4.1-Acrotère :

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.

2- Dimensions:

La hauteur h = 60 cm

L'épaisseur ep = 10 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)

3- Calcul des sollicitations:

3.1- Poids propre:

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

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

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

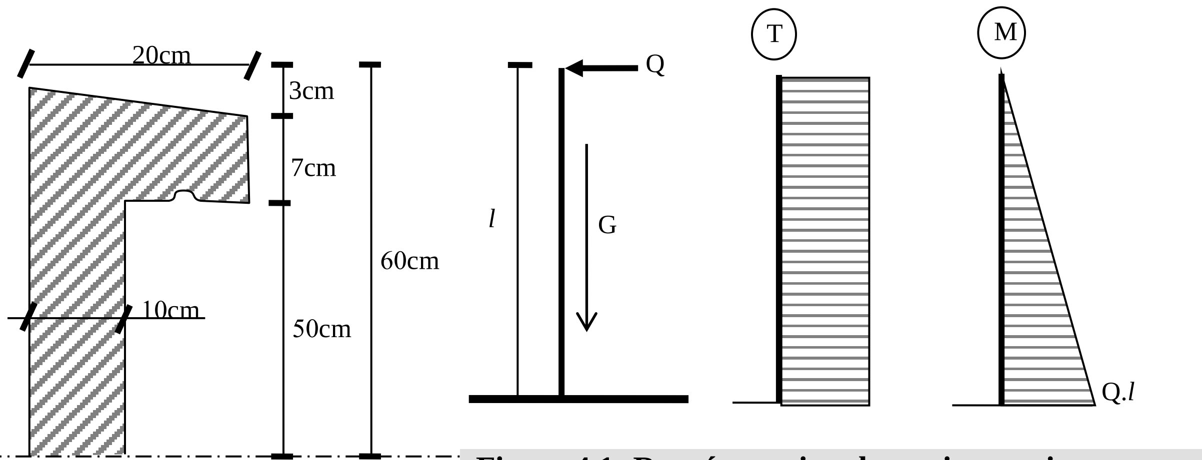


Figure.4.1- Représentation des actions agissantes sur l'acrotère

3.2- Surcharge:

Une surcharge due à l'application d'une main courante Q=1,00KN/m

N_u = 1,35 G =1,35 x 1,71 = 2,31KN/ml

M_u = 1,5. Q.h = 1,5 x 1 x 0,6 = 0,9 KN.m

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

-Enrobage :

Vu que la fissuration préjudiciable

On prend C = C' = 2cm

L'excentricité: $e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,31} = 0,39m$

ep/2=0,10/2=0,05m < 0,39m

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

4- Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:

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

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

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

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

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

$$-0,80KN.m < 24,79KN.m$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire bxh= (100x10) cm²

5- Calcul du ferraillage E. L. U. R :

M_u = 0,97 KN.m

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

5.1- Vérification de l'éxistence des armatures comprimée A' :

$\mu_l = 0.8\,\alpha_l.(1 - 0,4.\alpha_l)$

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

µl=0,8x 0,668(1- 0,4x 0,668)= 0.392> µ=0,0084⇒ A'=0

µ=0,0084 ⇒ β=0,996

On calcul:

A_fs: section d'armatures en flexion simple.

A_fc: section d'armatures en flexion composée.

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

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100.\sigma_s} = 0{,}31 - \frac{2{,}312.10^3}{100.348} = 0{,}24 \; cm^2/ml$$

5.2-Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:

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

M_{ser} = Q.h = 1 .0,6 = 0,6 KN.m

e_{ser}=Mser/Nser=0,6/1,71=0,35m=35cm

d=0,9ht=9cm ; b=100cm

$$As\min = \frac{d \times b \times f_{t28}}{fe} \times \frac{e_{ser} - 0{,}45\ d}{e_{ser} - 0{,}185\, d} \times 0{,}23 = 1{,}01 \; cm^2/ml$$

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

On adopte 4T6 p.m; As = 1,13 cm²/ml ; St =33cm

Les armatures de répartition:

Ar=As/4=1,13/4=0,28 cm²/ml

On adopte:As=1,13cm²/ml soit 4ϕ 6p.m

6-Vérification des contraintes (E. L. S):

