

IV.1 Acrotère :**IV.1.1 Introduction :**

L'acrotère est couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute. Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante et au séisme qui créent un moment de renversement.

IV.1.2 Dimensions :

La hauteur $h = 60 \text{ cm}$.

L'épaisseur $e_p = 10 \text{ cm}$.

Le calcul se fera sur une bande de 1m linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable).

IV.1.3 Calcul des sollicitations :**IV.1.3.1 poids propre :**

$$S = \left[\frac{0,03(0,2 + 0,1)}{2} + (0,1 \times 0,5) + (0,07 \times 0,2) \right] = 0,0685 \text{ m}^2$$

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

$$G = 1,71 \text{ KN/ml}$$

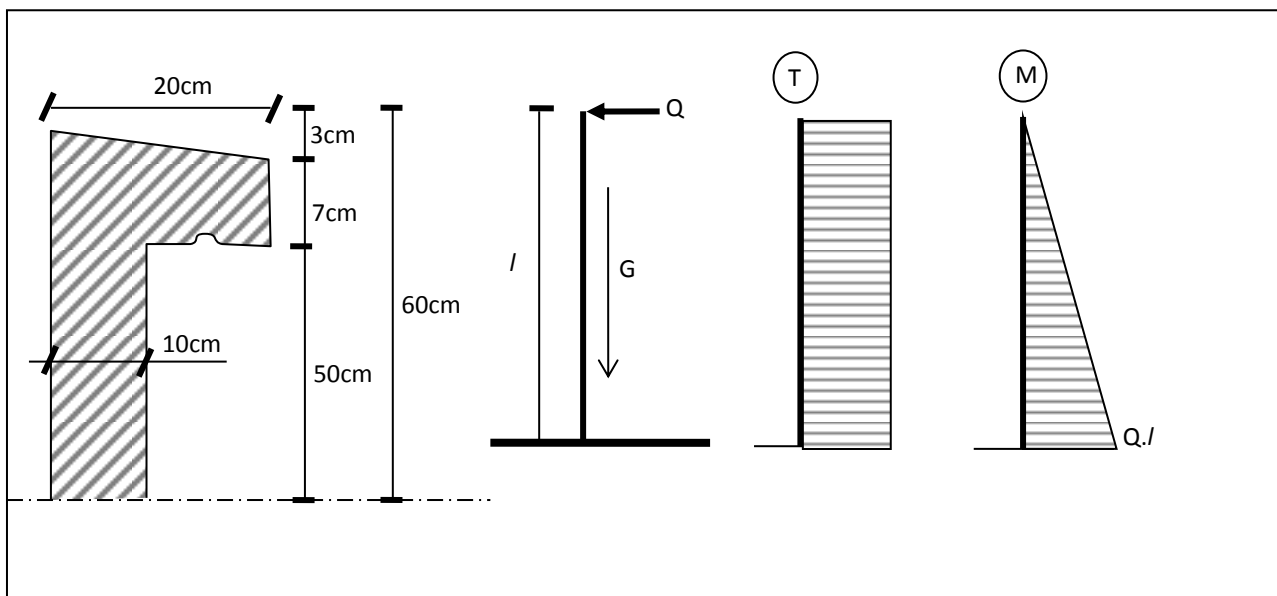


Figure IV.1- Représentation des actions agissantes sur l'acrotère

IV.1.3.2 Surcharge :

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q=1,00\text{KN/m}$.

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

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

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée.

a) Enrobage :

Vu que la fissuration préjudiciable

On prend $C = C' = 2 \text{ cm}$

b) L'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0,39\text{m}$$

$$ep/2 = 0,10/2 = 0,05\text{m} < 0,39\text{m}$$

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

IV.1.4 Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée :

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 2,31 \times \left(0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,97\text{KN.m}$$

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

$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02) \times 2,31 - 0,97 = -0,80\text{KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02) \times 14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,79\text{KN.m}$$

$$-0,80\text{KN.m} < 24,79\text{KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $b \times h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$.

IV.1.5 Calcul du ferrailage E. L. U. R :

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

$$\mu = M_u / bd^2f_{bc} = 0,97 \times 10^3 / 100 \times (9)^2 \times 14,17 = 0,0084$$

IV.1.5.1 vérification de l'existence des armatures comprimée A' :

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

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

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

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

On calcul :

A_{fs} : section d'armatures en flexion simple.

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

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

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,31 - \frac{2,312 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0,24 \text{ cm}^2/ml$$

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

$$N_{ser} = G = 1,71 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = Q \cdot h = 1 \cdot 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$e_{ser} = M_{ser}/N_{ser} = 0,6/1,71 = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h = 9 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

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

$$A_s = \max(A_{su}; A_{sl}; A_{\min}) = 1,01 \text{ cm}^2/ml$$

On adopte **4T6 p.m.** $\rightarrow A_s = 1,13 \text{ cm}^2/ml$; **St** = 25cm.

Les armatures de répartition :

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

On adopte : **As** = 1,13 cm²/ml soit **4φ 6p.m**

IV.1.6 Vérification des contraintes (E. L. S) :

$$M_{ser} = N_{ser}(e - c + h/2).$$

$$M_{ser} = 1,71(0,35 - 0,02 + 0,1/2) = 0,65 \text{ KN.m}$$

IV.1.6.1 Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta \cdot A_s \cdot (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 16,95 y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,59 \text{ cm}$$

IV.1.6.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (1,59)^3}{3} + 15 \times 1,13 \times (9 - 1,59)^2$$

$$I = 1064,68 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = \frac{650}{1064,68} \times 1,59 = 0,97 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

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

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$, $\eta = 1,6$.

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{650}{1064,68} \times (9 - 1,59) = 69,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 69,86 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

C- Contrainte de cisaillement :

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

$$T = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

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

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

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

d -Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$\boxed{F_p = 4 \cdot C_p \cdot A \cdot W_p} \quad (1)$$

A : coefficient d'accélération de zone **A = 0,10**.

C_p : facteur de force horizontale **$C_p = 0,8$** .

W_p : poids propre de l'acrotère **$W_p = 1,71 \text{ KN}$** .

F_p : force horizontale pour les éléments secondaires des structures.

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5Q$

$$F_p = 4 \cdot 0,10 \cdot 1,71 \cdot 0,8 = 0,55 \text{KN}$$

$F_p = 0,55 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{KN}$ condition Vérifiée.

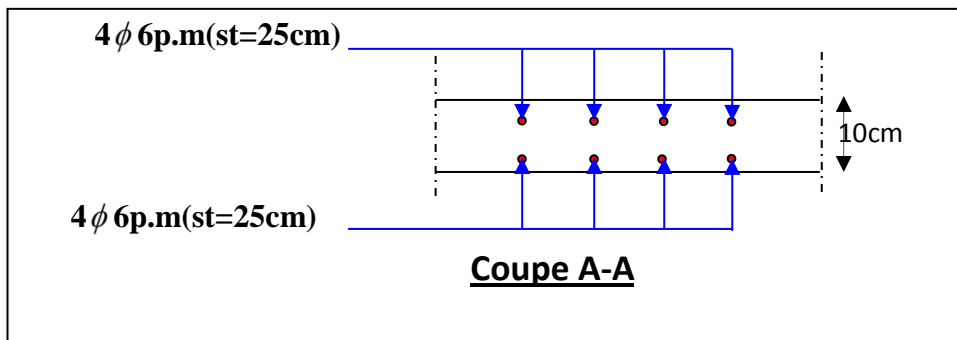
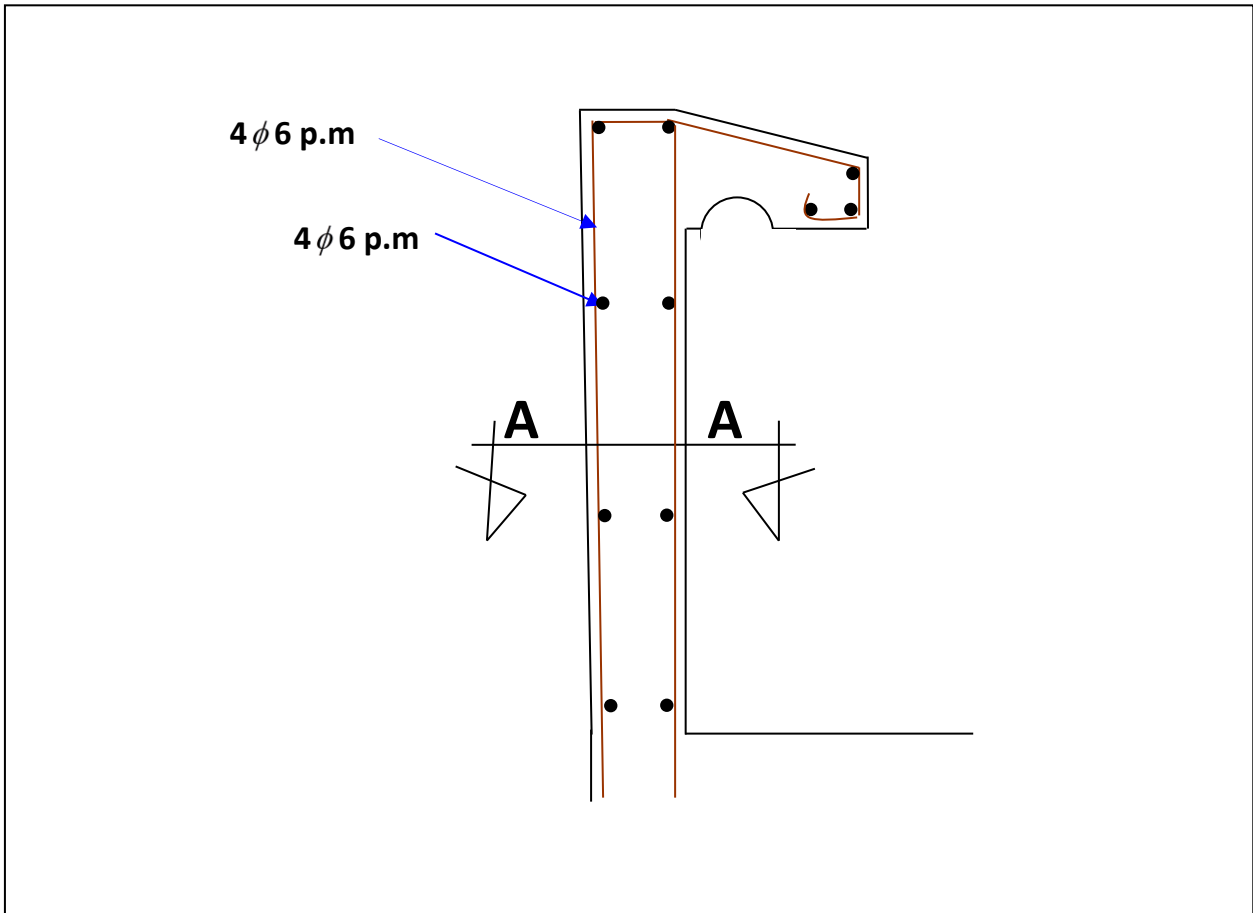


Figure IV.2- Schéma du ferrailage d'acrotère

IV.2 Balcon :

IV.2.1 Introduction :

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

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

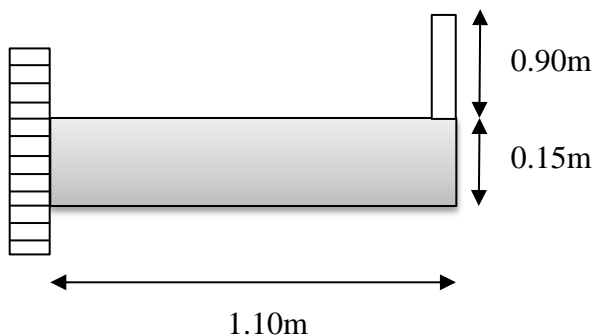
L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes :

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

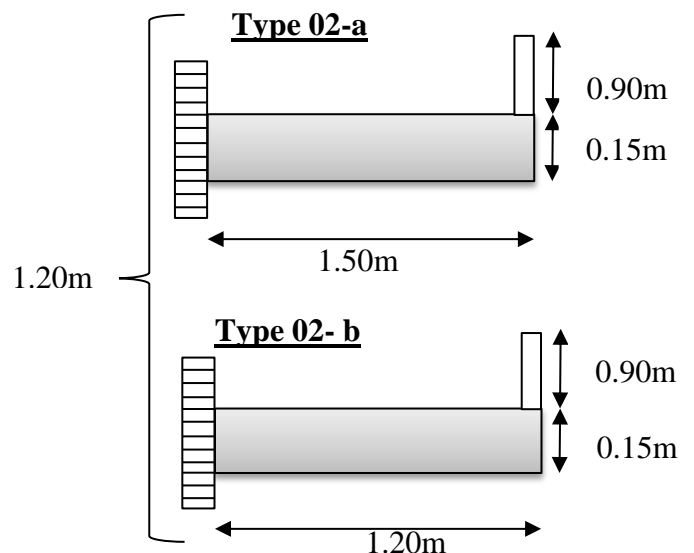
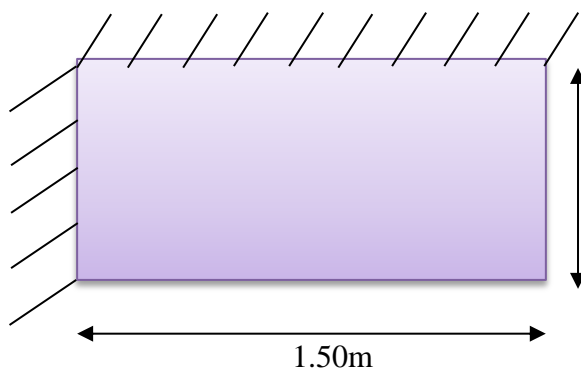
Donc on adopte $e = 15\text{cm}$

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

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



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



- **Type 03** : Balcon encastré de trois coté.

