

Eléments non structuraux

III - 1. Acrotère :**III -1.1. Introduction :**

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

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse.

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

Donc le calcul s'effectue pour une bande de 1 ml en flexion composée (M , N)

Soit une section de

- La hauteur $h=70$ cm
- L'épaisseur $e_p=10$ cm

III -1.2 Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité :**III -2. Calcul des efforts :**a) Poids propre :

$$S = \left[(0,1 \times 0,7) + (0,08 \times 0,1) + \frac{1}{2} (0,02 \times 0,1) \right] = 0,079 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,079 \times 25 = 1,975 \text{ kN/ml}$$

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

b) Effort normal :

$$N_U = 1,35G = 1,35 \times 1,975 = 2,66 \text{ kN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 1,975 \text{ kN/ml}$$

c) Moment de flexion :

$$M_U = 1,5 \times N_Q \times h =$$

$$1,50 \times 1 \times 0,70 = 1,05 \text{ kN.m}$$

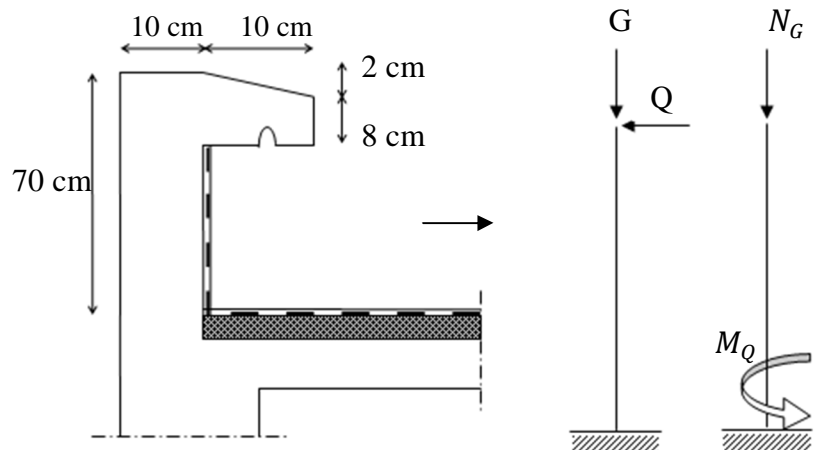
$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,70 = 0,70 \text{ kN.m}$$

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 :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1,05}{2,66} = 0,39 \text{ m}$$

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

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

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

III -2.1. Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - C \right] = 2,66 \left[0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 1,11 \text{ kN.m}$$

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

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,66) - 1,05 = -0,86 \text{ kN.m}$$

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

$-0,86 < 24,80 \text{ kN.m}$; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (100 x 10) cm².

III -3. Calcul du ferrailage (E.L.U.) :

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,05 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,009$$

III-3.1. Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

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

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

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,0091 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,0091 \rightarrow \beta = 0,995$$

On calcul :

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

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

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{1,05 \times 10^3}{348 \times 0,995 \times 9} = 0,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,34 - \frac{2,66 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III -3.2. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

a) Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,975 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,70 = 0,70 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,70}{1,975} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

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

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 6T8 p.m. ; $A_s = 3,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 16,5 \text{ cm}$

b) Les armature de répartitions : $A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,02}{4} = 0,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4T8 p.m. ; $A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm}$

III-4. Vérification des contraintes (E.L.S.) :

a) Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,975 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,75 \text{ kN.m}$$

b) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 - 16,95y - 152,55 = 0 \rightarrow y = 1,57 \text{ cm}$$

c) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,57^3}{3} + (15 \times 1,13 \times (9 - 1,57)^2) = 1064,71 \text{ cm}^4$$

III-4.1. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{750}{1064,71} \times 1,57 = 1,11 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 1,11 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

III-4.1.1. 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 :

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{750}{1064,71} \times (9 - 1,57) = 78,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 78,50 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

III -4.1.2. 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-4.2. 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 = 0,1

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

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1,975 \text{ kN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,1 \times 1,975 = 0,63 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN}$; Condition vérifié

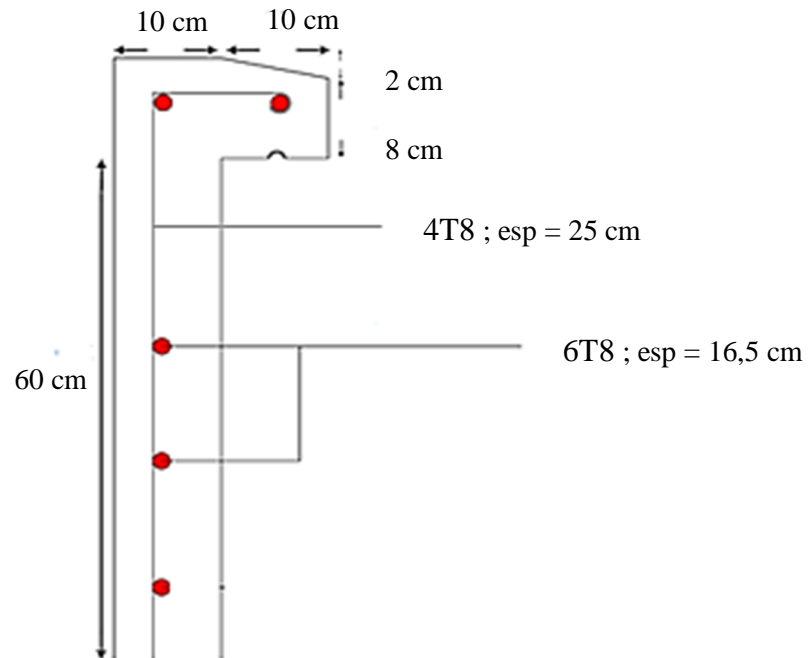


Figure : III- 1. Schéma du ferrailage et coffrage de l'acrotère

III-5. Balcon:**III -5.1. Introduction :**

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

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

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

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

Donc on adopte $e = 15cm$.

