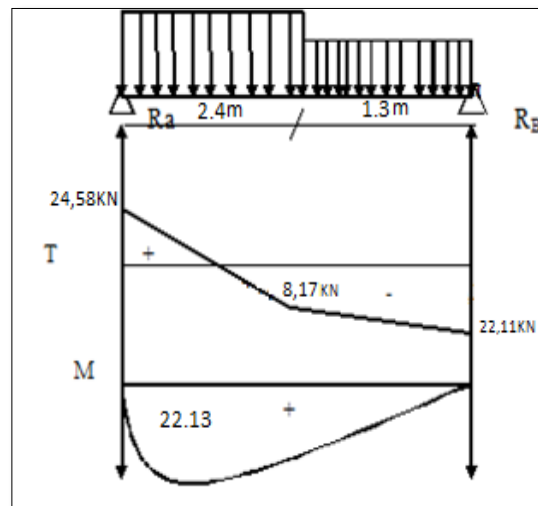


Figure III. 11: Diagramme des moments fléchissant et effort tranchants de L'escalier.

Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U

a) Moment en travée

$$M_t = 0,85 M_0 \Rightarrow M_t = 0,85 \times 22,13 = 18,81 \text{ KN.m}$$

b) Moment en appuis

$$M_a = 0,4 M_0 \Rightarrow M_a = 0,4 \times 22,13 = 8,85 \text{ KN.m}$$

III.4.6 Ferrailage de l'escalier**a) En Travée**

$$M_t = 18,81 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{18,81 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,2} = 0,114 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a: } \beta = 0,939$$

La section d'acier

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,81 \times 10^3}{0,939 \times 10,8 \times 348} = 5,33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte 7 T12 avec : } A_{adm} = 7,92 \text{ cm}^2 / \text{ml et } S_t = 14 \text{ cm}$$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte 4T12 avec : } A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}, S_t = 25 \text{ cm.}$$

b) Sur appuis

Le moment ultime :

$$M_a = 8,85 \text{ m} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8,85 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,034 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,983.$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,85 \times 10^3}{0,983 \times 13,5 \times 348} = 1,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte 5T12 avec : } A_{adm} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte 5T10 avec : } A_{adm} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}, S_t = 20 \text{ cm.}$$

III.4.7 vérifications

a) Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12,6 \times 2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 1,92 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{Condition vérifiée.}$$

b) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{24,58 \times 10}{100 \times 10,8} = 0,23 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification au niveau des appuis

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left((24,58 \times 10^{-3}) + \frac{8,85 \times 10^{-3}}{0,9 \times 13,5 \times 10^{-2}} \right) = 2,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 7,92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,75 \text{ cm}^2 ; \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.4.7.1 Les vérifications des contraintes à l'E.L.S

$$M_{0ser} = 15,92 \text{ kN.m} ; \text{Ontenu par RDM}$$

$$M_{tser} = 0,85 \times M_{0ser} = 13,53 \text{ kN.m}$$

$$M_{aser} = 0,4 \times M_{tmax} = 6,37 \text{ kN.m}$$

- **En travée**

$$A_s = 7,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 118,8 y - 1283,04 = 0 \rightarrow y = 4,02 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 4,02^3}{3} + (15 \times 6,78)(10,8 - 4,02)^2 = 6840,48 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{13,53 \times 10^3}{6840,48} \times 4,02 = 7,95 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 7,95 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sur appuis**

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 84,75y - 1144,13 = 0 \rightarrow y = 4,01 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = 9781,96 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6,37 \times 10^3}{9781,96} \times 4,01 = 2,61 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 2,61 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

-Vérification de la flèche :

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{15}{3,7} = 0,041 > 0,0625 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0059 > 0,0105 ; \text{Condition vérifiée.}$$

- vérification de La flèche:(selon le B.A.E.L 91)

Tableau III.6: vérification de La flèche

Condition	Vérification	
$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30}$	0,041 > 0,0625	Condition vérifiée
$A_s/b.d \geq 4,2/f_e$	0,0059 > 0,0105	Condition vérifiée

III.4.8 Etude de la poutre palière

III.4.8.1 Dimensionnement

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{290}{15} \leq h \leq \frac{290}{10} \Rightarrow 19,33 \text{ cm} \leq h \leq 29 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } h = 30 \text{ cm ; } d = 0,9h = 27 \text{ cm}$$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 8,1 \text{ cm} \leq b \leq 10,8 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

Les vérifications des conditions du R.P.A. 99/2003 :

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$b = 30\text{cm} > 20\text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} ;$

$\frac{h}{b} = 1 < 4 ; \text{Condition vérifiée.}$

III.4.8.2 Charges supportées par la poutre

Poids propre de la poutre : $G_p = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25\text{kN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre : $G_m = 9 \times 0,15 \times 1,53 = 2,1\text{ kN/m}$