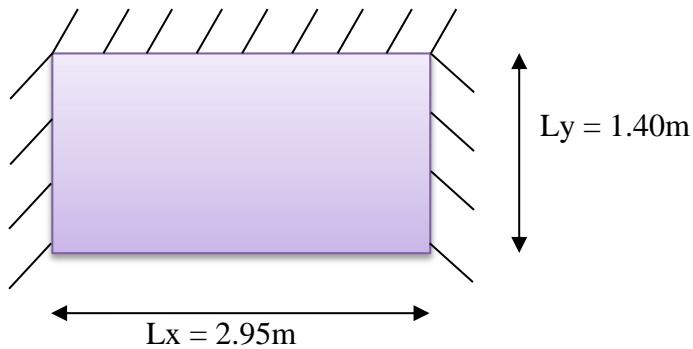


Figure IV.3- Schéma représente les différents types des balcons

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

IV.2.2_Calcul de balcon type 01 :

IV.2.3 Descente de charge :

Tableau IV.1 : Descente de charge

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité $\frac{KN}{m^3}$	Poids $\frac{KN}{m^2}$
1	Carrelage	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25,00	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	18,00	0,36
				$\Sigma G = 5,27$

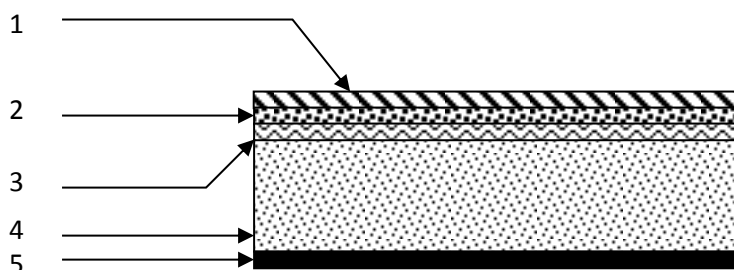


Figure IV.4 (Coupe Balcon)

Poids propre $G = 5,27 \text{ KN/m}^2$
 Surcharge $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_u = 1,35G + 1,5Q \end{array} \right.$$

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

IV.2.4 Calcul de la charge concentrée :

Poids propre du mur en brique perforée :

$P = \delta \times b \times h \times 1m = 9 \times 0,1 \times 0,9 \times 1m = 0,81 \text{ KN}$

$P_U = 1,35 P = 1,09 \text{ KN}$

$P_S = 0,81 \text{ KN}$

IV.2.5 Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max :

$M_{\max} = -\frac{Q_u \cdot l^2}{2} - P_u \cdot l = -8,68 \text{ KN.m}$

$T_{\max} = Q_u \cdot l + P_u = 14,69 \text{ KN}$

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

IV.2.6 Ferrailage :

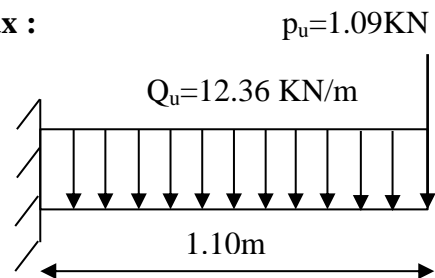


Tableau IV.2 : Ferrailage du balcon type 01

M (KN.m)	μ	β	A'	A _{cal}	A _{adop} (cm ² /ml)	A _r =A _s /4	A _{adop} (cm ² /ml)
8.68	0,034	0,983	0	1.88	4T10 P.m A _s =3.14 St =25cm	0.79cm ²	5Ø8 A _s =2,01 st=22 cm

IV.2.7 Vérifications :

IV.2.7.1 Condition de non fragilité :

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

$A = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée.}$

IV.2.7.2 Contrainte de cisaillement :

$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{14,69 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,11 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_u = \min (0,10 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(fissuration préjudiciable)}$

1) $\tau_u = 0,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée.}$

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

IV.2.7.3 Contrainte d'adhérence :

$\tau_{\text{ser}} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot \mu} = \frac{14,69 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 4 \times 3,14 \times 10^2} = 0,96 \text{ MPa}$

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

$\mu = 2\pi \frac{1}{2} = 3.14 \text{ cm}$: périmètre d'armatures tendues.

$\overline{\tau_{ser}} = \Psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

$\tau_{ser} = 0.96 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3.15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

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

$Q_{ser} = G + Q = 8,77 \text{ KN.m}$ et $P_{ser} = 0.81 \text{ KN}$

$M_{ser} = - 6.20 \text{ KN.m}$

IV.2.8.1 Détermination de la position de l'axe neutre :

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

$50y^2 + 47.10y - 635.85 = 0 \Rightarrow y = 3.12 \text{ cm}$ (position de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée)

IV.2.8.2 Détermination du moment d'inertie :

$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d-y)^2 = \frac{100}{3} \times 3.12^3 + 15 \times 3.14 (13.5 - 3.12)^2$

$I = 6087.14 \text{ cm}^4$

IV.2.8.3 Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6.20 \times 10^3}{6087.14} \times 3.12 = 3.18 \text{ MPa}$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$\sigma_{bc} = 3.18 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

IV.2.8.4 Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

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

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

$\overline{\sigma_{st}} = \min(267; 202) \text{ MPa} = 202 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d-y_1) = 15 \times \frac{6.20 \times 10^3}{6087.14} (13.5 - 3.12) = 158.61 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 158.61 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 202 \text{ MPa}$ condition vérifiée

IV.2.9 Vérification de la flèche :

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

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

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

IV.2.9.1 Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_1} = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times 7.5 + 15 \times 3.14 \times 13.5}{100 \times 15 + 15 \times 3.14}$$

$$Y_G = 7.68\text{cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7.68\text{cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7.32 \text{ cm.}$$

IV.2.9.2 Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + \frac{b y_2^3}{3} + \eta A (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 7.68^3}{3} + \frac{100 \times 7.32^3}{3} + 15 \times 3.14 (13.5 - 7.68)^2$$

$$I = 29768.99\text{cm}^4$$

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

$$F = \frac{1.10^3 \times 10^2}{32164.2 \times 10^{-5} \times 29768.99} \left[\frac{8.77 \times 1.10}{8} + \frac{0.81}{3} \right]$$

$$F = 0.021\text{cm}$$

$$F_{ad} = L/250 = 110/250 = 0.44\text{cm.}$$

$$F_{cal} = 0.021\text{cm} < F_{ad} = 0.44\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

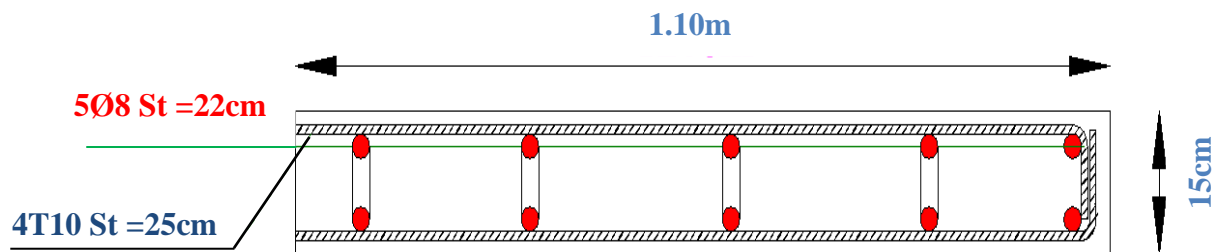


Figure IV.5 : Dessin de ferrailage (balcon type 01)

IV.3 Calcul de balcon type 2 :

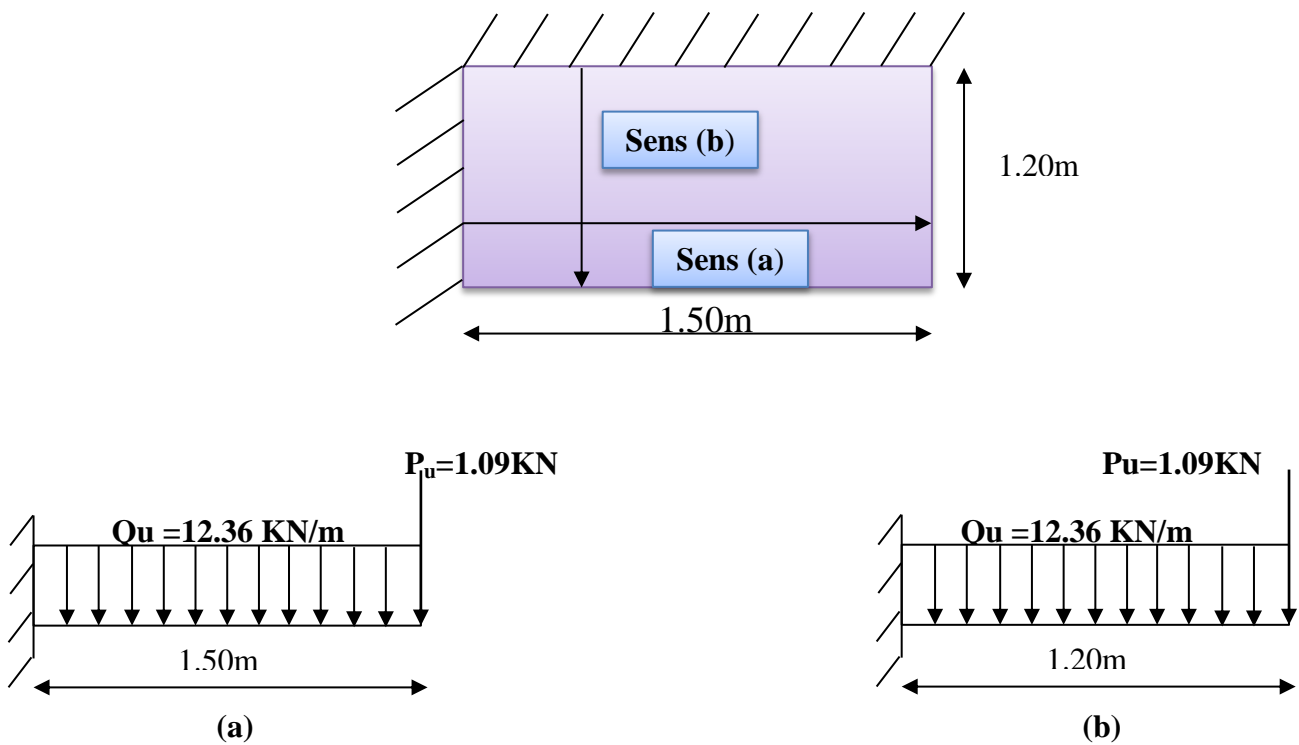
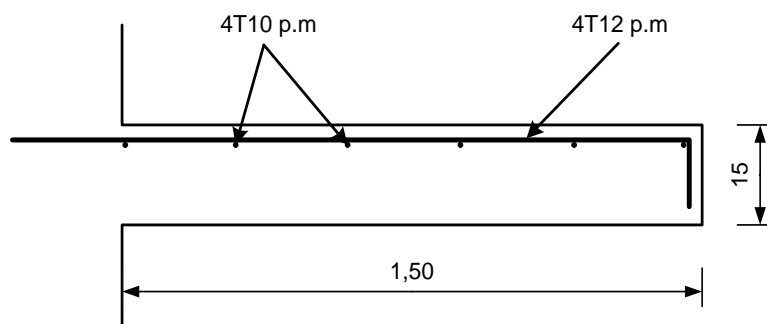


Figure VI .6 balcon type 02 (a ; b)

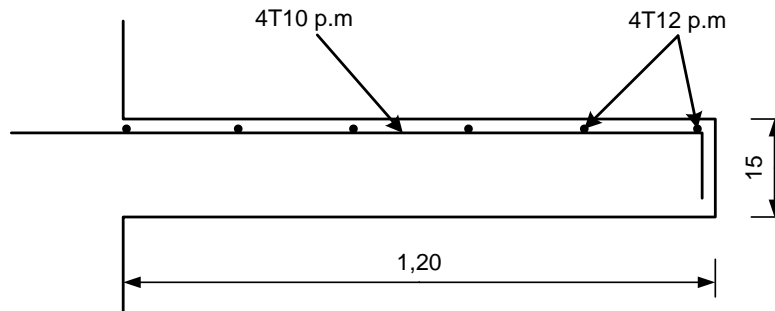
Tableau IV.3 Tableau Récapitulatif des armatures de 2^{ème} type de balcon :

Type 02	(a)	(b)
M_u (KN.m)	15.55	10.21
T_u (KN)	19.63	15.92
M_{ser} (KN.m)	11.09	7.28
μ	0.06	0.04
β	0.969	0.980
A_{cal} (cm ² /ml)	3.42	2.22
Choix d'acier (p.m)	4T12	4T10
S_t (cm)	25	25
A_{adopte} (cm ² /ml)	4.52	3.14
A_{min} (cm ² /ml)	1.63	1.63
$A_{adopte} > A_{min}$	condition vérifiée	condition vérifiée
τ_u (Mpa)	0.15	0.12
$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	2.5	2.5
$\tau_u < \bar{\tau}_u$	condition vérifiée	condition vérifiée
τ_{ser} (MPa)	1.29	0.81
$\bar{\tau}_{ser}$ (MPa)	3.15	3.15
$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$	condition vérifiée	condition vérifiée