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

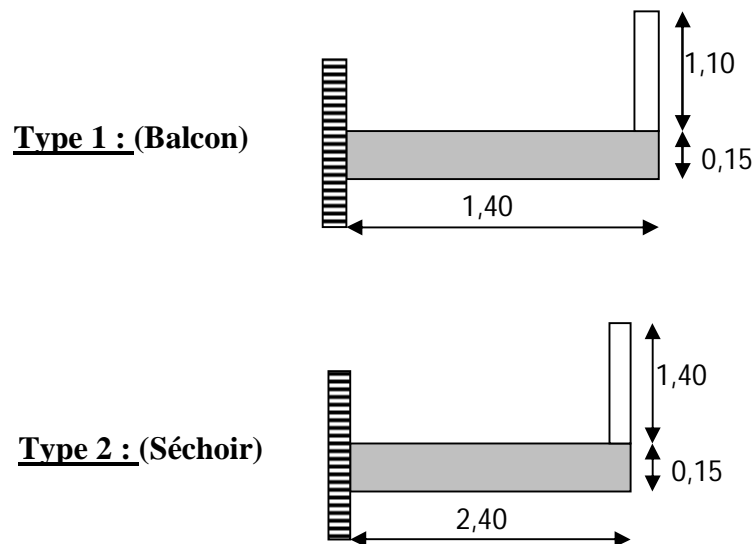


Figure : III- 2. Schéma représente les types des balcons.

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

III -5.2. Exemple de calcul :(Type 1)**III -5.2.1. Descente de charge : (Balcon)**

1. Revêtement en carrelage $0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN /m}^2$
2. Mortier de pose $0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN /m}^2$
3. Couche de sable $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN /m}^2$
4. Dalle pleine en béton armé $0,15 \times 25 = 3,75 \text{ KN /m}^2$

5-Enduit de ciment $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$

On adopte pour les balcons, les séchoirs une épaisseur de 15cm

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,36 \text{ KN/m}^2$$

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

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

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,36 \text{ KN/m}^2$$

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

- Calcul de la charge concentrée:

- Poids propre du mur :

$$P = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1 \text{ m} = 1,43 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,35P = 1,93 \text{ KN}$$

$$P_s = 1,43 \text{ KN}$$

- Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max:

$$M_{\max} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l = -14,81 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = Q_u \cdot l + P_u = 19,23 \text{ KN}$$

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

III -5.2.2. Ferrailage:

M (KN.m)	μ	β	A'	A _{cal}	A _{adop} (cm ² /ml)	A _r =A _s /4	A _{adop} (cm ² /ml)
14,81	0,057	0,970	0	3,25	4T12 Pm A _s =4,52 St =33cm	1,13cm ²	3T8 A _s =1,51 st=45 cm

III -5.3.Vérifications :

III -5.3.1.Condition de non fragilité :

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

A = 4,01cm² > A_{min} = 1,63cm²condition Vérifiée.

III -5.3.2. Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{19,23 \times 10}{13,5 \times 100} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,10 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \text{..(fissuration.préjudiciable)}$$

$$1) \tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition.vérifiée}$$

2) Il n'y a pas de reprise de bétonnage,

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III -5.3.3. Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{19,23 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 12,56 \times 10^2} = 1,26 \text{ Mpa}$$

$n = 4$: nombre.d'armatures longitudinales tendues

$$\mu = 2\pi \frac{1}{2} = 3,14 \text{ cm} : \text{périmetre d'armatures tendues}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,26 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

$$Q_{ser} = G + Q = 8,77 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad P_{ser} = 1,43 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = -10,60 \text{ KN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre:

$$by^2/2 - 15A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 67,80y - 915,3 = 0 \Rightarrow y = 3,65 \text{ cm} \text{ (position de l'axe neutre /à la fibre la plus comprimée)}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(3,65)^3}{3} + 15 \times 4,52(13,5 - 3,65)^2$$

$$I = 8199,02 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{10,60 \times 10^3}{8199,02} \times 3,65 = 4,71 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,71 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition..vérifiée}$$

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

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

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) \text{ Mpa} = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{10,60 \times 10^3}{8199,02} (13,5 - 3,65) = 191,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 191,01 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III -5.4.Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à:

$$F = F_1 + F_2 \text{ avec: } F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots \dots \dots \text{flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots \dots \dots \text{flèche due à la charge concentrée.}$$

Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times 7,5 + 15 \times 4,52 \times 13,5}{100 \times 15 + 4,52 \times 15} = 7,75 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,75 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,25 \text{ cm.}$$

Calcul du moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100(7,75)^3}{3} + \frac{100 \times (7,25)^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (13,5 - 7,75)^2 = 30460,37 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F = \frac{(1,40)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 30460,37} \left[\frac{8,77 \times 1,40}{8} + \frac{1,43}{3} \right] = 0,056 \text{ cm}$$

$$F = 0,056 \text{ cm}$$

$$F_{ad} = L/250 = 140/250 = 0,56 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,056 \text{ cm} < F_{adm} = 0,56 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Tableau III -1. Récapitulatif des armatures des différents types des balcons :

Type	01	02
M _u (KN.m)	14,81	16,35
T _u (KN)	19,23	19,23
M _{ser} (KN.m)	10,60	11,05
μ	0,057	0,063
β	0,970	0,967
A _{cal} (cm ² /ml)	3,25	3,59
A _{min} (cm ² /ml)	1,63	1,63
Choix d'acier (p.m)	4T12	4T12
A _{adopte} (cm ² /ml)	4,52	4,52
A _r (cm ² /ml)	1,13	1,13
Choix d'acier (p.m)	3T8	3T8
σ _{bc} (Mpa)	5,79	5,16
σ̄ _{bc} (Mpa)	15	15
τ _u (Mpa)	0,14	0,14
τ̄ _u (Mpa)	2,5	2,5
Flèche (cm)	0,056	0,43
F _{adm} (cm)	0,56	0,96

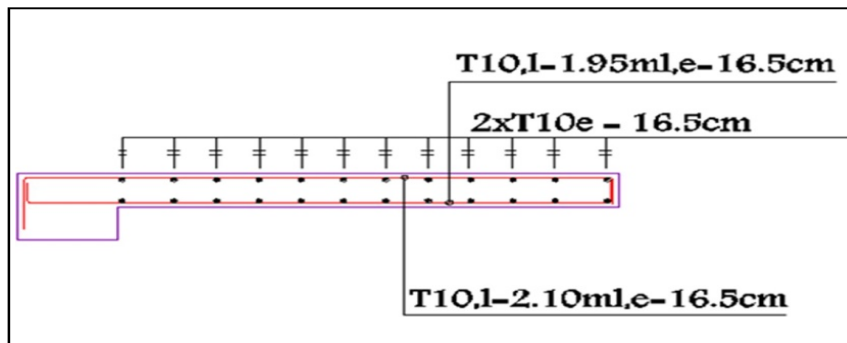


Figure : III- 3 . Ferrailage dalle pleine

III-6.Escaliers :

III-6.1.Introduction :

L'**escalier** : Ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

– L'**emmarchement** (*Figure : III- 4.*) : largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.