Mser=Nser(e-c+h/2)

Mser=1,71(0,35 -0,02+0,1/2)=0,65 KN.m

Position de l'axe neutre:

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

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

Moment d'inertie :

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

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

a- Détermination des contraintes dans le béton comprimé σbc :

$$\sigma_b = \frac{Mser}{I}.y_1 = \frac{650}{1064{,}68} \times 1{,}59 = 0{,}97 MPa$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.fc28 = 15 Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 0{,}97 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa .... condition\ \ vérifiée$$

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

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

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

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

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

$$\sigma_{st} = 69,86Mpa \prec \overline{\sigma}_{st} = 202Mpa \text{...............condition vérifiée}$$

c- Contrainte de cisaillement :

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

$$T = 1,5Q = 1,5KN$$

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

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

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

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

d- Vérification du ferraillage 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:

$$\boxed{Fp=4. Cp. A. Wp} \quad (1)$$

A: coefficient d'accélération de zone A = 0,15

Cp: facteur de force horizontal Cp=0,8

Wp: poids propre de l'acrotère Wp = 1,71 KN

Fp: force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: Fp < 1,5Q

Fp = 4. 0,15. 1,71. 0,8= 0,82KN

Fp =0,82 KN < 1,5Q = 1,5KN …………condition Vérifiée.