$\sigma_{bc} (Mpa)$	4.94	3.73
$\overline{\sigma}_{bc} (Mpa)$	15	15
$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$	condition vérifiée	condition vérifiée
$\sigma_{st} (MPa)$	199.46	186.84
$\overline{\sigma}_{st} (MPa)$	202	202
$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$	condition vérifiée	condition vérifiée
Flèche (cm)	0.10	0.046
$F_{adm} (cm)$	0.60	0.48
$F < F_{adm}$	condition vérifiée	condition vérifiée



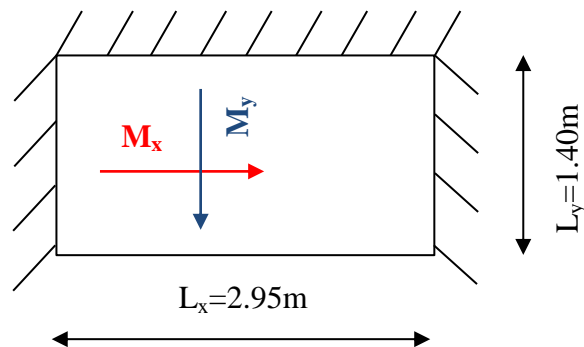
Ferrailage en travée



Ferrailage en travée

Figure IV.7 : Dessin de ferrailage d'une dalle sur deux appuis (balcon type 02)

IV.4 Calcul de balcon type 03 :



On a :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Poids propre } G = 5,27 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Surcharge } Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} Q_u = 1,35G + 1,5Q$$

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

IV.4.1 Calcul des moments Max :

- Sens X :

$$M_x = Q_u \frac{L_y^3}{6} = \frac{12,36 \times 1,40^3}{6}$$

$$M_x = 5,65 \text{ KN.m}$$

- Sens Y :

$$M_y = Q_u \frac{L_y^2 \cdot L_x}{2} - Q_u (L_y)^3 \cdot \frac{2}{3} = 12,36 \frac{1,40^2 \times 2,95}{2} - 12,36 \times 1,40^3 \times \frac{2}{3}$$

$$M_y = 13,12 \text{ KN.m}$$

IV.4.2 calcul du ferrailage :

Tableau IV.4 Tableau Récapitulatif des armatures et de vérification du 3^{ème} type de balcon :

Type 03	(Sens X)	(Sens Y)
M_u (KN.m)	5.65	13.12
M_{ser} (KN.m)	4.01	9.31
μ	0.022	0.05
β	0.989	0.974
A_{cal} (cm ² /ml)	1.22	2.87
Choix d'acier (p.m)	4T10	4T12
S_t (cm)	25	25
A_{adopte} (cm ² /ml)	3.14	4.52
A_{min} (cm ² /ml)	1.63	1.63

$A_{\text{adopte}} > A_{\text{min}}$	condition vérifiée	condition vérifiée
$\sigma_{bc} (Mpa)$	2.06	4.14
$\bar{\sigma}_{bc} (Mpa)$	15	15
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	condition vérifiée	condition vérifiée
$\sigma_{st} (MPa)$	102.57	176.80
$\bar{\sigma}_{st} (MPa)$	202	202
$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	condition vérifiée	condition vérifiée
Flèche (cm)	0.87	0.042
$F_{adm} (cm)$	1.18	0.56
$F < F_{adm}$	condition vérifiée	condition vérifiée

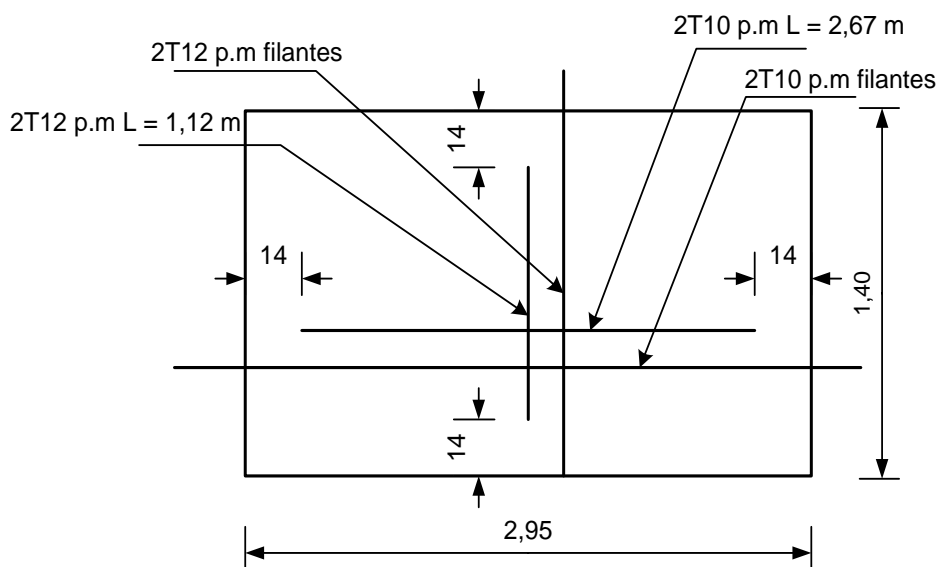


Figure IV.8 : Dessin de ferrailage d'une dalle sur trois appuis (balcon type 03)

VI.5 Escaliers :

IV.5.1 Introduction :

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

Terminologie :

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

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

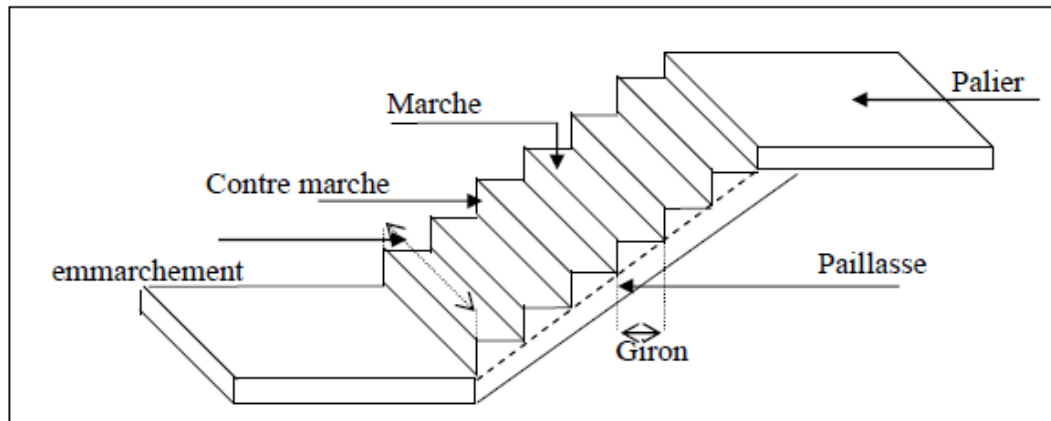


Figure IV.9 : Schéma d'un escalier

IV.5.2 Dimensionnement des escaliers :

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

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

h : Hauteur de la marche (contre marche),

g : Largeur de la marche,

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

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

n : Nombre de contre marches.

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

- Notre bâtiment compte deux types d'escaliers :

1. Escalier à deux volées avec deux paliers.
2. Escalier à trois volées avec deux paliers.

IV.5.3 Etude d'un escalier à deux volées :

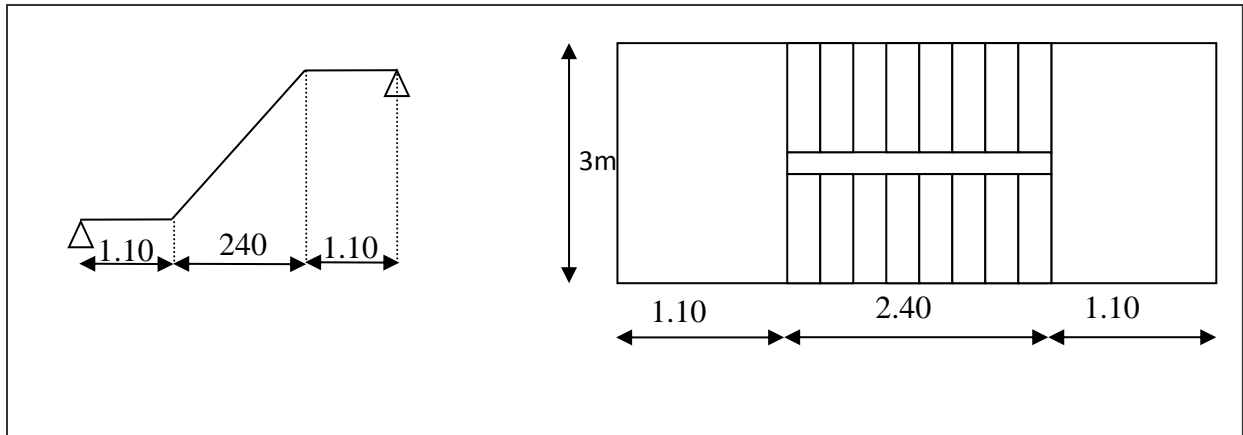


Figure IV.10 Escalier à deux volées

IV.5.3.1 Dimensionnement des marches et contre marches :

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

D'après BLONDEL on a : $\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$

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

Avec : $m=64\text{cm}$ et $H=306/2=153\text{cm}$ et $L=240\text{cm}$.

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

La solution de l'équation est : $n=9$ (nombre de contres marches).

Donc : $n-1=8$ (nombre des marches)

Puis : $h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$

$g + 2h = 64$ donc : $g = 30\text{cm}$

D'après la formule de BLONDEL on a :

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

$$2 \times 17 + 30 = 64\text{cm} \text{ et } 59 < 64 < 66$$

L'inégalité vérifiée, on a 8 marches avec $g=30\text{cm}$ et $h=17\text{cm}$.

$$\text{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

IV.5.3.2 Epaisseur de la paillasse (ev) :

$$\frac{1}{30} \leq e_v \leq \frac{1}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$\Leftrightarrow \frac{240}{30 \times 0.87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0.87} \Leftrightarrow 9.20 \leq e_v \leq 13.80$$

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

IV.5.3.3 Epaisseur de palier (ep) :

$$ep = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0.87} = 13.79 \text{ cm}$$

On prend : $ep = 14 \text{ cm}$.

IV.5.3.4 Evaluation des charges et des surcharges :

a) Paillasse :

Tableau IV.5 : Evaluation des charges et des surcharges Paillasse :

N°	Désignation	Ep (m)	densité KN/m ³	poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $c_h \times h/g$	0,02	20,00	0,23
5	Mortier de ciment vertical $M_h \times h/g$	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse $e_v \times 25 / \cos \alpha$	0,12	25,00	3,45
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
8	Garde- corps	/	/	0,10
9	Enduit en plâtre $0.02 \times 10 / \cos \alpha$	0,02	10,00	0,23

-Charge permanente : $G_1 = 7,27 \text{ KN/m}^2$

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

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1 \text{ m} = 13,56 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = (G + Q) \cdot 1 \text{ m} = 9,77 \text{ KN/ml}$$

b) Palier :

Tableau IV.6 : Evaluation des charges et des surcharges Palier

N ^o	Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier epx25	0,14	25,00	3,50
2	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
4	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
5	Enduit de ciment	0,02	10,00	0,20

- Charge permanente : $G_2=4,86\text{KN/m}^2$

- Surcharge d'exploitation : $Q=2,5\text{KN/m}^2$

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1\text{m} = 10,31\text{KN/ml}$$

$$q_{\text{ser}} = (G + Q) \cdot 1\text{m} = 7,36\text{KN/ml}$$

IV.5.3.5 Schéma statique:

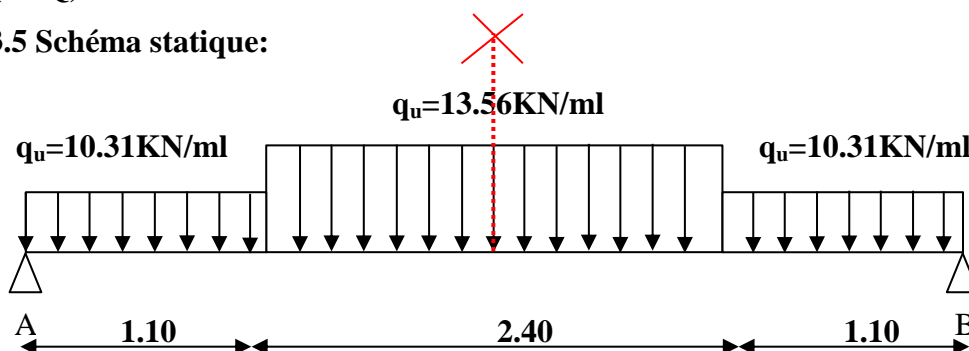


Figure IV.11 : Schéma statique des charges et surcharges (paillasse, palier)

IV.5.3.6 Calcul du moment maximal :

$$\frac{q_{\text{paillasse}} - q_{\text{palier}}}{q_{\text{palier}}} = \frac{13,56 - 10,31}{10,31} = 31,5\% > 10\%$$

On garde le schéma statique réel

-les réactions d'appui :