– La **hauteur de marche** (*Figure : III- 4.*) : distance verticale qui sépare le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante.

Les hauteurs des marches des escaliers intérieurs varient de 17 à 20 cm environ.

Dans les calculs de dimensionnement d'escalier, la hauteur est souvent désignée par la lettre **H**.

– Le **giron** (*Figure : III- 4.*) : distance horizontale mesurée entre les nez de deux *marches* consécutives. Les giron des marches de l'escalier intérieur varient de 27 à 32 cm environ.

Dans les calculs de dimensionnement d'escaliers, le giron est souvent désigné par la lettre **G**.

– La **contremarche** (*Figure : III- 4.*) : désigne soit la face verticale située entre deux marches consécutives, soit la pièce de bois ou de métal obturant l'espace entre ces deux marches.

– La **marche** (*Figure : III- 4.*) : surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre. Par extension, le terme désigne également la pièce de bois ou de métal qui reçoit le pied. Le mot « marche » est aussi employé pour nommer l'ensemble formé par la marche et la contremarche notamment dans le cas des escaliers massifs en béton.

On distingue deux principaux types de marches :

– La **marche droite**, de forme rectangulaire.

- La **marche balancée** de forme trapézoïdale. Dans les escaliers balancés, ce type de marche permet le changement de direction.

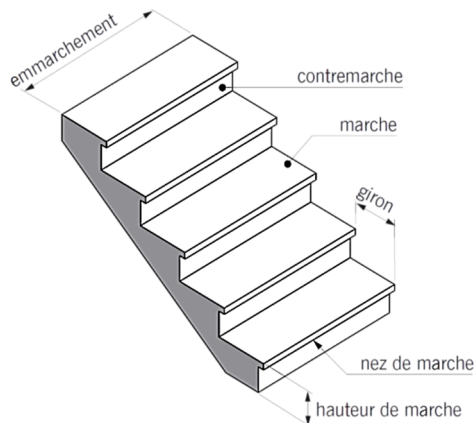


Figure : III- 4. Volée d'escalier

- Le **palier** : plate-forme en béton, en bois ou en métal située en extrémité d'une volée. On distingue plusieurs types de paliers
- Le **palier d'arrivée** ou **palier d'étage** appelé aussi parfois **palier de communication** : palier situé dans le prolongement d'un plancher d'étage.
- Le **palier intermédiaire** ou **palier de repos** : palier inséré entre deux volées et situé entre deux étages. En principe, un palier intermédiaire ne dessert aucun local. Ce type de palier est rendu nécessaire quand le nombre de marches est trop important pour une seule volée ou lorsque la seconde volée n'est pas placée dans le prolongement de la première. Dans ce cas, il est parfois appelé **palier d'angle** ou **palier de virage**

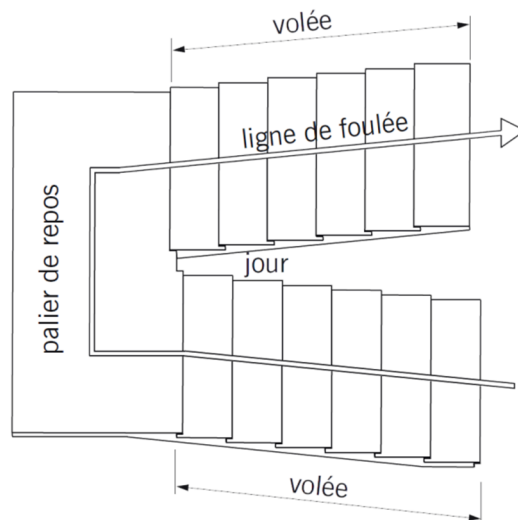


Figure : III- 5. Vue de dessus de deux volées d'escalier

III-6.2. Dimensions de l'escalier:

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-6.3. 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 : $n = 9$ (nombre de contre marche)

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

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

On vérifie avec la formule de Blondel :

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

L'inégalité vérifiée, on a : 11 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

b) Epaisseur de la volée (e_v) :

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

$$\rightarrow 9,20 \leq e_v \leq 13,79$$

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

c) Epaisseur du palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{15}{0,87} = 17,24 \text{ cm} ; e_p = 15 \text{ cm}$$

Tableau III- 2. Charges est surcharges d'escalier

<i>N</i>	<i>Désignation</i>	<i>Ep (m)</i>	<i>Densité</i> KN/m ³	<i>Poids</i> KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage $e_p \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
5	Mortier de ciment vertical $e_p \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
6	Garde- corps 0,10			0,10
7	Poids propre de la pailleuse $e_v \times 25 / \cos \alpha$	0,12	25,00	3,45
8	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$		22,00	1,87
9	Enduit en ciment $2 \times 0,1 / \cos \alpha$			0,23
		Charge permanente G	G=7,27 KN/m ²	
		Surcharge Q	Q=2,5 KN/m ²	

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

$$G = 7,27 \text{ kN/m}^2$$

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

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\begin{cases} Q_u = 13,56 \text{ kN/m}^2 \\ Q_{ser} = 9,77 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$

Tableau III- 3. Charges est surcharges de la poutre palière :