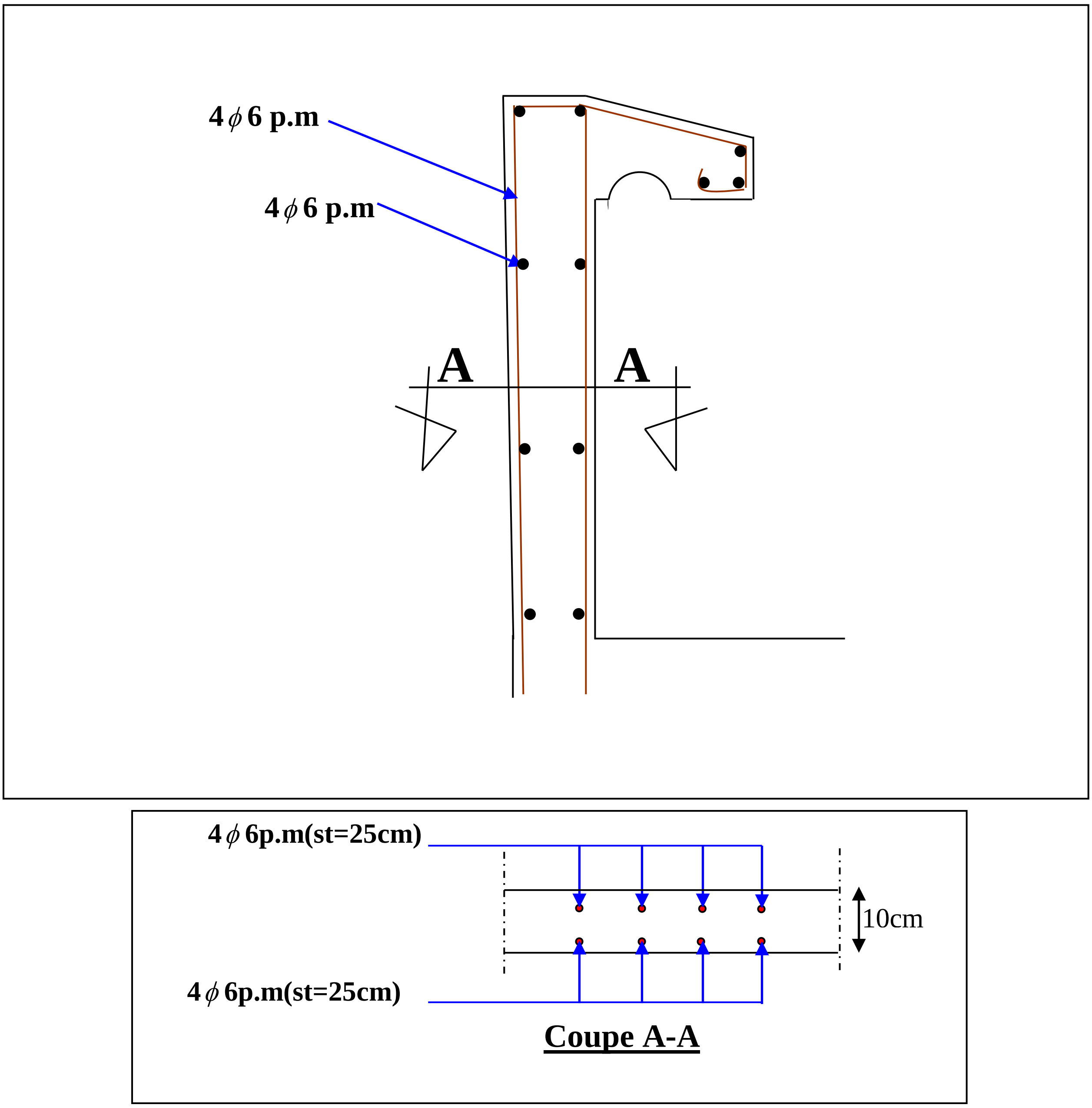


Fig.4.2- Schéma du ferraillage d'acrotère

4.2- Balcon:

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.

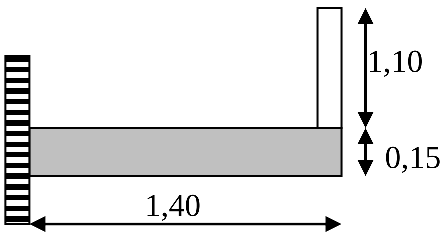
L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

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

Donc on adopte e = 15cm

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

- **Type 1 :**(séchoir)



- **Type 2 :** (balcon)

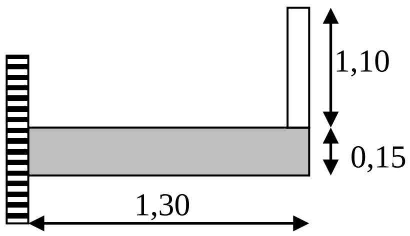


Figure.4.3- Schéma représente les types des balcons

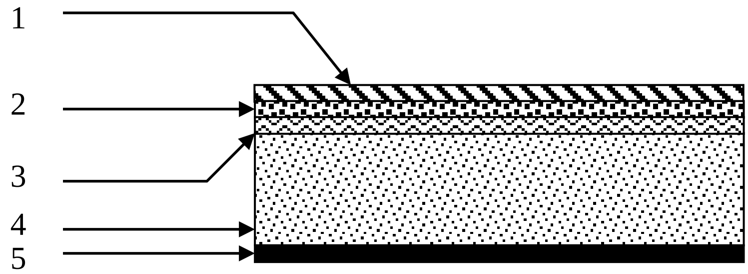
Le calcul se fera à la flexion simple pour une bonde d'un mètre linéaire.

On adopte pour les balcons, le séchoir une épaisseur de 16cm.

2-Exemple de calcul :(Type 1)

2.1- 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
				$\sum$ G = 5,27



Poids propre G= 5,27 KN/m²

Surcharge Q =3,5 KN/m²

Q_u = 1,35G +1,5Q =12,36 KN/m²

Charge par ml: **Qu** =12,36x1 = **12,36 KN/ml**

<u>Calcul de la charge concentrée:</u>

<u>1- Poids propre du mur :</u>

P= δ x b x h x1m=13x 0,1x 1,1x1m =**1,43 KN**

P_U = 1,35P = 1,93KN

P_S = 1,43KN

<u>Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max:</u>

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

T_{max} =Q_u.l+P_u=19,23KN

d =0,9 h = 13,5 cm

2.2-Ferraillage du balcon :

M (KN.m)	μ	β	A'	A_{cal}	A_{adop} (cm²/ml)	$A_r=A_s/4$	A_{adop} (cm²/ml)
14,81	0,057	0,970	0	3,25	4T12 Pm A_s =4,52 St =33cm	1,13cm²	4T8 A_s =2,01 st=33 cm

3- Vérifications :

3.1- Condition de non fragilité :

A_{min} = 0,23bd f_{t28} /fe = 0,23x100 x13,5x 2,1 /400 = 1,63 cm²/ml

A =3,25cm² > A_{min} =1,63cm^2……………condition Vérifiée.