Par symétrie on a :

$$R_A = R_B = \frac{10,31 \times 1,10 \times 2 + 13,56 \times 2,40}{2}$$

$$R_A = R_B = 27,61 \text{ KN}$$

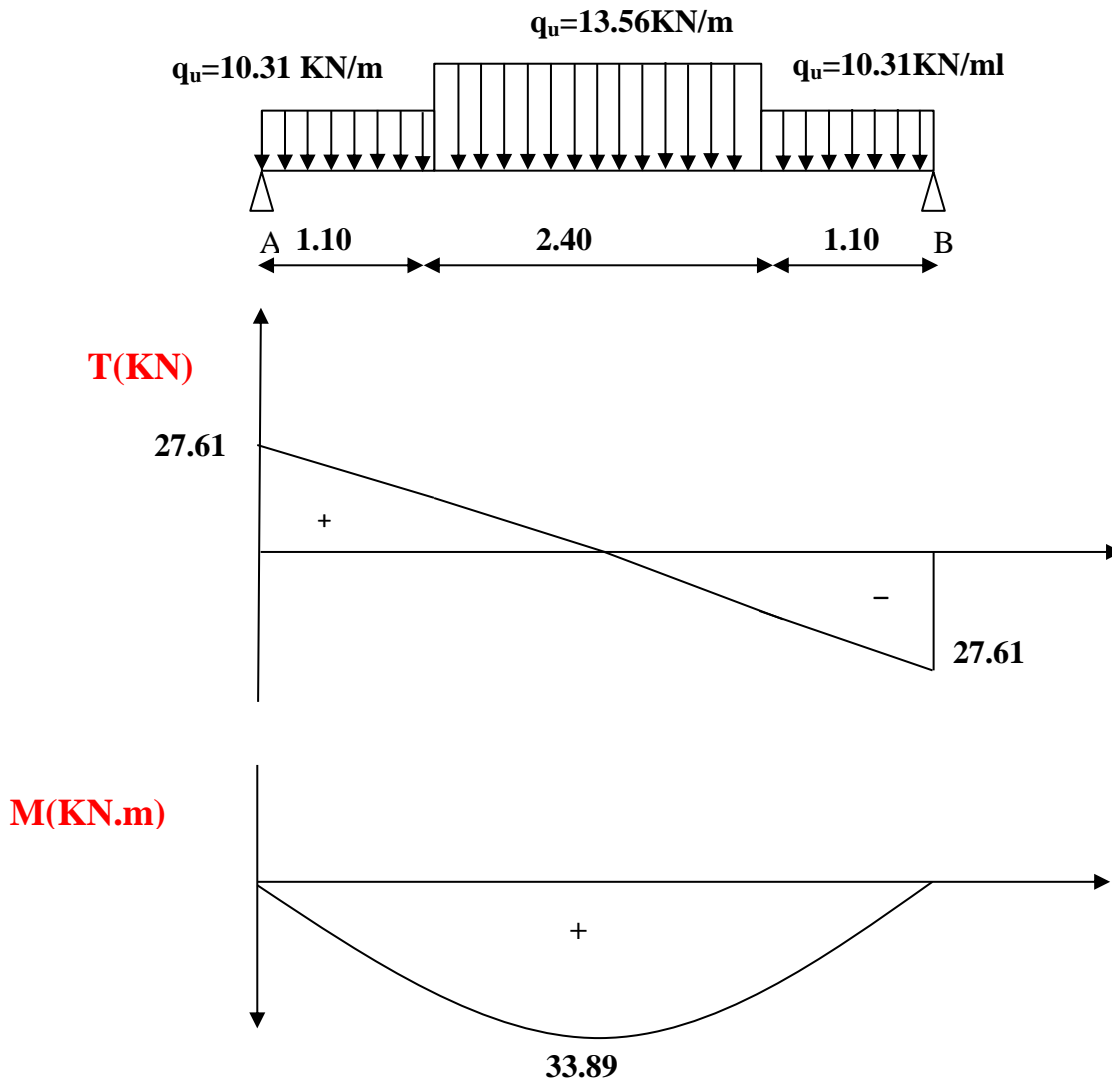


Figure IV.12 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

Donc : $M_{\max} = 33.89 \text{ KN.m}$ ($x = 2.30 \text{ m}$)

D'où : $M_T = 0,85 \times 33.89 = 28.81 \text{ KN.m}$

$M_a = 0,40 \times 33.89 = 13.56 \text{ KN.m}$

IV.5.3.7 Ferrailage :

Tableau IV.7 : Ferrailage de l'escalier type 01 :

Caractéristique	$h_{travée}=12\text{cm}$ $h_{appui}=14\text{cm}$	$b=100\text{cm}$	$Fe=400$	$=348\text{Mpa}$ σ_s	$D_{travée}=0,9.h=10,8\text{cm}$ $D_{appui}=0,9.h=12,6\text{cm}$		
/	M(KN.m)	μ	β	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{ad}(\text{cm})$	$A_r=A_{ad}/4$	A_r adoptée
Travée	28.81	0.17	0.906	8.46	6T14/ml $=9.24\text{cm}^2$ St=17cm	2.31	4T10/ml $=3.14\text{cm}^2$ St=25cm
Appuis	13.56	0.06	0.969	3.13	4T12/ml $=4.52\text{cm}^2$ St=25cm	1.13	4φ8/ml $=2.01\text{cm}^2$ St=25cm

Tableau IV.8 : Vérification des armateurs :

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée $A_{min}=0,23b.d.f_{t28}/Fe=1,30\text{cm}^2$	$A=9.24\text{cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{27.61}{100 \times 12.60} \times 10 = 0.22 \text{ MPa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3,25\text{Mpa}$	$\bar{\tau}_u > \tau_u$ Condition vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{Fe} \left(Tu + \frac{Ma}{0,9d} \right)$ $A \geq \frac{1,15}{400} \times \left((27.61 \times 10^{-3}) + \frac{13.56 \times 10^{-3}}{0,9 \times 12,6} \right)$ $A \geq 4.24 \text{ cm}^2$	$A=4.52\text{cm}^2$ $A=4.52 > A=4.24\text{cm}^2$ Condition vérifiée

IV.5.3.8 Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{\max \text{ ser}} = 24.39 \text{ KN.m (obtenu par RDM6)}$$

$$M_{T \text{ ser}} = 0,85 \times 24.39 = 20.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,40 \times 24.39 = 9.76 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_{T \text{ ser}} = 20.73 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 101.85y - 1099.98 = 0$$

$$y = 3,78 \text{ cm}$$

- **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = 5473.31 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{t \text{ ser}}}{I} \times y = \frac{20.73 \times 10^3}{5473.31} \times 3.78 = 14.32 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 14.32 \text{ pa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots, \text{ Condition vérifiée}$$

- **Sur appui :**

$$M_{a \text{ ser}} = 9.76 \text{ KN.m}$$

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

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 47.10y - 593.49 = 0$$

$$y = 3.01 \text{ cm}$$

- **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = 5240.73 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{a \text{ ser}}}{I} \times y = \frac{9.76 \times 10^3}{5240.73} \times 3.01 = 5.61 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 5.61 \text{ pa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots, \text{ Condition vérifiée}$$

Tableau IV.9 : Vérification de La flèche Selon le B.A.E.L 91/1999 :

Condition	Vérification	
$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{30}$	$0,05 \geq 0,033$	Condition vérifiée
$A_s/b.d \geq 2/f_c$	$0,006 \geq 0,005$	Condition vérifiée

IV.5.4 Etude de La poutre palière :

- **Dimensionnement :**

Selon le BAEL 91, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20\text{cm} \leq h \leq 30\text{ cm} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} h=30\text{cm} \\ b=30\text{cm} \end{array} \right.$$

L : la portée de la poutre L = 3m

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 8.10\text{ cm} \leq b \leq 10.8\text{ cm}$$

• **Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30\text{cm}=30\text{cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ 30\text{cm}>20\text{cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ \frac{30}{30} = 1 < 4 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

- **Charge supportée par la poutre palière:**

Poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{ KN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre : $9 \times 0.3 (1.53-0.45) = 2.92 \text{ KN/m}$

Réaction du palier sur la poutre : $R_b = 27.61 \text{ KN/m}$

$$Q_u = 1,35 \times (2.25 + 2.92) + 27.61 = 34.59 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ser} = 2,25 + 2,92 + 27.61 = 32.78 \text{ kN/m}$$

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

-calcul des réactions de la poutre palière :

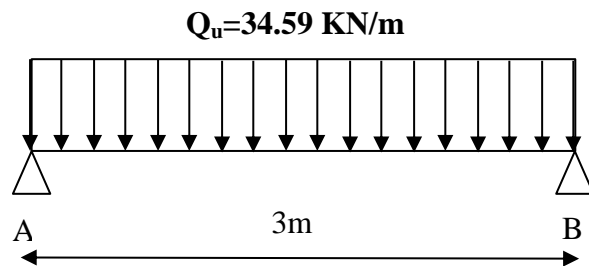


Figure IV.13 : schéma statique de la poutre palière

Par symétrie on a :

L'E.L.U:

$$R_A=R_B = \frac{Q_u l}{2} = \frac{34.59 \times 3}{2}$$

$$R_A=R_B = 51.89 \text{KN}$$

L'E.L.S :

$$R_A=R_B = \frac{Q_s l}{2} = \frac{32.78 \times 3}{2}$$

$$R_A=R_B = 49.17 \text{KN}$$

-Les moments :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{34.59 \times 3^2}{8} = 38.91 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 33.07 \text{ kN.m}$$

$$;M_a = 0,40M_0 = 15.56 \text{ kN.m}$$

Tableau IV.10 : Le Ferrailage de la poutre palière

Caractéristique	h =30cm	b =30cm	d = 0,9h=27cm	$\sigma_s =348\text{Mpa}$	$F_e=400\text{Mpa}$
/	M(KN.m)	μ	β	$A_{CAL} (\text{cm}^2)$	$A_{adopté}$
En travée	33.07	0.03	0.985	3.57	$A_S=4.62\text{cm}^2$ soit 3T14
En appui	15.56	0.015	0.9925	1.67	$A_S=3,39$ soit 3T12

IV.5.4.1 : Vérifications :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0,23b.d.f_{t28} / f_e = 0.97 \text{cm}^2$$

$$\text{En travée : } 4.62 \text{ cm}^2 > 0.97 \text{cm}^2$$

$$\text{En appuis : } 3.39 \text{ cm}^2 > 0.97 \text{cm}^2$$

- **Vérification de la contrainte de compression du béton :**

$$Q_{\text{ser}} = 32.78 \text{KN/m}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{Q_{\text{ser}} \times l^2}{8} = \frac{32.78 \times 3^2}{8} = 36.87 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85M_0 = 31.34 \text{ kN.m}$$

$$;M_{a \text{ ser}} = 0,40M_0 = 14.75 \text{ kN.m}$$

- **En travée:**

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

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$d = 27 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0$$

$$15y^2 + 69.3y - 1871.10 = 0$$

$$y = 9 \text{ cm}$$

- **Détermination du moment d'inertie :**

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

$$I = 29710.80 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{t \text{ ser}}}{I} \times y = \frac{31.34 \times 10^3}{29710.80} \times 9 = 9.49 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 9.49 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots, \text{Condition vérifiée}$$

- **Sur appuis :**

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow y = 8.02 \text{ cm}$$

$$I_0 = 23476.72 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{a \text{ ser}}}{I} \times y = 5.38 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 5.38 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots, \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

$$T_u = \frac{Ql}{2} = 51.89 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{51.89 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.64 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.64 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Il' Y'a pas risque de cisaillement

IV.5.4.2 Armatures transversales A_t :

- **Diamètre des armatures A_t :**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_1 \right\} = \min \{ 8.57 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 12 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

- **L'espacement :**

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

$$= \min \{ 24.30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R,P,A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \{ 15 \text{ cm} ; 10\Phi_1 \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_1 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Ancrage des armatures tendues :**

$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{ij} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

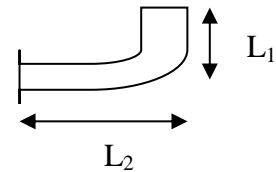
La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\Phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On prévoie une courbe égale à : $r = 5,5 \Phi = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r \right) = 27 - (3 + 0,7 + 7,7) = 15.60 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 16,86 - 15.60}{1,87} = 9.04 \text{ cm}$$

**IV.5.4.3 Calcul de la flèche :**

Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de vérifier la flèche.