N	Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier ep × 25	0,14	25,00	3,50
2	Carrelage	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
4	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
5	Enduit de ciment	0,2	10	0,20
Charge Permanente G				4,86
Surcharge Q				2,5

$$G = 4,86 \text{ kN/m}^2$$

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

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

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 10,31 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{ser} = (G + Q) \times 1 = 7,36 \text{ kN/ml}$$

III-6.4. Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

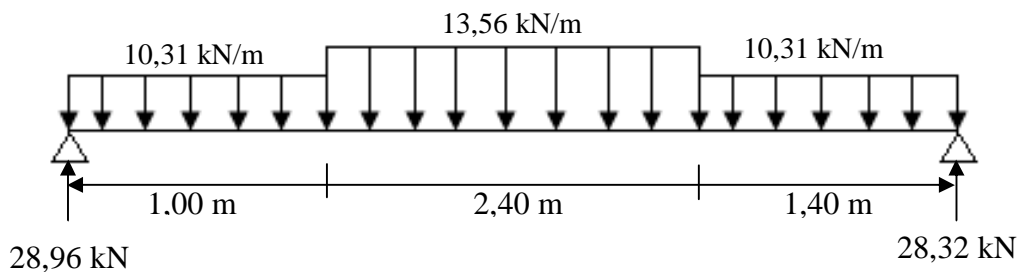


Figure : III- 6 . Schéma statique d'une volée + paliers

a) Détermination des réactions :

$$R_a + R_b = (10,31 \times 1,00) + (13,56 \times 2,40) + (10,31 \times 1,40) = 57,28 \text{ kN}$$

$$\sum M_b = (10,31 \times 1,00 \times 4,30) + (13,56 \times 2,40 \times 2,6) + (10,31 \times 1,4 \times 0,7) - (R_a \times 4,80) \Rightarrow R_a = 28,96 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow R_b = 28,32 \text{ kN}$$

b) Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :

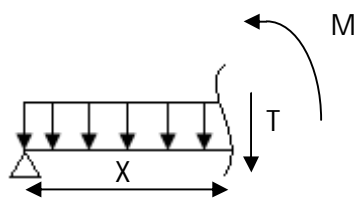
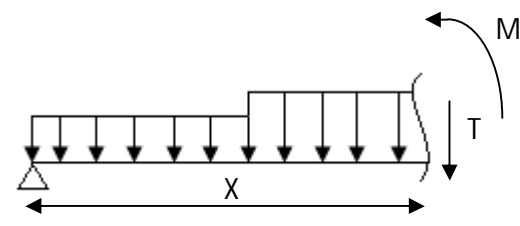
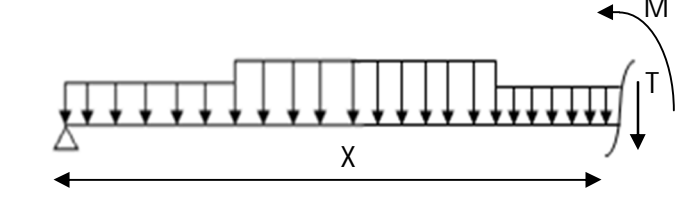
Distance	Schéma statique	Cas
$0 \leq x \leq 1,00$		1
$1,00 \leq x \leq 3,40$		2
$3,40 \leq x \leq 4,80$		3

Figure : III- 7. Schéma statique de la volée et le palier.

b.1.) Cas 1 : (0 ≤ x ≤ 1,00) :

b.1.1) Effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T + 10,31x - 28,96 = 0 \Leftrightarrow$$

$$T = 28,96 - 10,31x$$

$$x = 0 \Leftrightarrow T_0 = 28,96 \text{ kN}$$

$$x = 1,00 \Leftrightarrow T_{1,00} = 18,65 \text{ kN}$$

b.1.2) Moment fléchissant :

$$\sum M_0 = 0 \Leftrightarrow M_x + \frac{Qx^2}{2} - R_ax = 0 \Leftrightarrow$$

$$M_x = 28,96x - \frac{10,31x^2}{2}$$

$$x = 0 \Leftrightarrow M_0 = 0 \longrightarrow x = 1,00 \Leftrightarrow M_{1,00} = 23,81 \text{ kN.m}$$

b.2) Cas 2 (1,00 ≤ x ≤ 3,40) :

b.2.1) Effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T + (10,31 \times 1,00) + (13,56 \times (x - 1,00)) - 28,96 = 0$$

$$\Leftrightarrow T = 32,21 - 13,56x$$

$$x = 1,00 \Leftrightarrow T_{1,00} = 18,65 \text{ kN}$$

$$x = 3,40 \Leftrightarrow T_{3,40} = -13,89 \text{ kN}$$

b.2.2) Moment fléchissant :

$$\begin{aligned} \sum M_0 = 0 \Leftrightarrow M_x + (Q_1 \times 1,00 \times (x - \frac{1,00}{2})) + \frac{Q_2 \times (x - 1,00)^2}{2} - R_ax = 0 \Leftrightarrow M_x \\ = -6,78x^2 + 32,31x - 1,63 \end{aligned}$$

$$x = 1,00 \Leftrightarrow M_{1,00} = 23,80 \text{ kN.m}$$

$$x = 3,40 \Leftrightarrow M_{3,40} = 29,50 \text{ kN.m}$$

b.3.) Cas 3 (3,40 ≤ x ≤ 4,80) :

b.3.1.) Effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T + (10,31 \times 1,00) + (13,56 \times 2,40) + (10,31 \times (x - 3,40)) - 28,96 = 0$$

$$\Leftrightarrow T = 21,16 - 10,31x$$

$$x = 3,40 \Leftrightarrow T_{3,40} = -13,89 \text{ kN}$$

$$x = 4,80 \Leftrightarrow T_{4,80} = -28,32 \text{ kN}$$

b.3.2.) Moment fléchissant :