3-2 Contrainte de cisaillement:

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

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

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

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

3.3- Contrainte d'adhérence :

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

n = 4 : nombre.d'armatures longitudinales tendues

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

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

$\tau_{se} = 1,26MPa \prec \overline{\tau_{se}} = 3,15MPa$...........condition vérifiée

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

Qser =G+Q = 8,77KN.ml et Pser = 1,43KN

Mser = -10,60KN.m

Détermination de la position de l'axe neutre:

by²/2-15As(d –y)=0

50y²+67,80y -915,30 = 0 $\Rightarrow$ y =3,65cm (position de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée)

Détermination du moment d'inertie:

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

$$I = 8199,02 cm^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{Mser}{I} y_1 = \frac{10,60 \times 10^3}{9447,05} \times 3,65 = 4,72 MPa$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6.fc28 = 15Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 4,72MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \text{..................condition..vérifiée}$$

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

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

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

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

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

$$\sigma_{st} = 191,02 Mpa \prec \overline{\sigma_{st}} = 202 Mpa \text{..............condition..vérifiée}$$

4- Vérification de la flèche :

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

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

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

Détermination du centre de gravité :

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

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times 7,5 + 15 \times 4,52 \times 13,5}{100 \times 15 + 4,52 \times 15} = 7,76 cm$$

$$Y_1 = Y_G = 7,76 cm$$

$Y_2 = h - Y_G = 7,24$ cm.

Calcul du moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100(7,76)^3}{3} + \frac{100 \times (7,24)^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (13,5 - 7,76)^2 = 30460,24cm^4$$

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

$$F = \frac{(1,40)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 30460,24}\left[\frac{8,77 \times 1,40}{8} + \frac{1,43}{3}\right] = 0,060cm$$

$$F = 0,060cm$$

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

$$F_{cal} = 0,060cm < F_{adm} = 0,56cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{conditio n..vérifié e.}$$

5- Tableau 4.1- Récapitulatif des armatures des différents types des balcons:

Type	01	02
M_u (KN.m)	14,81	12,95
T_u (KN)	19,23	18
M_{ser} (KN.m)	10,60	9,27
µ	0,057	0,050
A	0,073	0,064
Z (cm)	14,01	14,07
A_{cal} (cm²/ml)	3,25	2,83
A_{min}(cm²/ml)	1,63	1,63
Choix d'acier (p.m)	4T12	4T12
A_{adopte} (cm²/ml)	4,52	4,52
A_r (cm²/ml)	1,13	1,13
Choix d'acier (p.m)	4T8	4T8
$\sigma_{bc}(Mpa)$	4,72	4,13
$\overline{\sigma}_{bc}(Mpa)$	15	15
$\tau_u(Mpa)$	0,14	0,13
$\overline{\tau}_u(Mpa)$	2,5	2,5
Flèche (cm)	0,060	0,013
F_{adm}(cm)	0,56	0,52

4.3- PORTE-A-FAUX :

1-Introduction:

Un porte-à-faux est une dalle pleine continue travaillant à la flexion simple.

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

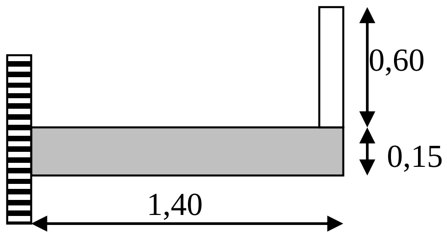
L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

- 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 PORTES-A-FAUX sont les suivantes :

- **Type 1 :**



- **Type 2 :**

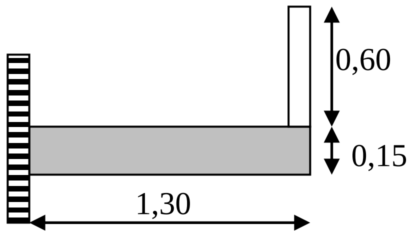


Figure.4.4- Schéma représente les types des portes a faux

2-Descente de charge:

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité $\frac{KN}{m^3}$	Poids $\frac{KN}{m^2}$
1	Protection en gravillons	0,02	6,00	0,12
2	Etanchéité multicouche	0,04	20,00	0,80
3	Forme de pente en béton léger	0,05	22,00	1,10
4	Isolation thermique en liège	0,15	25,00	3,75
5	Poids propre de la dalle	0,02	10,00	0,20
6	Enduit en plâtre	0,04	4,00	0,16

Poids propre G= 6,13KN/m².