Tableau IV.11 : Vérification de La flèche :

Condition	Vérification	
$h_t/L \geq 1/16$	$30/300=0,1 > 0,0625$	Condition vérifiée
$h_t/L \geq M_{t.ser} / 10.M_{0.SER}$	$0.10 > 31.34/10 \times 36.87=0,085$	Condition Vérifiée
$A_s/b.d \leq 4,2f_e$	$4.62/30 \times 27=0,006 < 0,0105$	Condition Vérifiée

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

IV.5.5 Etude de La poutre noyée :

- **Dimensionnement :**

Selon le BAEL 91, le critère de rigidité est :

L : la portée de la poutre L = 3m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20\text{cm} \leq h \leq 30\text{ cm} \longrightarrow \begin{cases} h=30\text{cm} \rightarrow d =0.9h=27\text{cm} \\ b=30\text{cm} \end{cases}$$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 8.10\text{ cm} \leq b \leq 10.8\text{ cm}$$

• **Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :**

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 30\text{cm}=30\text{cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ 30\text{cm}>20\text{cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ \frac{30}{30} =1 < 4 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \end{cases}$$

- **Charge supportée par la poutre noyée :**

Poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{ KN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre : $9 \times 0.3 (1.53-0.35) = 3.19 \text{ KN/m}$

Réaction de la poutre palière sur la poutre noyée : $R_B = 51.89 \text{ KN (E.L.U)}$

Réaction de la poutre palière sur la poutre noyée : $R_B = 49.17 \text{ KN (E.L.S)}$

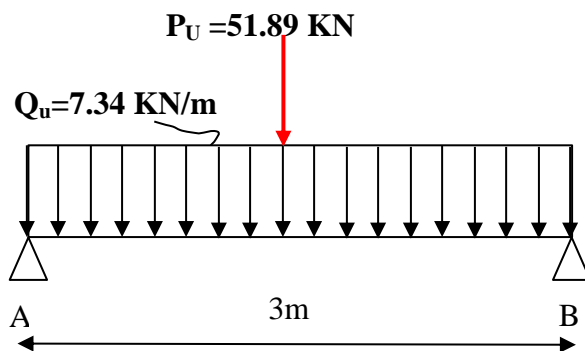
$Q_u = 1,35 \times (2,25 + 3,19) = 7.34 \text{ kN/m}$

$Q_{ser} = 2,25 + 3,19 = 5.44 \text{ kN/m}$

$P_u = R_B = 51.89 \text{ KN}$

$P_s = R_B = 49.17 \text{ KN}$

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



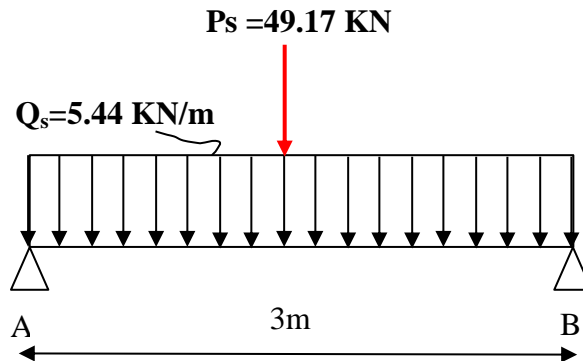
$$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} + \frac{p_u \cdot L}{4} = \frac{7.34 \times 3^2}{8} + \frac{51.89 \times 3}{4}$$

$M_0 = 47.18 \text{ KN.m}$

$M_t = 0.85 M_0 = 40.10 \text{ KN.m}$

$M_a = 0.4 M_0 = 18.87 \text{ KN.m}$

- Calcul des sollicitations à l'E.L.S :



$M_{ser} = 43 \text{ KN.m}$

$M_{t\ ser} = 0.85 M_0 = 36.55 \text{ KN.m}$

$M_{a\ ser} = 0.4 M_0 = 17.20 \text{ KN.m}$

IV.12 : Tableau Récapitulatif des armatures et de vérification du la poutre noyée :

Poutre	En travée	En appui
$M_U(\text{KN.m})$	40.10	18.87
$M_{ser}(\text{KN.m})$	36.56	17.20
$T_u(\text{KN})$	36.96	
μ	0.038	0.018
β	0.981	0.991
$A_{cal}(\text{cm}^2)$	4.35	2.02
Choix d'acier	3T14	3T12
$A_{adopté}(\text{cm}^2)$	4.62	3.39
$A_{min}(\text{cm}^2)$	0.97	0.97
$A_{adopte} > A_{min}$	condition vérifiée	condition vérifiée
$\sigma_{bc}(\text{Mpa})$	11.07	5.86
$\bar{\sigma}_{bc}(\text{Mpa})$	15	15
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	condition vérifiée	condition vérifiée
$\tau_u(\text{Mpa})$	0.46	
$\bar{\tau}_u(\text{Mpa})$	3.25	
$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$	condition vérifiée	

IV.5.5.1 vérification de la flèche :

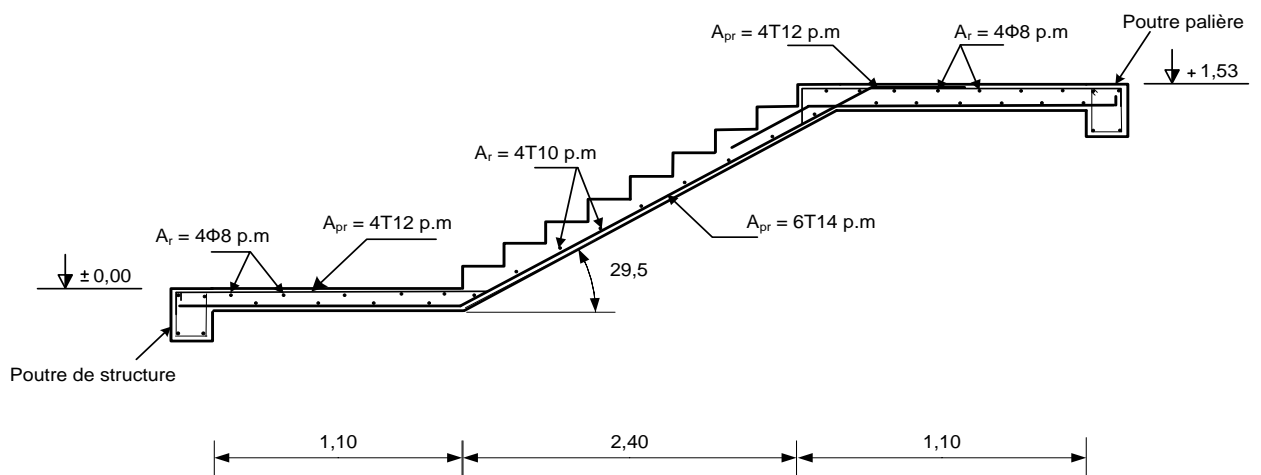
Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de vérifier la flèche.

Tableau IV.13 : Vérification de La flèche Selon le B.A.E.L 91/1999 :

Condition	Vérification	
$h_t/L \geq 1/16$	$30/300 = 0,1 > 0,0625$	Condition vérifiée

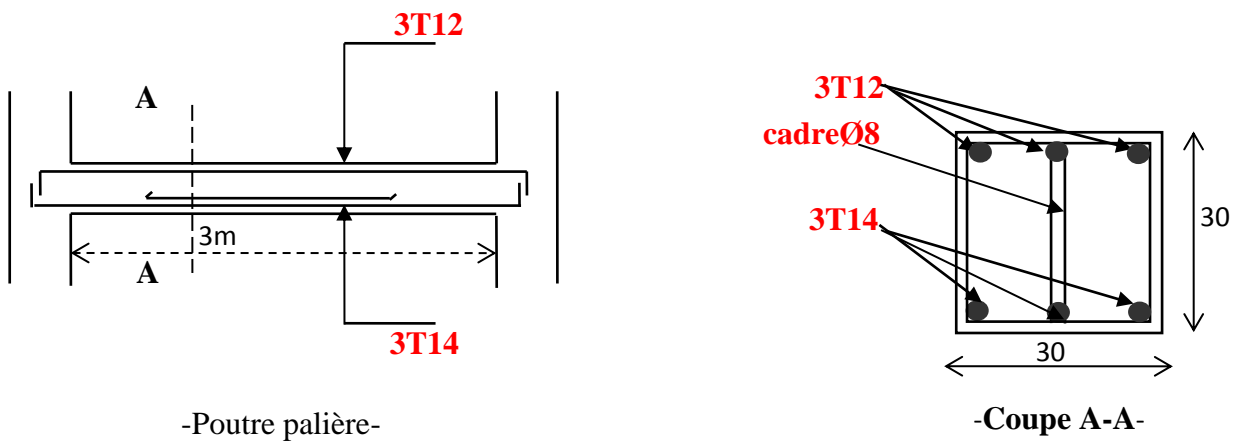
$h_t/L \geq M_{t.ser} / 10.M_{0.SER}$	$0.10 > 38.28/10 \times 45.04 = 0,085$	Condition Vérifiée
$A_s/b.d \leq 4,2f_e$	$4.62/30 \times 27 = 0,006 < 0,0105$	Condition Vérifiée

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.



A_{pr} : Armatures principales (longitudinales)
 A_r : Armatures de répartition (transversales)

Figure IV.14 : Ferrailage des escaliers (type01)

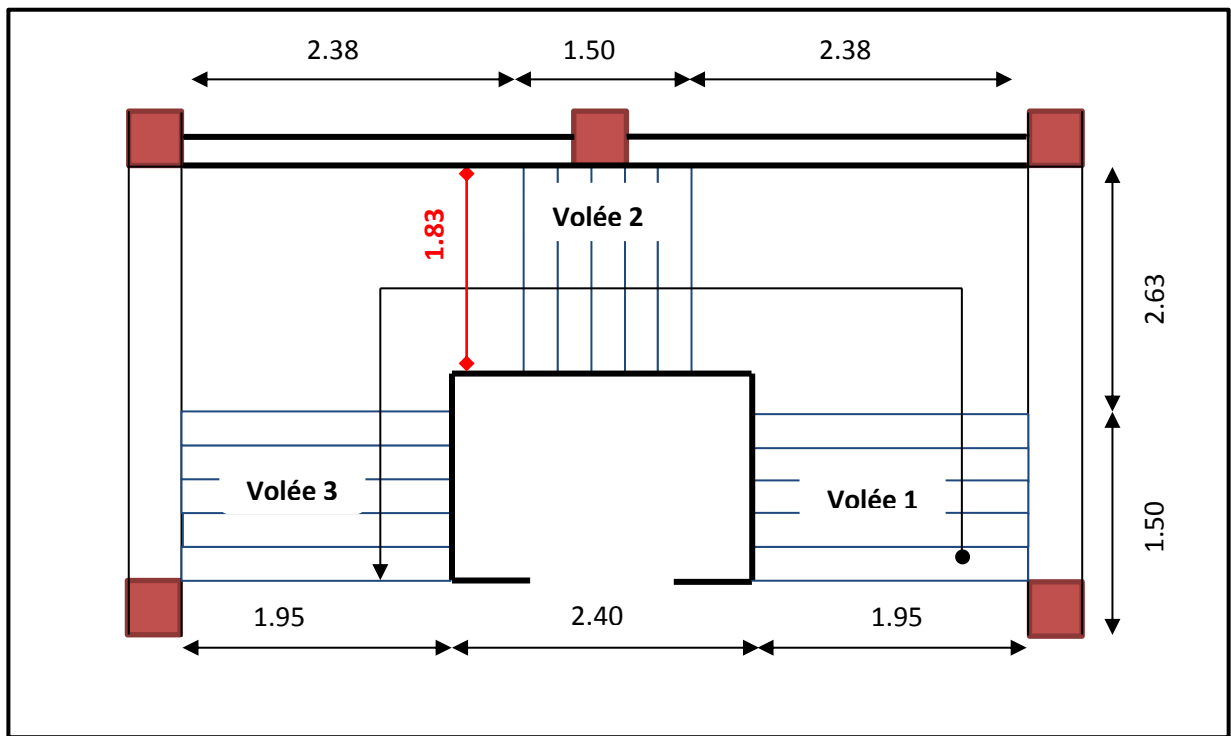


-Poutre palière-

-Coupe A-A-

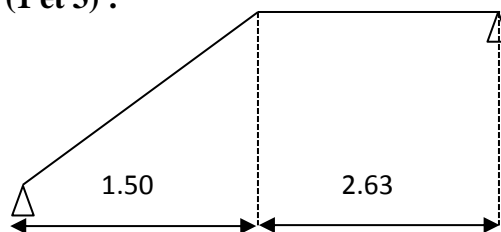
Figure IV.15 Ferrailage de (poutre palière – poutre noyée)

IV.5.6 Etude d'un escalier à trois volées :



FigureIV.16 Escalier à trois volées

IV.5.6.1 Etude des volées (1 et 3) :



FigureIV.17 volée (1 et 3).

- Dimensionnement :

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

$$59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

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

D'après BLONDEL on a : $\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$

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

Avec : $m=64\text{cm}$ et $H=306/3=102\text{cm}$ et $L=150\text{cm}$.

Donc l'équation (2) devient : $64n^2-418n+204=0$

La solution de l'équation est : $n=6$ (nombre de contres marches).

Donc : $n-1=5$ (nombre des marches)

$$\text{Puis : } h = \frac{H}{n} = \frac{106}{6} = 17 \text{ cm}$$

$$g + 2h = 64 \text{ donc : } g = 30 \text{ cm}$$

D'après la formule de BLONDEL on a :

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

$$2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm et } 59 < 64 < 66$$

L'inégalité vérifiée, on a 5 marches avec $g=30\text{cm}$ et $h=17\text{cm}$.

$$\text{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

- **Epaisseur de la paillasse (ev) :**

$$\frac{1}{30} \leq e_v \leq \frac{1}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$\Leftrightarrow \frac{150}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{150}{20 \times 0,87} \Leftrightarrow 5,75 \leq e_v \leq 8,62$$

On propose: $e_v = 10 \text{ cm}$

- **Epaisseur de palier (ep) :**

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha}$$

On prend : **$e_p = 12 \text{ cm}$** .