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow M_x + (Q_1 \times 1,23 \times (x - \frac{1,00}{2})) + (Q_2 \times 2,40 \times (x - \frac{2,40}{2})) + \frac{Q_3 \times (x - 3,40)^2}{2} - R_a x = 0 \Rightarrow M_x = -5,15x^2 + 21,16x - 15,34$$

$$x = 3,40 \Rightarrow M_{3,40} = -2,93 \text{ kN.m}$$

$$x = 4,80 \Rightarrow M_{4,80} = -32,42 \text{ kN.m}$$

c) Le moment fléchissant maximal :

$$\frac{dM_f}{dx} = \frac{d(-6,78x^2 + 32,21x - 1,63)}{dx} = -13,56x + 32,21 = 0 \Rightarrow x = 2,37 \text{ m}$$

$$M_{max} = 36,62 \text{ kN.m}$$

Les diagrammes :

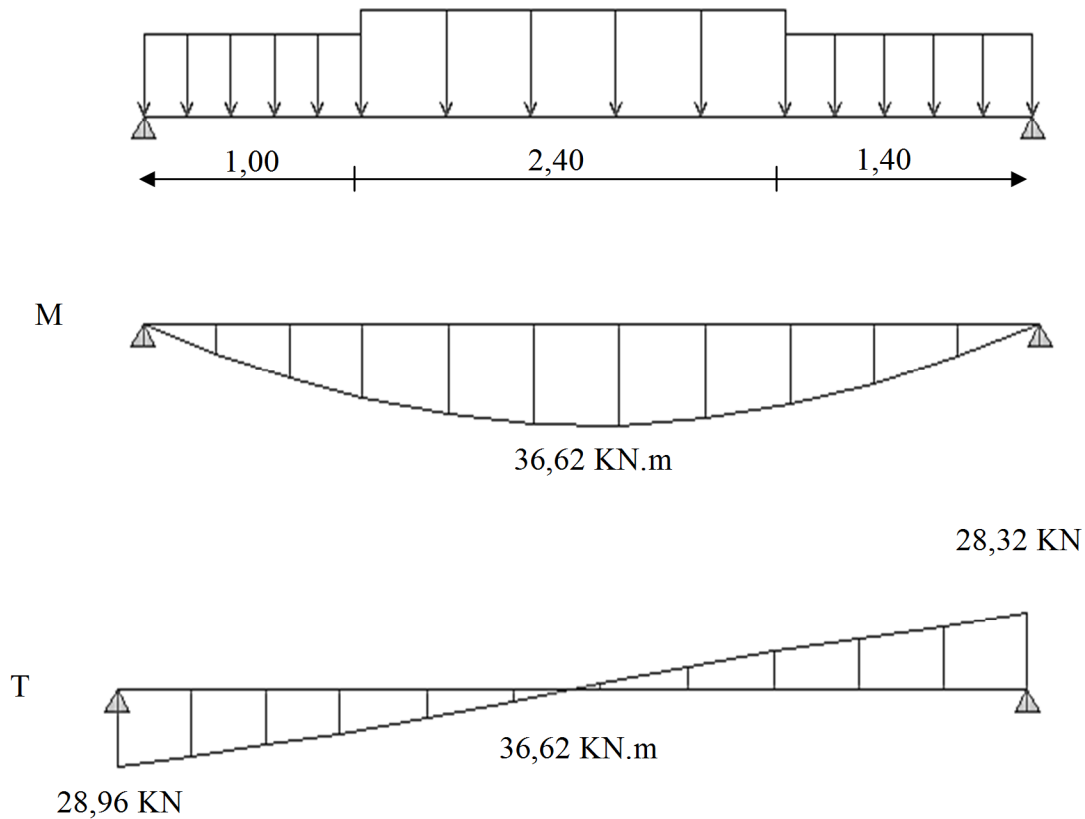


Figure : III- 8. Diagramme des moments fléchissant et effort tranchants de l'escalier

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

$$\text{On a : } M_{max} = 36,62 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{max} = 31,12 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{max} = 14,64 \text{ kN.m}$$

III-6.5. Ferrailage:

En travée:

$$M_t = 31,12 \text{ kN.m}; d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,5; b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{31,12 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,134 < \mu_L \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,134 \rightarrow \beta = 0,928$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34,82 \times 10^3}{0,928 \times 13,5 \times 348} = 7,07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 8T12 avec : $A_{adm} = 9,05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 12,5 \text{ cm}$

Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = \frac{9,05}{4} = 2,26 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

$$- 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$- S_t = 20 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité :

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

$$A_s = 9,05 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \quad \text{condition Vérifiée.}$$

Sur appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{14,64 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,056 < \mu_L \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,056 \rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14,64 \times 10^3}{0,971 \times 13,5 \times 348} = 3,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5T12 avec : $A_{adm} = 5,65 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte: 4T10 = 3,14 cm²/ml ; $S_t = 20 \text{ cm}$

Condition de non fragilité :

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

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \quad \text{condition Vérifiée.}$$

$$Max (A_{cal}; A_{min}) = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Tableau: III-4.Vérifications

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée $0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63cm$	$A_{adm}=9,05 cm^2 A > A_{min}$ C.V
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{28,96 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,21Mpa$ $\bar{\tau}_u = \min (0,13f_{c28}, 5Mpa) = 3,25Mpa$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{F_e} (T + \frac{Ma}{0,9d}) =$ $= \frac{1,15}{400} (28,96 + \frac{146,4}{13,50}) = 0,11$	$A_{adm}=5,65 cm^2 A > 0,11cm^2$ C.V

Vérifications:**1. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :**

$$M_{t \max} = 26,37 \text{ kN.m ;}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 22,41 \text{ kN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{t \max} = 10,54 \text{ kN.m}$$

– En travée :

$$A_{adm} = 9,05 \text{ cm}^2 / ml$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 135,75y - 1832,625 = 0 \rightarrow y = 4,84 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,84^3}{3} + (15 \times 9,05)(13,5 - 4,84)^2 = 13959,98 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{22,41 \times 10^3}{13959,98} \times 4,84 = 7,76 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 7,76 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Sur appuis :

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

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

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

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

b) Détermination du moment d'inertie :

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

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10,54 \times 10^3}{9781,96} \times 4,01 = 4,32 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 4,32 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification de la flèche :

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{17}{480} = 0,035 > 0,033 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{9,05}{100 \times 13,5} \geq \frac{2}{400} \Leftrightarrow 0,006 > 0,005 ; \text{Condition vérifiée.}$$