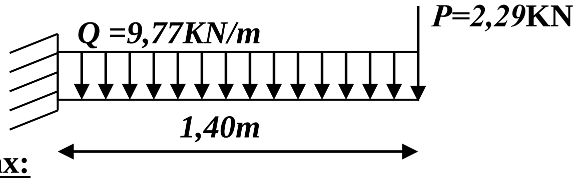
La charge des murs (force concentrée) P=1,70KN.

La charge d'exploitation (charge répartie) Q=1KN/m².

$\mathbf{Q_u}$ = 1,35G +1,5Q =9,77 KN/m²

P_u = 1,35P =2,29KN/m².

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



Q_u = 9,77 KN/mL

P_u = 2,29 KN/mL.

2-1-Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max:

$$M_{max} = -\frac{Q_u.l^2}{2} - P_u.l = -12,78KN.m$$

T_{max} =Qu.l+Pu=15,97KN.

d =0,9.h = 13,5 cm

3-Ferraillage des portes à faux :

M (KN.m)	μ	β	A'	A_{cal}	A_{adop} (cm²/ml)	A_r=A_p/4	A_{adop} (cm²/ml)
12,78	0,050	0,974	0	2,83	4T12 Pm A_p =4,52 St =33 cm	1,13cm²	4T8 A_s =2,01cm² st=33cm

4- Vérifications :

4.1- Condition de non fragilité :

A_{min} = (0,23.b.d.f_{t28}) /fe = 1,63 cm²/ml

A = 2,93cm² > A_{min}=1,63 cm² ……………condition Vérifiée.

4.2- Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{15,97 \times 10}{13,5 \times 100} = 0,12MPa$$

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

1) $\tau_u = 0,12MPa < \overline{\tau_u} = 2,5MPa$......................condition.vérifiée

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

4.3- Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{15,97 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 4 \times 3,768 \times 10^2} = 0,87Mpa$$

n = 4 : nombre d'armatures longitudinales tendues

$$\mu = 2\pi\frac{1,2}{2} = 3,768cm, \text{ périmetre d'armatures tendues.}$$

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

$$\tau_{se} = 0,87MPa \prec \overline{\tau_{se}} = 3,15MPa..........\text{condition vérifiée}$$

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

Qser=G+Q=7,13 KN/ml et Pser=1,70KN

Mser= - 9,37KN.m.

-Détermination de la position de l'axe neutre:

(by²/2)-15.As (d –y)=0

50y²+67,8y -915,30= 0 $\Rightarrow$ y =3,65 cm (position de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée).

-Détermination du moment d'inertie:

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

$$I = 8199,02 cm^4$$

-Détermination de contrainte dans le béton comprimé σbc :

$$\sigma_{bc} = \frac{Mser}{I} y_1 = \frac{9,37 \times 10^3}{8199,02} \times 3,65 = 4,17 MPa$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6.fc28 = 15 Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 4,17 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \text{.................condition..vérifiée}$$

-Détermination des contraintes dans l'acier tendu σst :

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

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{Mser}{I}(d - y_1) = 15 \times \frac{9,37 \times 10^3}{8199,02}(13,5 - 3,65) = 168,85 MPa$$

$$\sigma_{st} = 168,85 Mpa < \overline{\sigma_{st}} = 202 Mpa \text{..............condition non vérifiée}$$

6- Vérification de la flèche

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

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

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

Détermination du centre de gravité :

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

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times 7,5 + 15 \times 4,52 \times 13,5}{100 \times 15 + 4,52 \times 15} = 7,76\text{cm}$$

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

$Y_2 = h - Y_G = 7,24$ cm.