- **Evaluation des charges et des surcharges :**

a) Paillasse :

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\begin{cases} q_u = 12,78 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = 9,19 \text{ kN/m} \end{cases}$

b) Palier :

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\begin{cases} q_u = 9,64 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = 6,86 \text{ kN/m} \end{cases}$

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

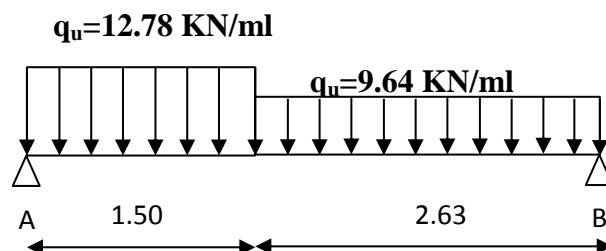


Figure IV.18 schéma statique des volées (1 et 3) de l'escalier type 02

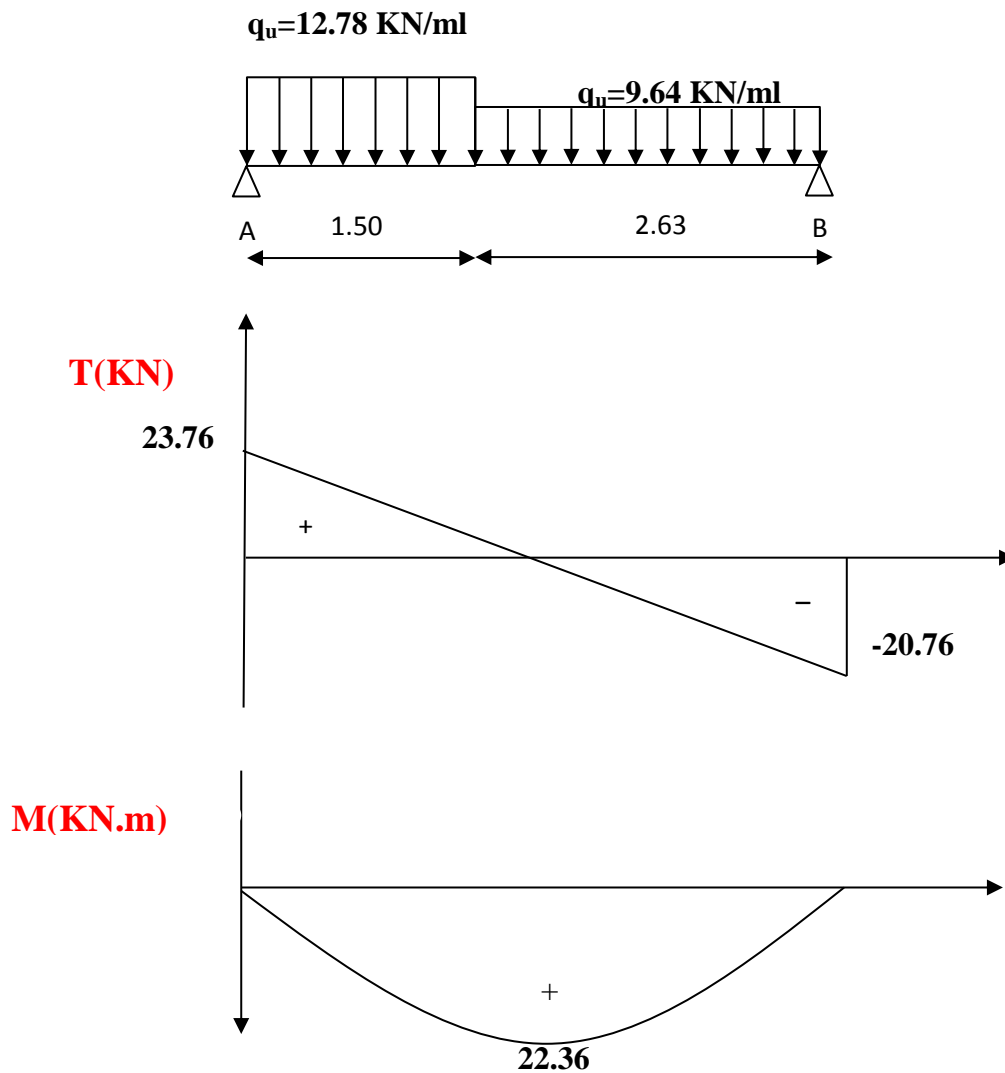
$$\frac{q_{\text{paillasse}} - q_{\text{palier}}}{q_{\text{palier}}} = \frac{112.78 - 9.64}{9.64} = 32\% > 10\%$$

On garde le schéma statique réel.

- les réactions d'appui :

$$R_a = 23.79 \text{ KN}$$

$$R_b = 18.13 \text{ KN}$$

**Figure IV.19 : Diagramme de [M.T] des volées 1 et 3 de l'escalier (type 02)**

Donc : $M_{\text{max}} = 22.36 \text{ KN.m}$

D'où : $M_T = 0,85 \times 22.36 = 19.01 \text{ KN.m}$

$M_a = 0,40 \times 22.36 = 8.94 \text{ KN.m}$

- Ferrailage de volée 1 et 3 de l'escalier (type 02):

Tableau IV.14 : Ferrailage de volée 1 et 3 de l'escalier (type 02):

Caractéristique	$h_{travée}=10\text{cm}$ $h_{appui}=12\text{cm}$	$b=100\text{cm}$	$Fe=400$	$\sigma_s=348\text{Mpa}$	$D_{travée}=0,9.h=9\text{cm}$ $D_{appui}=0,9.h=10.80\text{cm}$		
/	M(KN.m)	μ	β	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{ad}(\text{cm})$	$A_r=A_{ad}/4$	A_r adoptée
Travée	19.01	0.17	0.906	6.70	5T14/ml $=7.70\text{cm}^2$ St=20cm	1.93	4T10/ml $=3.14\text{cm}^2$ St=25cm
Appuis	8.94	0.054	0.972	2.44	4T12/ml $=4.52\text{cm}^2$ St=25cm	1.13	4φ8/ml $=2.01\text{cm}^2$ St=25cm

Tableau IV.15 : Vérification des armateurs :

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée $A_{min}=0,23b.d.f_{t28}/Fe=1,09\text{cm}^2$	$A=7.70\text{cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T_u}{b.d} = \frac{23.76}{100 \times 9} \times 10 = 0.26 \text{ MPa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3,25\text{Mpa}$	$\bar{\tau}_u > \tau_u$ Condition vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{Fe} (Tu + \frac{Ma}{0,9d})$ $A \geq \frac{1,15}{400} \times \left((23.76 \times 10^{-3}) + \frac{8.94 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0.108} \right)$ $A \geq 3.33 \text{ cm}^2$	$A=4.52\text{cm}^2$ $A=4.52 > A=3.33\text{cm}^2$ Condition vérifiée

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

$$M_{\max \text{ ser}} = 15.97 \text{ KN.m (obtenu par RDM6)}$$

$$M_{T \text{ ser}} = 0,85 \times 15.97 = 13.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,40 \times 15.97 = 6.39 \text{ KN.m}$$

• **En travée :**

$$M_{T \text{ ser}} = 13.56 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 69.45y - 625.05 = 0$$

$$y = 2.91 \text{ cm}$$

- **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = 3397.18 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{t \text{ ser}}}{I} \times y = \frac{13.57 \times 10^3}{3397.18} \times 2.91 = 11.62 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 11.62 \text{ pa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots, \text{ Condition vérifiée}$$

• **Sur appui :**

$$M_{a \text{ ser}} = 6.39 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 1.73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 25.95y - 280.26 = 0$$

$$y = 2.12 \text{ cm}$$

- **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = 2272.74 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{a \text{ ser}}}{I} \times y = \frac{6.39 \times 10^3}{2272.74} \times 2.12 = 5.36 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 5.36 \text{ pa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots, \text{ Condition vérifiée}$$

Tableau IV.16 : Vérification de La flèche Selon le B.A.E.L 91/1999 :

Condition	Vérification	
$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{30}$	$0,06 \geq 0,033$	Condition vérifiée
$A_s/b.d \geq 2/f_c$	$0,008 \geq 0,005$	Condition vérifiée

IV.5.6.2 Etude de la volées 2 :

Les marches de ces volées, vont être encastrées dans un mur voile, donc le ferrailage est basé sur le calcul d'un moment en console,

En utilisant les mêmes formules employées pour déterminer le nombre de marches dans le calcul du premier type on a obtenu :

n= 6 (nombre des contre marches)

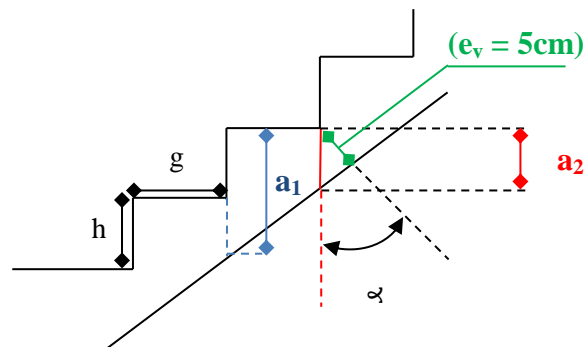
n-1= 5 (nombre des marches)

g= 30cm ; h =17cm.

cos α =0.87

L'épaisseur de la paillasse est très mince ($e_v= 5$ cm)

- **Détermination de h_{eq} :**

**Figure IV20 : volée 2**

$$\begin{cases} a_1 = h + a_2 \\ h_{eq} = \frac{h + 2a_2}{2} \end{cases}$$

L'épaisseur équivalente de la (la marche + la paillasse) :

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

$$\cos \alpha = \frac{e}{a_2} \Rightarrow a_2 = \frac{e}{\cos \alpha}$$

$$\gggg h_{eq} = \frac{h}{2} + \frac{e}{\cos\alpha} = \frac{17}{2} + \frac{5}{0,87} = 14 \text{ cm}$$

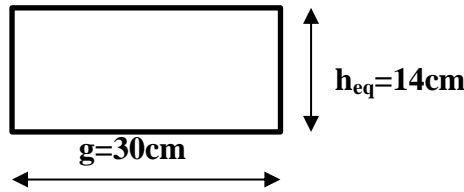


Figure IV.21 section de calcul des marche de volée 2(escalier type02)

- Calcul des charges :

Tableau IV.17 : Evaluation des charges et des surcharges de la volée 2

N=0	Désignation	Poids KN/m ²	Poid x 0.3=(KN/m)
1	Poids propre (marche+paillasse) $\gamma_{BA} \times g \times h_{eq}$	/	1.05
2	Revêtement en carrelage	0,40	0.12
3	Mortier de pose	0,40	0.12
4	Lit de sable	0,36	0.108
5	Enduit en plâtre	0,23	0.069

$$\begin{aligned} \sum G &= 1.467 \text{ KN/m} \\ Q_{\text{marche}} &: 1.5 \text{ KN/m} \end{aligned} \Rightarrow \begin{cases} q_u = 1.35G + 1.5Q = 4.23 \text{ KN/m} \\ q_{ser} = G + Q = 2.97 \text{ KN/m} \end{cases}$$

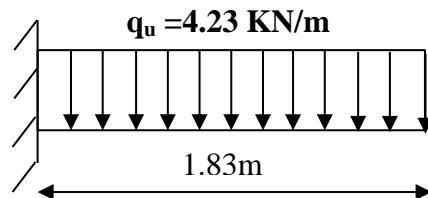


Figure IV .22 schéma statique d'une marche console

Tableau IV.18 Tableau Récapitulatif des armatures du volée 02 de l'escalier (type 02)

Escalier type 02	Volée 02
M_u (KN.m)	7.08
T_u (KN)	7.74
M_{ser} (KN.m)	4.97
μ	0.10
β	0.947
A_{cal} (cm ² /ml)	1.71
Choix d'acier	2T12
A_{adopte} (cm ²)	2.26
$A_{adopte} > A_{min}$	condition vérifiée
τ_u (Mpa)	0.20
$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	2.5
$\tau_u < \bar{\tau}_u$	condition vérifiée
τ_{ser} (MPa)	1.09
$\bar{\tau}_{ser}$ (MPa)	3.15
$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$	condition vérifiée
σ_{bc} (Mpa)	6.86
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	condition vérifiée
Flèche (cm)	0.165
F_{adm} (cm)	0.73
$F < F_{adm}$	condition vérifiée

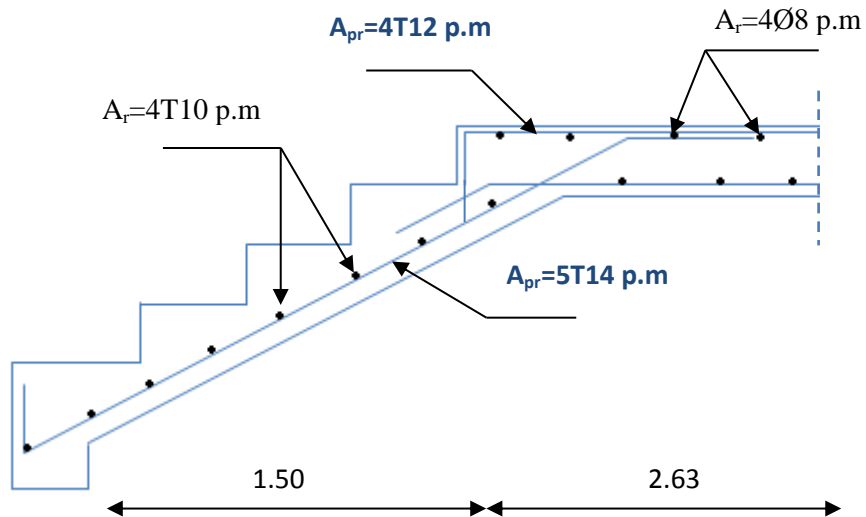


Figure IV.23 Ferrailage des volées 1 et 3 de l'escalier (type02)