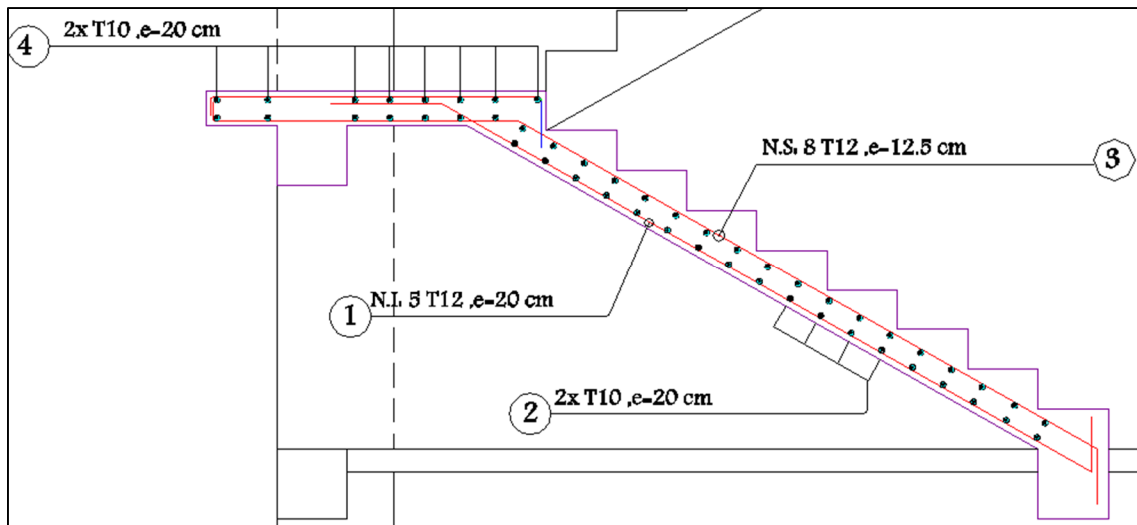


Figure : III- 9. Ferrailage de l'escalier

III-7. Etude de la poutre palière :

III-7.1. Dimensionnement :

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{485}{15} \leq h \leq \frac{485}{10} \Rightarrow 32,33 \text{ cm} \leq h \leq 48 \text{ cm}$$

On prend : $h = 45 \text{ cm}$ donc $d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$

$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 12,15 \text{ cm} \leq b \leq 16,2 \text{ cm}$

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

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

$h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$; Condition vérifiée ;

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

$\frac{h}{b} = 1,5 < 4$; Condition vérifiée.

III-7.2. Charges supportées par la poutre :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 0,45 \times 0,30 \times 25 = 3,38 \text{ kN/m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ kN/m}$
- Réaction du palier : $R_{bg} = 28,32 \text{ kN/m}$

$$Q_u = 1,35 \times 3,38 + 1,5 \times 2,5 + 28,32 = 36,32 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ser} = 3,38 + 2,5 + 28,32 = 34,19 \text{ kN/m}$$

III-7.3. Calcul des sollicitations à l'E.L.U :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{36,62 \times 4,85^2}{8} = 107,67 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 91,51 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40M_0 = 43,06 \text{ kN.m}$$

III-7.4. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On a : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$

– En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 91,51 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{91,51 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,131 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,929$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{91,51 \times 10^3}{0,929 \times 40,5 \times 348} = 6,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T14+3T12 avec : $A_{adm} = 8,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

– Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 43,06 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{43,06 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,062 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,968$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{43,06 \times 10^3}{0,968 \times 40,5 \times 348} = 3,15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

III-7.5. Les vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 40,5 \times 2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 8,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; *Condition vérifiée.*

$A_{sa} = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; *Condition vérifiée.*

III-7.6. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$Q_{ser} = 34,19 \text{ kN/m}$$

$$M_{ser} = 100,52 \text{ kN.m}$$

$$M_{tser} = 0,85 \times M_{ser} = 85,44 \text{ kN.m}$$

$$M_{a ser} = 0,4 \times M_{ser} = 40,20 \text{ kN.m}$$

– En travée :

$$A_s = 8,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 120,15y - 4866,675 = 0 \rightarrow y = 14,44 \text{ cm}$$

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 14,44^3}{3} + (15 \times 8,01)(40,5 - 14,44)^2 \\ = 111706,06 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{85,44 \times 10^3}{111706,06} \times 14,44 = 11,04 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 11,04 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

– Sur appuis :

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

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 69,3y - 2806,65 = 0 \rightarrow y = 11,56 \text{ cm}$$

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 11,56^3}{3} + (15 \times 4,62)(40,5 - 11,56)^2 = 73488,43 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{40,20 \times 10^3}{73488,83} \times 11,56 = 6,32 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 6,32 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

$$T_u = \frac{Ql}{2} = \frac{34,19 \times 4,85}{2} = 82,91 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \times 10 = \frac{82,91 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,405} = 0,68 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

III-7.7. Ferrailage des armatures transversales :

a) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l\right\} = \min\{12,86 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

b) L'espaceur :

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{36,45 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{15 \text{ cm} ; 10\Phi_l\} = \min\{15 \text{ cm} ; 14 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l \Rightarrow S_t \leq 15 \times 1,4 \text{ cm} ; \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

c) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,28 ; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

III-7.8. Vérification de la section des armatures minimales:

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,28 ; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{4,62 \times 235}{30 \times 10} = 3,61 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \dots \text{verifiée}$$

d) L'ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6\psi^2 f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\Phi_l f_e}{4\tau_e} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5,5\Phi_l = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r\right) = 40,5 - (3 + 0,7 + 7,7) = 29,10 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 16,86 - 29,10}{1,87} = 1,82 \text{ cm}$$

e) Calcul de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{485} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,092 > 0,06 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t\ ser}}{10 \times M_{0\ ser}} \Rightarrow \frac{45}{485} > \frac{85,44}{10 \times 100,52} \Rightarrow 0,092 > 0,08 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2f_e \Rightarrow \frac{8,01}{30 \times 40,5} \leq 4,2 \times 400 \Rightarrow 0,0065 < 1680 ; \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il est inutile de calculer la flèche.