Calcul du moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100(7,76)^3}{3} + \frac{100 \times (7,24)^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (13,5 - 7,76)^2 = 30426,24\text{cm}^4$$

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

$$F = \frac{(1,40)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 30426,24}\left[\frac{7,13 \times 1,40}{8} + \frac{1,70}{3}\right] = 0,051\text{cm}$$

$$F = 0,051\text{cm}$$

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

$$F_{cal} = 0,051\text{cm} < F_{adm} = 0,56\text{cm}\text{.................................condition vérifiée.}$$

7- Tableau 4.2- Récapitulatif des armatures des différents types des portes à faux:

Type	01	02
M_u (KN.m)	12,78	11,23
T_u (KN)	15,97	14,99
M_{ser} (KN.m)	9,37	8,23
M	0,050	8,23
A	0,064	0.056
Z (cm)	12,23	12,28
A_{cal} (cm^2/ml)	2,83	2,44
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)	4T8	4T8
$\sigma_{bc}(Mpa)$	4,17	3,66
$\overline{\sigma}_{bc}(Mpa)$	15	15
$\tau_u(Mpa)$	0,12	0,11
$\overline{\tau}_u(Mpa)$	2,5	2,5
Flèche (cm)	0,051	0,030
F_{adm}(cm)	0,56	0,56

4.4-Escaliers:

-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.

1-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.

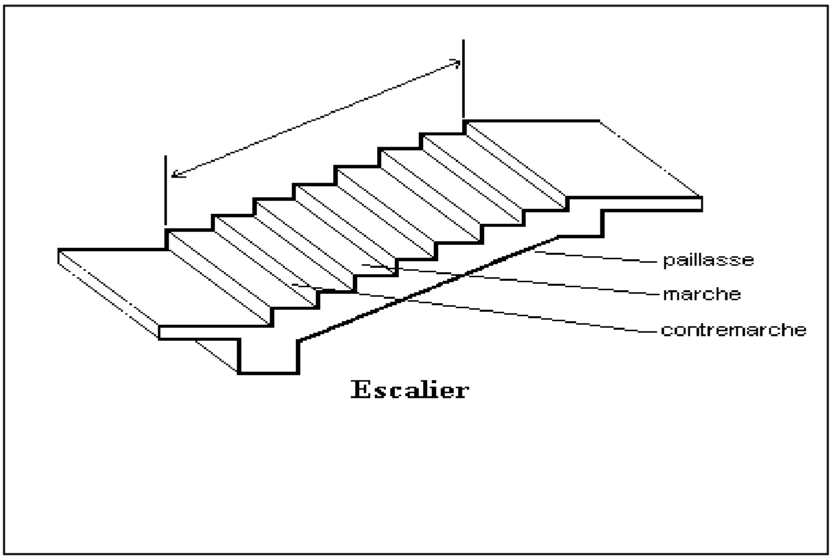


Figure.4.5- Schéma d'un escalier.

2-Dimensions des escaliers:

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

$$59 \le 2h + g \le 66cm \text{.....................} (1)$$

Avec :

h : Hauteur de la marche (contre marche),

g : Largeur de la marche,

On prend 2h+g=64cm

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

n : Nombre de contre marches

L : Projection horizontale de la longueur total du 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.

3-Etude d'un escalier à deux volées :

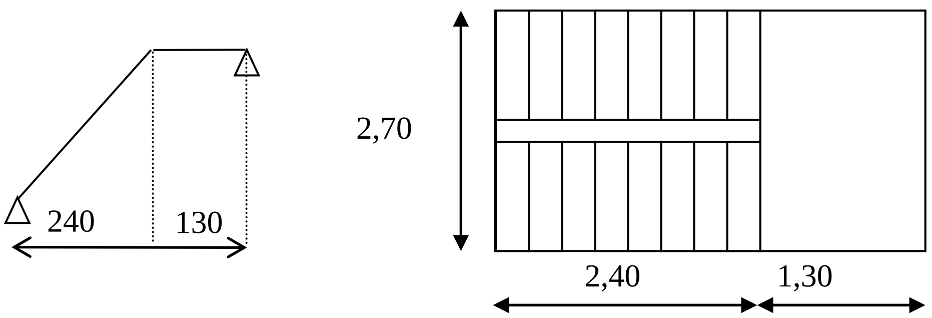


Figure.4.6- Schéma statique d'escalier.