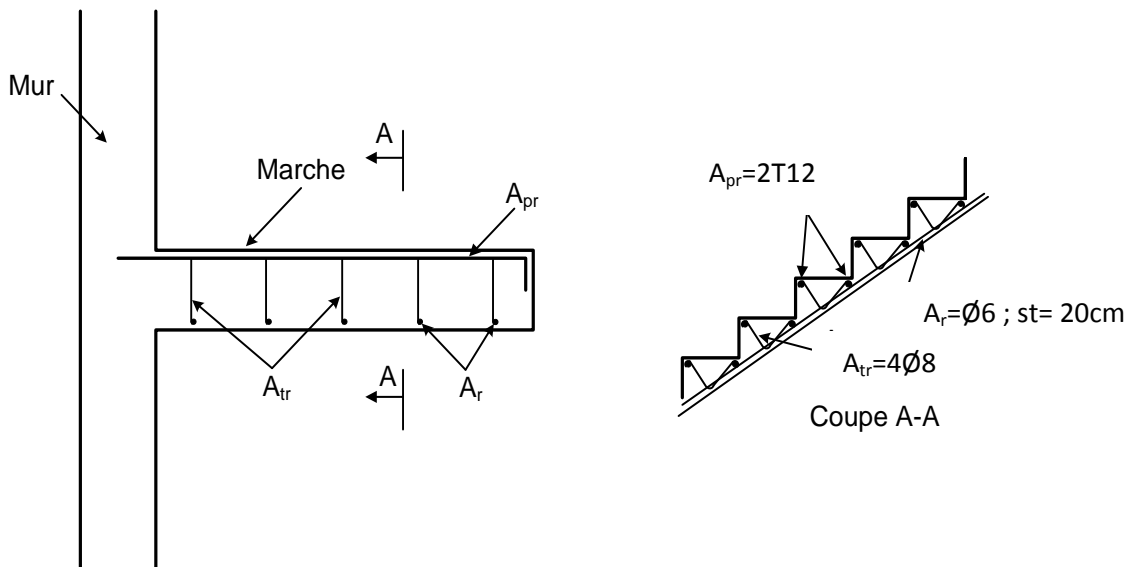


Figure IV.24 Ferrailage des marche consoles (type02)

IV.6 L'ascenseur :

IV.6.1 Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

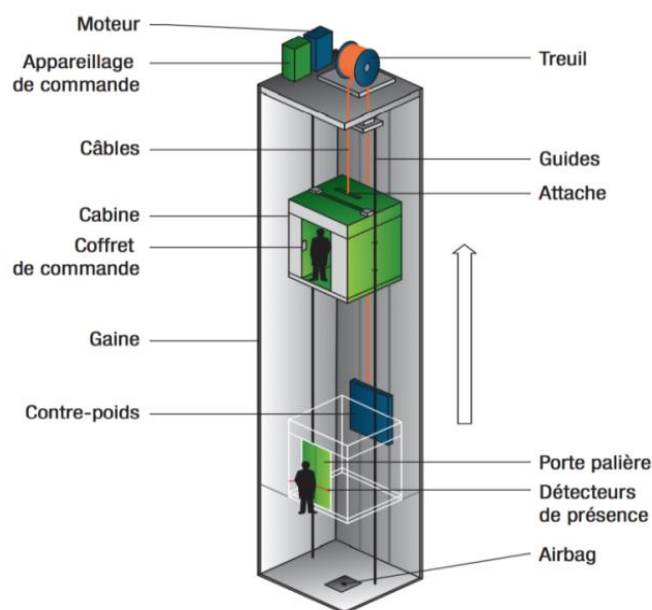


Figure IV.25 : Ascenseur dans un bâtiment

IV.6.2 Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- le treuil de levage et sa poulie
- la cabine ou la benne
- le contre poids

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

- P_m « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : la charge en cabine
- P_p : le poids de contre poids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

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

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de **525 kg pour 7 personnes** avec une surface utile de la cabine de 2.25 m².

Les dimensions sont :

- Largeur : 1,5 m
- Longueur : 1,50 m
- profondeur : 1,86 m
- hauteur : 2,2 m
- la largeur de passage libre : 1.30m
- la hauteur de passage libre : 2,00m
- la hauteur de la course : 36,72m

La surface latérale $S = 2 \times (1,5 + 1,5) \times 2,2 = 13.20 \text{ m}^2$

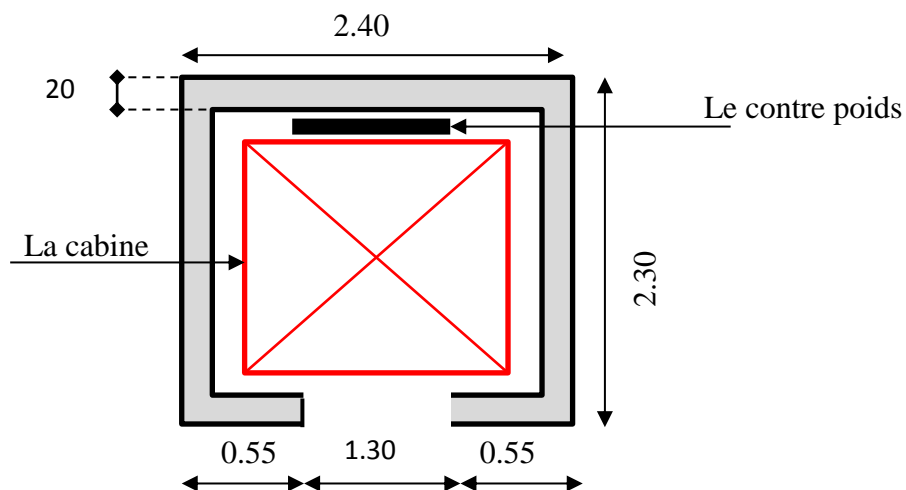


Figure IV.26 : Vue en plan de l'Ascenseur

L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h_0 = 15 \text{ cm}$.

Soit (S) la surface des parois :

a) Le poids mort :

Tableau IV.19 : le poids de l'ascenseur

Poids de la cabine: $S=2 \times (1,5+1,5) \times 2,2=13,20 \text{ m}^2$	$M1 = 11,5 \times 13,20 \times 2 = 303,6 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S=2,30 \times 2,4=5,52 \text{ m}^2$	$M2 = 3,75 \times 5,52 = 207 \text{ Kg}$
Poids du toit :	$M3 = 20 \times 4 = 80 \text{ kg}$
Poids l'arcade :	$M4 = 60 + (80 \times 2) = 220 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M5 = 50 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $S=0,2 \times 0,8=1,6 \text{ m}^2$	$M8 = 80 + (2 \times 25) = 130 \text{ kg}$

- Poids mort total : $P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 1363,6 \text{ kg}$
- Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1363,6 + \frac{525}{2} = 1626,10 \text{ kg}$

a) Calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-75-201), la valeur minimale du coefficient de la sécurité C_s est de 10 et le rapport D/d ; (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble) est d'au moins de 40 qu'elle que soit le nombre des tirons

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

$$\text{On a : } C_r = C_s \times M \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

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

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

M : Charge statique nominale portée par la nappe,

$$\text{Et : } M = Q + P_m + M_g \dots \dots \dots (2)$$

M_g : Poids du câble,

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

Donc $C_r = C_s \cdot M = C_s \cdot (Q + P) = 12(525 + 1363,6) = 22663,2 \text{ kg}$

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

$$C_r = \frac{22663.2}{0,85} = 26662.59 \text{ kg}$$

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

Avec :

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

n : Nombres des câbles,

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

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{26662.59}{8152 \times 2} = 1.64$$

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

- **Calcul des poids des câbles (mg):**

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

Avec :

m : La masse linéaire du câble, **m = 0,515 kg / m** ;

n : Nombre des câbles, **n = 2** ;

L : Longueur du câble, **L = 27,32m**

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 27.32 = 28.14 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + M_g = 525 + 1363.6 + 28.14 = 1916.74 \text{ kg}$$

c) Verification de Cr :

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

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{27716,8}{1916.74} = 14.46 > 12 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.6.3 Calcul de la charge permanente total G:

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

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

- La charge permanente totale : $G = 1363.6 + 1626.10 + 1200 + 28.14 = 4217.84 \text{ kg}$

- la surcharge : **Q = 525 kg**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6481.58 \text{ kg}$$

IV.6.4 Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes) .

La charge totale ultime : **$Q_u = 6481.58 \text{ kg}$**

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

Soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui

$$q_0 = \frac{Q_u}{4} = \frac{6481.58}{4} = 1620.40 \text{ kg}$$

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

$$q_0 \leq 0.045 \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

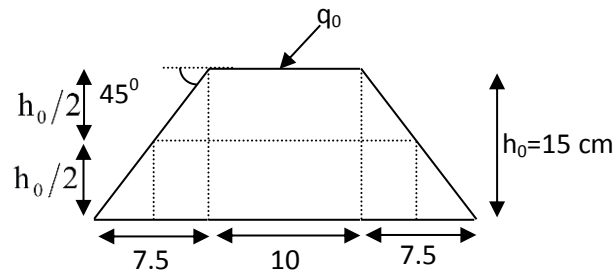


Figure IV.27 : Vérification de la dalle au poinçonnement

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

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

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

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

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

$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1620.40 \text{ kg}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement

IV.6.5 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

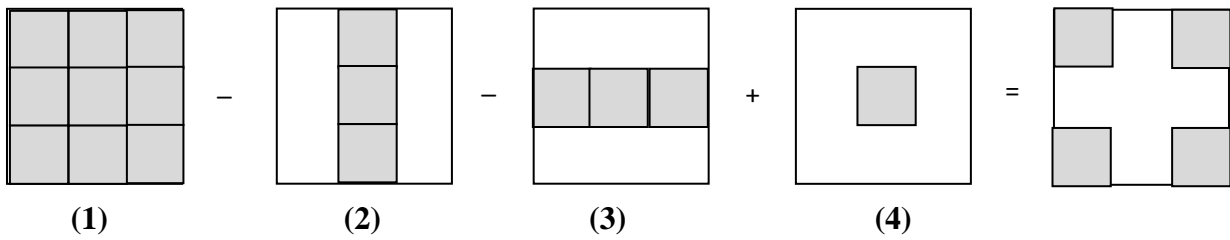


Figure IV.28 : Evaluation des moments dus aux charges concentrées

IV.6.5.1 Distances des rectangles :

- **Rectangle (1) :**

$$\begin{cases} U = 150 \text{ cm} \\ V = 160 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Rectangle (2) :**

$$\begin{cases} U = 100 \text{ cm} \\ V = 160 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Rectangle (3) :**

$$\begin{cases} U = 150 \text{ cm} \\ V = 110 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Rectangle (4) :**

$$\begin{cases} U = 100 \text{ cm} \\ V = 110 \text{ cm} \end{cases}$$

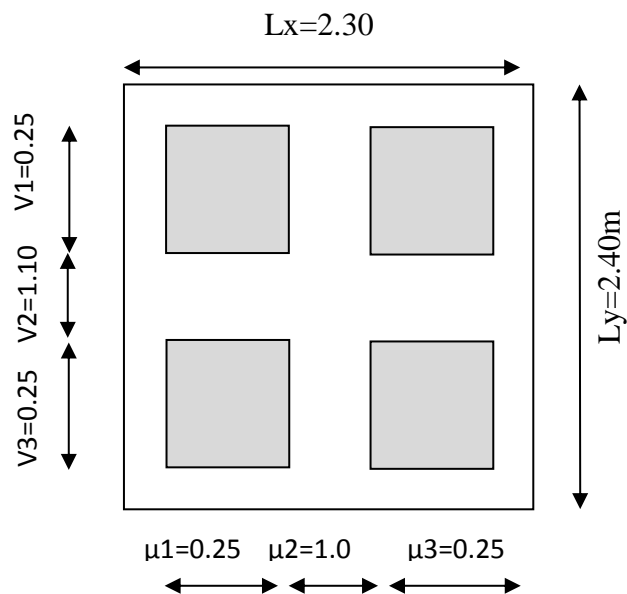


Figure IV.29 : Dessin montrant la concentration des charges

IV.6.5.2 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'E L U ($\nu = 0$)

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

$$P = P'.S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (25x25) cm² est :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{6481.58}{0,25^2} = 103705.28 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant: $L_x=2.30m$; $L_y=2.40m$

IV.6.5.3 Les moments dus aux charges concentrées :

Tableau IV.20 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) :

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	0.65	0.67	0.072	0.057	2.4	103705.28	248892.67	17920.27	14186.88
2	0.43	0.67	0.098	0.073	1.6	103705.28	165928.45	16260.99	12112.78
3	0.65	0.46	0.08	0.067	1.65	103705.28	171113.71	13689.10	11464.62
4	0.43	0.46	0.113	0.088	1.1	103705.28	114075.81	12890.57	10038.67

Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 860.75Kg.m$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 648.15Kg.m$$

IV.6.5.4Moments dues aux charges reparties (poids propre):

a) Chargement :

$$L_x=2.30m$$

$$L_y=2.40m ; h_0 =15 cm$$

- poids propre : $G=0,15 \times 2500 = 375 kg/m$

- charge d'exploitation : $Q = 100 Kg /m$

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

b) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.30}{2.40} = 0.96 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

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

$$\alpha=0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x=0.0401 \\ \mu_y=0.9092 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2}=139.21Kg.m \\ M_{y2}=126.57KN.m \end{cases}$$

IV.6.5.5 Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 860.75 + 139.21 = 999.96 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 648.15 + 126.57 = 774.72 \text{ kg.m}$$

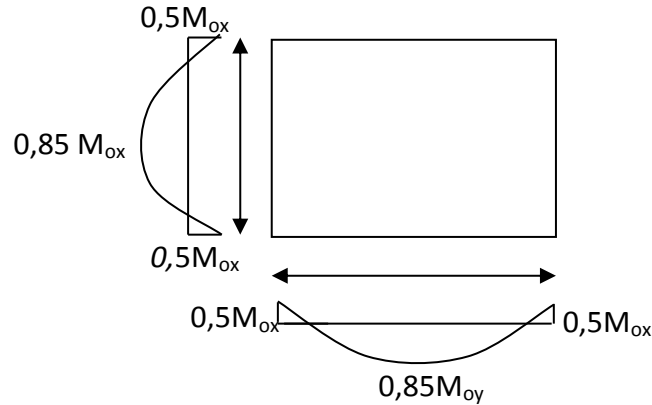


Figure IV.30 : Les moments appliqués à la dalle

IV.6.5.5.1 Moments retenus :