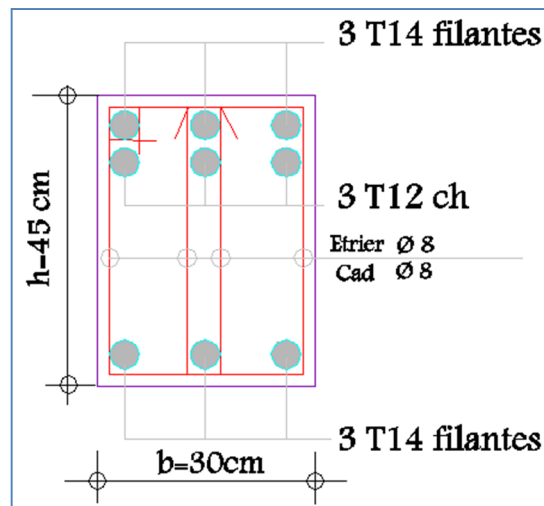


Figure : III-10 . Ferrailage de la poutre palière.

III-8. Ascenseur:

III-8.1. 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.

III-8.2. Etude de l'ascenseur:

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

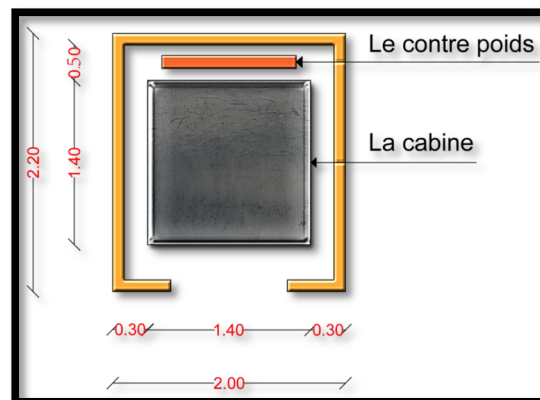


Figure : III.11. Vue en plan de l'ascenseur

- 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 : 2,00 m
- Une hauteur de course de : 30,60 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 $s = (2 \times 1.40 + 1.4) \times 2.20 = 9.24 \text{ m}^2$	$M1 = 11.5 \times 9.24 \times 1.4 = 148,76 \text{ kg}$
Poids de plancher $s = 2.20 \times 2,2 = 4,84 \text{ m}^2$	$M2 = 110 \times 4.84 = 532,4 \text{ kg}$
Poids de toit	$M3 = 20 \times 4.84 = 96,8 \text{ kg}$
Poids de l'arcade	$M4 = 60 + (80 \times 1.4) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute	$M5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires	$M6 = 80 \text{ kg}$
Poids de poulies de mouflage	$M7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine	$M8 = 80 + (1,6 \times 25) = 120 \text{ kg}$

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

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

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 $D = 500\text{mm} \Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

On a alors : $C_r = C_s \cdot M$ ————— (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.

$M = Q + P_m + M_g$ ————— (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 dévisée 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 .

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 $L = 30,60 \text{ m}$

n : nombre des câbles $n = 2$

$$M_g = m \times n \times l = 0,515 \times 2 \times 30,60 = 31,52 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 1249,96 + 31,52 = 1956,48 \text{ kg}$$

Vérifications de C_r :

$$C_r = C_s \times M \Rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow \frac{27175,90}{1956,48} = 13.89 > 12 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Calcul de la charger permanente total G :

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

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

La charge permanente totale : $G=1249,96+1587,46 +1200+31,52 = 4068,94\text{kg}$

Les surcharges : $Q=675\text{kg}$.

$$Q_u=1,35G +1,5Q = 6505.56 \text{ kg.}$$

III- 8.3. 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 : $q_u= 6505.56 \text{ kg}$

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

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

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6505.56}{4} = 1626,39 \text{ kg}$$

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 $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

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

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

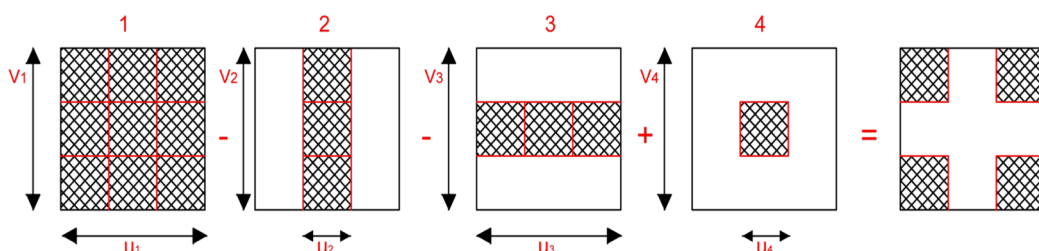
$$V = b + h_0 = (10 + 15) = 25\text{cm}$$

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

$$\Rightarrow 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 > q_0 = 1626,56 \text{ kg}$$

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

Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



III-8.4. Distances des rectangles :

– Rectangle 1

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

– Rectangle 2

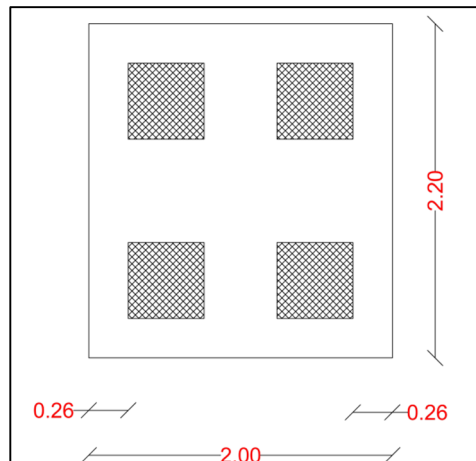
$$\begin{cases} u = 40cm \\ v = 120cm \end{cases}$$

– Rectangle 3

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

– Rectangle 4

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

**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'ÉLU ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} M_x = M_1P \\ M_y = M_2P \end{cases}$$

$$P = P'.S$$

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

$$P' = \frac{q_0}{u \cdot v} = \frac{1626,39}{0,25 \times 0,25} = 26022,24 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1,2,3 ,4 sont résumés dans le