Charge d'exploitation : $Q = 2,5\text{ kN/m}$

Réaction du palier : $R_b = 22,11\text{kN/m}$

$Q_u = (1,35 \times (2,25 + 2,1 + 22,11)) = 35,72\text{ kN/m}$

$Q_{ser} = (2,25 + 2,1) + 15,86 = 20,21\text{kN/m}$

III.4.8.3 Calcul des sollicitations à l'E.L.U

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = 37,55\text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 32\text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40M_0 = 15,02\text{ kN.m}$$

III.4.8.4 Calcul du ferrailage à l'E.L.U

- **En travée**

Le moment ultime :

$$M_t = 35\text{kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{32 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,030 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,985$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{32 \times 10^3}{0,985 \times 27 \times 348} = 3,46\text{cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T14 avec : $A_{adm} = 4,62\text{ cm}^2 / \text{ml}$

- **Sur appuis**

Le moment ultime :

$$M_a = 15,02\text{kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{15,02 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,993$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,02 \times 10^3}{0,993 \times 27 \times 348} = 1,61 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T12 avec : $A_{adm} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

III.4.8.5 Les vérifications

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 3,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; Condition vérifiée.

$A_{sa} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 3,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; Condition vérifiée.

III.4.8.6 Les vérifications des contraintes à l'E.L.S

$$Q_{ser} = 20,21 \text{ kN/m}$$

$$M_{ser} = 21,25 \text{ kN.m}$$

$$M_{tser} = 0,85 \times M_{ser} = 18,06 \text{ kN.m}$$

$$M_{aser} = 0,4 \times M_{ser} = 8,5 \text{ kN.m}$$

- **En travée**

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 69,3 y - 1871,1 = 0 \rightarrow y = 5,46 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{30 \times 5,46^3}{3} + (15 \times 4,62)(27 - 5,46)^2 = 33772,02 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{21,25 \times 10^3}{33772,02} \times 5,46 = 3,44 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_b = 3,44 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

- **Sur appuis**

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 50,85 y - 1591,65 = 0 \rightarrow y = 5,16 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 3,93^3}{3} + (15 \times 3,93)(27 - 5,16)^2 = 28725,29 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8,5 \times 10^3}{28725,29} \times 5,16 = 1,52 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 1,52 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

$$T_u = \frac{Ql}{2} = \frac{35,72 \times 2,9}{2} = 51,79 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \times 10 = \frac{51,79 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 0,64 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,64 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

III.4.8.7 Ferrailage des armatures transversales

a) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l\right\} = \min\{10 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

b) L'espacement :

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{24,3 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

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

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

c) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,26 ; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

b) Calcul de la flèche :

On doit vérifier ces conditions

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{290} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,103 > 0,0625 ; \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t,ser}}{10 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{30}{290} > \frac{18,06}{10 \times 21,25} \Rightarrow 0,103 > 0,085 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2f_e \Leftrightarrow \frac{4,62}{30 \times 27} \leq 4,2 \times 400 \Leftrightarrow 0,0057 < 1680 ; \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il est inutile de calculer la flèche.

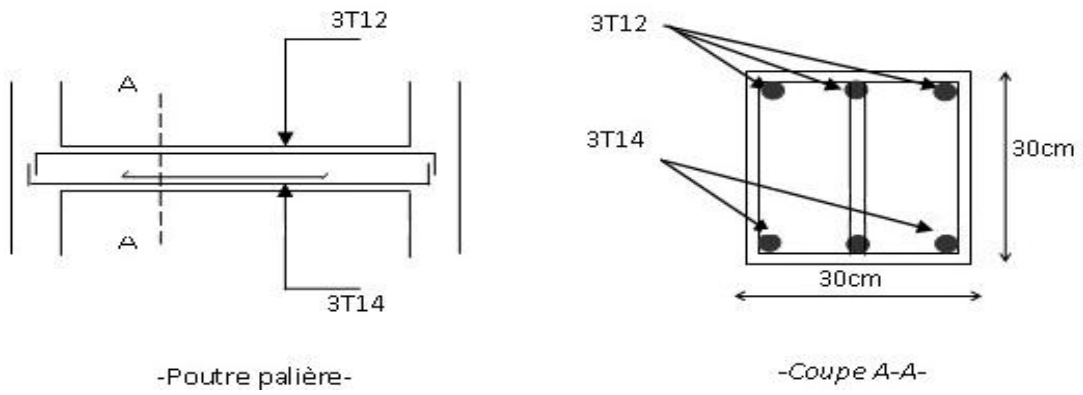


Figure III. 12: Ferrailage de la poutre palière.