3.1- Dimensionnement des marches et contre marches :

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

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

Et puis : **m n²-(m+L +2H) n+2H=0 …. (2)**

Avec : m=64cm et H=306/2=153cm et L=240cm

Donc l'équation (2) devient : **64n²-610n+306=0**

La solution de l'équation est : **n=9 (nombre de contre marche)**

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

Puis: **h=**$\dfrac{H}{n} = \dfrac{153}{10} =$**15,30 cm ; donc on prend : h =17 cm**

g +2h = 64 donc :g =30cm

D'après la formule de BLONDEL on a :

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

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

L'inégalité vérifiée, on a 8 marches avec g=30cm et h=17cm.

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

3.2- Epaisseur de la paillasse (ep):

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

$$\Leftrightarrow \frac{310}{30\times0{,}87} \leq e_v \leq \frac{310}{20\times0{,}87} \Leftrightarrow 11{,}87\text{cm} \leq e_v \leq 17{,}81\text{cm}$$, on prend: **e_v =12 cm**

3.3-Epaisseur de palier (ep):

$$ep = \frac{e_v}{\cos\alpha} = \frac{12}{0{,}87} = 13{,}79cm$$

On prend **: ep=14cm**.

3.4- Tableau 4.3- Evaluation des charges et des surcharges:

a)Paillasse :

N=⁰	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** R_h x20x h/g	0,02	20,00	0,23
5	**Mortier de ciment vertical** epx20x 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** $h/2 \times 22$	/	22,00	1,87
8	**Garde- corps**	/	/	0,10
9	**Enduit en ciment 2x0,1/0,87**	0,02	10,00	0,23

-Charge permanente **: G=7,27KN/m²**

-Surcharge **: Q=2,5KN/m²**

q_u= (1,35G+1,5Q).1m =13,56KN/ml

q_{ser}= (G+Q).1m=9,77KN/ml

b) Palier :

N=⁰	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=4,86KN/m²**
- Surcharge d'exploitation **: Q=2,5KN/m²**

$\begin{cases} q_u = 10{,}31\,KN/ml \\ q_{ser} = 7{,}36\,KN/ml \end{cases}$

3.5- Calcul du moment maximal en travée a L.E.L.U :

$\begin{cases} \text{n Charge due au paillasse : } q_1 = 13{,}56KN/ml \\ \text{Charge due au palier : } q_2 = 10{,}31KN / ml \end{cases}$

$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A+R_B= (13{,}56x2{,}40) + (10{,}31x1{,}30) = 45{,}94$ KN

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow -R_a \times 3{,}70 + (13{,}56 \times 2{,}4^2) + (10{,}31 \times \frac{1{,}30^2}{2})$$