Puisque on a un panneau isolée donc :

En travée:

$$\begin{aligned} M_{tx} &= 0,85.M_{0x} = 849.97 \text{ kg.m} \\ M_{ty} &= 0,85.M_{0y} = 658.51 \text{ kg.m} \end{aligned} \longrightarrow \begin{cases} M_{tx} = 8499.7 \text{ N.m} \\ M_{ty} = 6585.1 \text{ N.m} \end{cases}$$

Sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5.M_{0x} = 499.98 \text{ kg.m} \longrightarrow M_{ax} = M_{ay} = 4999.8 \text{ N.m}$$

IV.6.5.6 Calcul du ferrailage de la dalle :

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

Données :

- Largeur de la dalle **b=100cm**.
- Epaisseur de la dalle **h=15cm**
- Hauteur utile par rapport aux aciers tendus **d=0,9h=13.5 cm**.
- Contrainte des aciers utilisés **f_e=400 Mpa, σ_s=348Mpa**
- Contrainte du béton à 28 jours **f_{c28}=25 Mpa, f_{bc}=14,17Mpa**.
- Contrainte limite de traction du béton **f_{t28}=2,1Mp**
- Fissuration peu préjudiciable

Tableau IV.21 ferrailage de la dalle :

Caractéristique	h =15cm	b =100cm	d = 0,9h=13.5cm	$\sigma_s =348\text{Mpa}$
/	M(N.m)	μ	β	A_{CAL} (cm ² /ml)
En travée (sens L_x)	8499.7	0.032	0.984	1.84
En travée (sens L_y)	6585.1	0.026	0.987	1.42
En appui	4999.8	0.02	0.990	1.08

- **Section minimale des armatures :**

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

On peut appliquer la formule suivante :

• **Sens L_y :**

$$A_{y \min} = 6.h_0 \text{ (m)} = 6 \times 0,15 = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

• **Sens L_x :**

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 0,9 \left(\frac{3 - 0,96}{2} \right) = 0,918 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des aciers:**

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

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

❖ **En travée :**

▪ **Sens L_x :**

$$\left\{ \begin{array}{l} At_x = 1,84 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) \\ St_x \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St_x = 25 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

▪ **Sens L_y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} At_y = 1,42 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \\ St_y \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{4T10 \text{ p.m} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St_y = 25 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

❖ **Sur appuis (chapeaux):**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Nécessité de disposer des armatures transversales :**

1) La dalle est bétonnée sans reprise

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

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

$$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_x + V_v & \text{Sens Lx} \\ V_y + V_u & \text{Sens Ly} \end{cases}$$

$$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_x + V_v & \text{Sens Lx} \\ V_y + V_u & \text{Sens Ly} \end{cases}$$

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

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

$$V_x = 6562,5 \times \frac{2,30}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,96}{2}} = 5099,23 \text{ N} = \mathbf{5,10 \text{ kN}}$$

$$V_y = 6562,5 \times \frac{2,30}{3} = 5031,25 \text{ N} = \mathbf{5,03 \text{ kN}}$$

Donc : $V_y < V_x$

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

$$V_v = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{6481,58}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 8642,10 \text{ N} = \mathbf{8,64 \text{ kN}}$$

$$V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{6481,58}{3 \times 0,25} = 8642,10 \text{ N} = \mathbf{8,64 \text{ kN}}$$

Comme ($u=v=25 \text{ cm}$) $\Rightarrow V_u = V_v = \mathbf{8,64 \text{ kN}}$

Donc l'effort total V_{tot} :

- **Sens Lx :** $V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 5,10 + 8,64 = 13,74 \text{ kN}$
- **Sens Ly :** $V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 5,03 + 8,64 = 13,67 \text{ kN}$

D'où: $V_{\text{tot}} = \max(V_{\text{totx}}, V_{\text{toty}})$

$$V_{\text{tot}} = \mathbf{13,74 \text{ kN}}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b \times d} = \frac{13.74 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.10 \text{ MPa}$$

on vérifiée que :

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

$\tau_u = 0,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,625 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.6.6 Les vérifications à L'E.L.S :

IV.6.6.1 Calcul des sollicitations à L'E.L.S :

- charge localisée:

$$M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{ser} \quad \text{avec : } v = 0,2 \text{ (E, L, S)}$$

$$M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{ser}$$

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

$$q_{ser} = \frac{P_{a ser}}{u \times v} ; p_{a ser} = (G + Q) \frac{1}{4}$$

$$p_{a ser} = (4217.84 + 525) \frac{1}{4} = 1185.71 \text{ Kg}$$

Donc:

$$q_{ser} = 1185.71 / (0,25)^2 = 18971.36 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{ser} = 18971.36 \text{ S'}$$

Tableau IV.22 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) :

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	S' m ²)	P' _{ser} =q _{ser} .S'	M _{0x} (Kg.m)	M _{0y} (Kg.m)
1	0.65	0.67	0.072	0.057	2.4	45531.26	3797.31	3250.93
2	0.43	0.67	0.098	0.073	1.6	30354.18	3417.88	2810.80
3	0.65	0.46	0.08	0.067	1.65	31302.74	2923.68	2598.13
4	0.43	0.46	0.113	0.088	1.1	20868.50	2725.43	2308.06

- Moments dus aux charges localisées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 181.18 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 150.06 \text{ kg.m}$$

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

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

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

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

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.30}{2.40} = 0,96 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 0.96 \text{ (E.L.S)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.04 \\ \mu_y = 0.9385 \end{cases}$$

$$M_{0xr} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot l_x^2 = 0.04 \times 475 \times 2.30^2 = 100.51 \text{ Kg.m}$$

$$M_{0yr} = \mu_y \cdot M_{0xr} = 0.9385 \times 100.51 = 94.32 \text{ Kg.m}$$

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

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 181.18 + 100.51 = 281.69 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 150.06 + 94.32 = 244.38 \text{ kg.m}$$

Les moments en travées et en appuis :

$$M_{\text{tx}} = 0,85 M_{0x} = 239.44 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{ty}} = 0,85 M_{0y} = 207.72 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{ax}} = M_{\text{ay}} = 0,50 M_{0x} = 140.85 \text{ kg.m}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

❖ **Suivant L_x :**

▪ **En travée :**

$$M_{\text{tx}} = 2394.4 \text{ N.m} ; A_t = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0.$$

- **Position de l'axe neutre (y) :**

$$Y = by^2/2 + n A_s' (y-d) - n A_s (d-y) = 0$$

On a :

$$A_s' = 0 ; \text{ et } n = 15$$

D'où :

$$50y^2 - 15 \times 3,14(13.5 - y) = 0$$

$$\text{Donc : } y = \mathbf{3.13 \text{ cm}}$$

- **Calcul du moment d'inertie:**

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

$$I = 100 \cdot (3,13)^3/3 + 15 \cdot 3,14(13.5 - 3,13)^2$$

$$\mathbf{I = 6087.13 \text{ cm}^4}$$

- **La contrainte dans le béton σ_{bc} :**

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

$$\sigma_{bc} = (2394.4 / 6087.13) \times 3.13 = 1.23 \text{ Mpa}$$

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

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 1.23 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

- **Sur appuis :**

$$M_{app} = 1408.5 \text{ N.m} , A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} , A' = 0.$$

- **Position de l'axe neutre (y) :**

$$Y = 3,13 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie (I):**

$$I = 6087,13 \text{ cm}^4$$

- **La contrainte dans le béton σ_{bc} :**

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

$$\sigma_{bc} = (1408.5 / 6087.13) \times 3,13 = 0.72 \text{ Mpa}$$

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

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 0.72 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- ❖ Suivant L_y :

- **En travée :**

$$M_{ly} = 2077.2 \text{ N.m} ; A_t = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0.$$

- **Position de l'axe neutre (y) :**

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

- **Calcul du moment d'inertie:**

$$I = 4167,69 \text{ cm}^4$$

- **La contrainte dans le béton σ_{bc} :**

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

$$\sigma_{bc} = (2077.2 / 4167,69) \times 2,57 = 1.28 \text{ Mpa}$$

- La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma_{bc}}$:

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 1,28 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

IV.6.7 Disposition du ferrailage:

IV.6.7.1 Arrêt des barres :

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total.

$$Fe400 ; f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } L_s = 40\Phi = 40 \times 0,10 = 4 \text{ cm.}$$

* Cas des charges uniformes.

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

IV.6.7.2 Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max \left(L_s ; \frac{1}{4} \left(0,3 + \frac{Ma}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max (32 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}).$$

$$L_1 = 33 \text{ cm.}$$

$$L_2 = \max (L_s ; L_1/2) = \max (32 \text{ cm} ; 16,5 \text{ cm})$$

$$L_2 = 32 \text{ cm.}$$

IV.6.7.3 Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis a raison d'un sur deux dans le cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieurs au $L_x / 10$ de la portée.

$$L_x / 10 = 230 / 10 = 23 \text{ cm}$$

IV. 6.8 Les Armatures finales :

- Suivant L_x :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\text{T}10 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\text{T}10 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

- Suivant L_y :

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\text{Ø}10 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\text{T}10 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

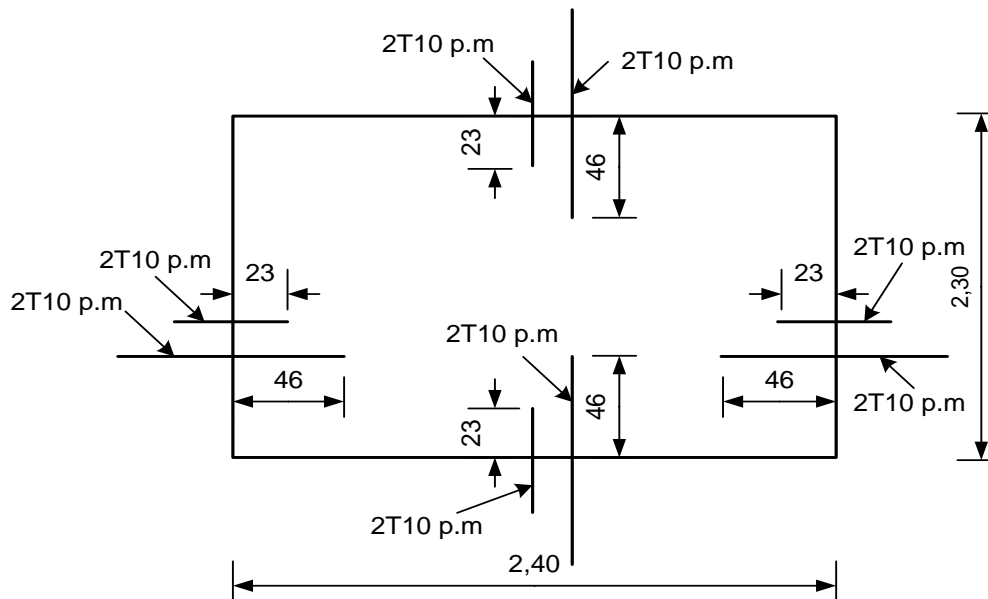


Figure IV.31 : Ferrailage Supérieur (sur appui) du panneau de dalle d'ascenseur

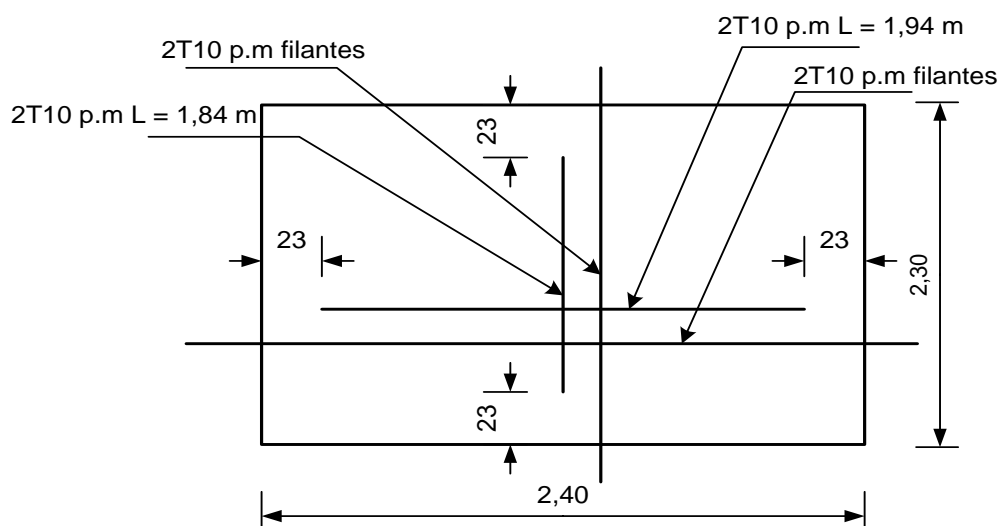


Figure IV.32 : Ferrailage inférieure (en travée) du panneau de dalle d'ascenseur

IV. 6.9 Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99 (version 2003); l'épaisseur du voile doit être ≥ 15 cm.

On adopte une épaisseur $e_p = 20$ cm.

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrillé par: $A_{\min} = 0,1\% b.h t = 0,01.100.20 = 2\text{cm}^2/\text{ml}$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec $5T10/\text{ml}$ soit ($A_{\text{adopte}} = 3,93\text{cm}^2/\text{ml}$)

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