Tableau Ci-dessus : Lx=2,20 m; Ly=2,20m

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	0.41	0.55	0.109	0,066	1.08	26022.24	28104.02	2810.40	2836.4
2	0.18	0.55	0,151	0,076	0.48	26022.24	12490.68	1274.04	3929.35
3	0.41	0.32	0,126	0,086	0.63	26022.24	16394.01	1836.12	3278.80
4	0.18	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):

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

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

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

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

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

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

Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,2}{2,2} = 1,0 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot qu \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 116,89 \text{ kg.m} \\ M_{y2} = 116,89 \text{ kg.m} \end{cases}$$

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:

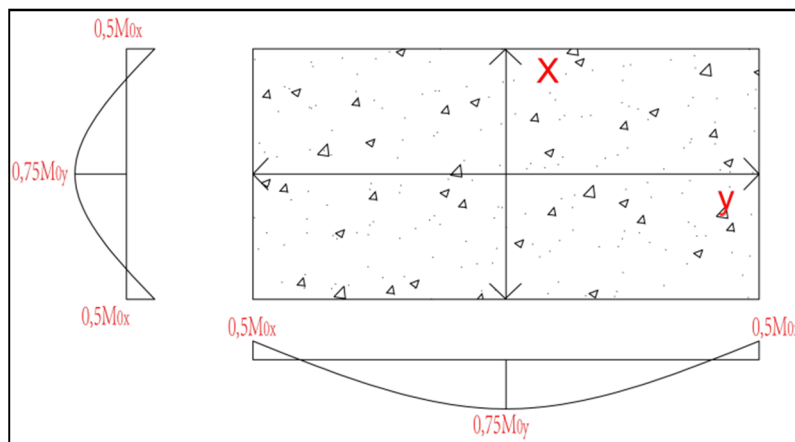
- En travée:

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

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

- Sur appuis:

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



III- 8.5. 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 : $M_{tx} = 3413,7 \text{ N.m}$

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

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

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

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

Sens Ly:

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

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

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

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

$$A_{s_y} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{2668,20}{0,995 \cdot 13,5 \cdot 348} = 0,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sur appui:

Le moment ultime :

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

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

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

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

$$A_{s_x} = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{2275,8}{0,996 \cdot 13,5 \cdot 348} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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 Ly:

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

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

Sens Lx:

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

$$\begin{cases} At_x = \frac{0,73cm^2}{ml} < Ax_{min} = 1,20 \rightarrow At_x = Ax_{min} = 1,20cm^2/ml \\ Aa_x = 0,49cm^2/ml < Ax_{min} = 1,20 \rightarrow Aa_x = Ax_{min} = 1,20cm^2/ml \end{cases}$$

Choix des aciers:

Le diamètre : $h_0 = 15cm = 150mm$

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

En travée:

Sens Lx:

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

Sens Ly:

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

Sur appuis (chapeaux):

$$\begin{cases} Aa = 1,20 \text{ cm}^2/ml \\ St \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2/ml \\ St = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Nécessité de disposer des armatures transversales :

On note toutefois les critères suivants :

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

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

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

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

On calcule Vx et Vy:(efforts tranchants dus aux charges réparties):

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

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

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

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

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

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

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

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- 8.6. Les vérifications à L'E.L.S :

Calcul des sollicitations à L'E.L.S :

Charge localisée:

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

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

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

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

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

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

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

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 :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

III-8.7. Les moments en travées et sur appuis :

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

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

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

III-9. Vérification des contraintes dans le béton :

Suivant L_x :

- En travée :

$$M_{tx} = 3375,6 \text{ N.m} \quad ; A_t = 3,93 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

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

On a $A_s = 0$; et $n = 15$

D'où

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

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 $\overline{\sigma}_{bc}$:

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

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

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

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

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, ca nous convient.

Sur appuis :

$$M_{app} = 225,04 \text{ kg.m} ; A_a = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} , A' = 0$$

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} :

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

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

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

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

Alors

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

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

Suivant L_y :

En travée :

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

Position de l'axe neutre (y) :

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

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

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

Calcul du moment d'inertie:

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

$$I = 100 \times 2,57^3 / 3 + 15 \times 3,14(13,5 - 2,57)^2$$

$$I = 6192,62 \text{ cm}^4$$

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

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

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 5T10 /mL avec $S_t = 20 \text{ cm}$

$A_a = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 5T10 /mL avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Suivant L_y : $A_t = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 5T10 /mL avec $S_t = 20 \text{ cm}$

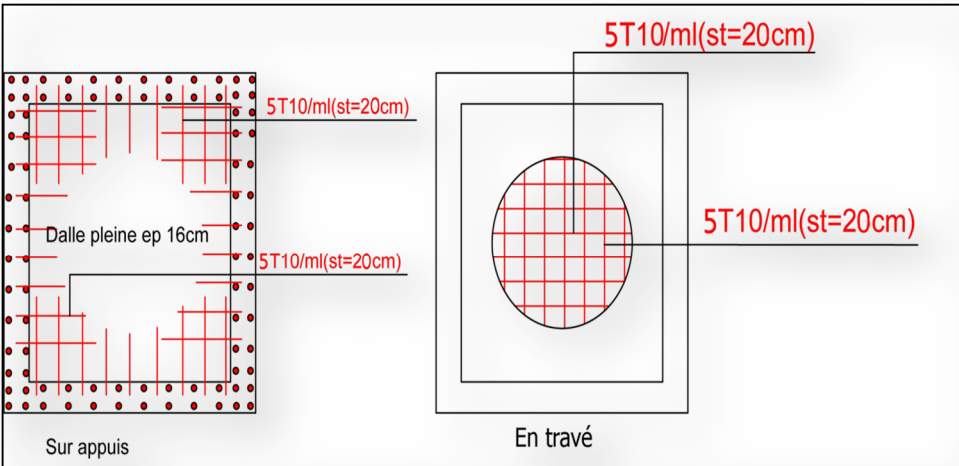


Figure : III. 12. Ferrailage du voile et dalle d'ascenseur