R_A= 24,34KN et R_B=21,60KN

Schéma statique

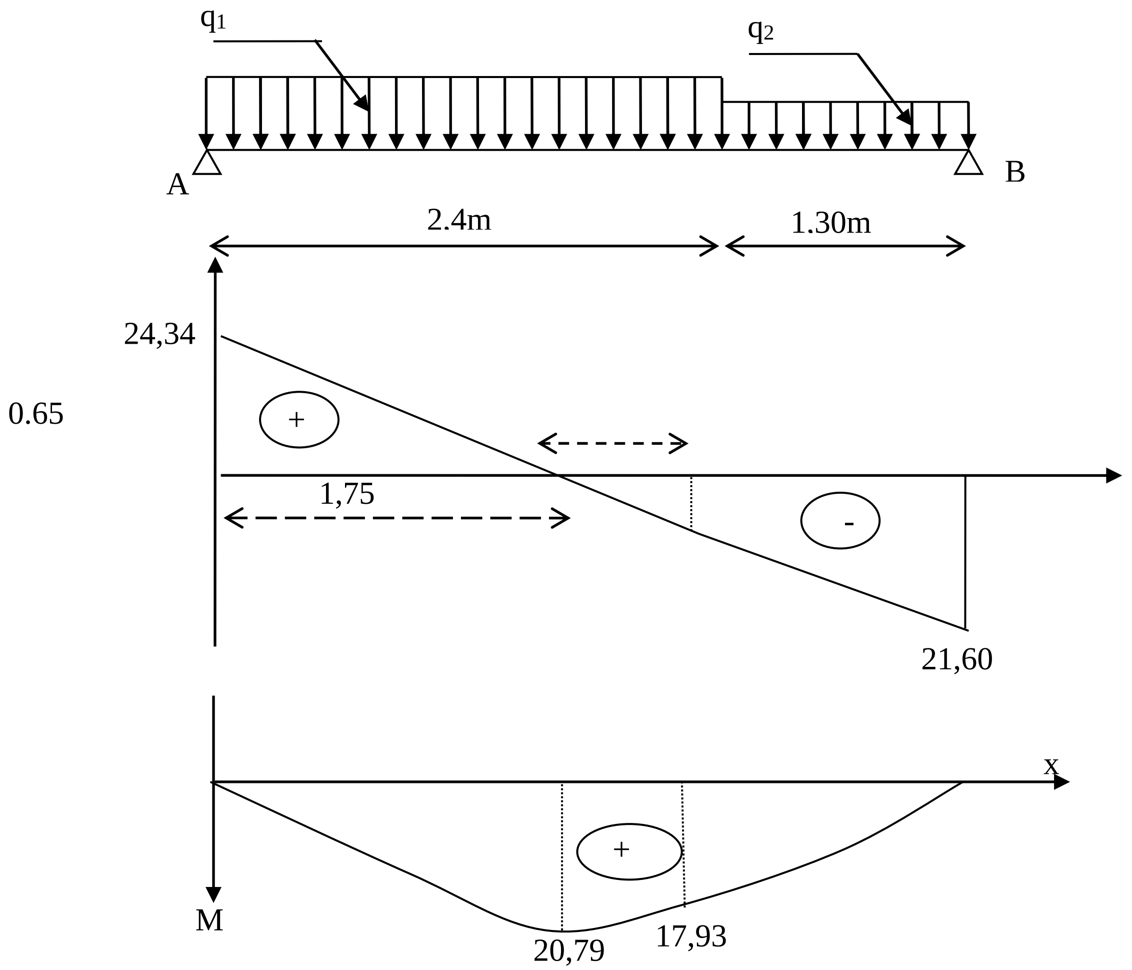


Figure.4.7-Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant.

3.6-Calcul du moment maximal en travée a L .E.L.S : Charge due au paillasse

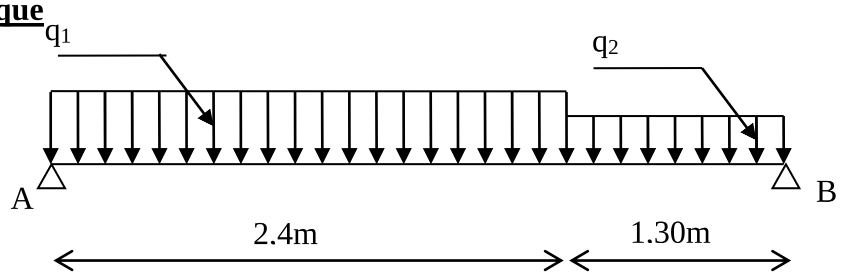
$$\begin{cases} q_1 = 9,77 KN/ml \\ \text{Charge due au palier} \quad q_2 = 7,36 KN / ml \end{cases}$$

$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A+R_B= (9,77x2,40) + (7,36x1,30) = 33,01KN$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow -R_a \times 3,70 + (9,77 \times 2,4^2) + (7,36 \times \frac{1,30^2}{2})$$

$R_A= 17,52KN$ et $R_B=15,49KN$

Schéma statique



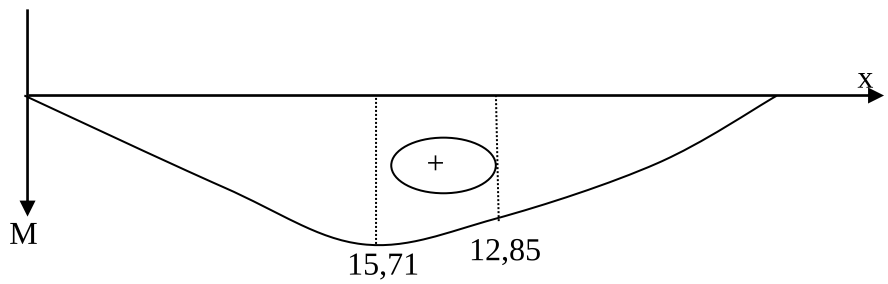


Figure.4.8- Diagramme des moments fléchissant [KN.m]

E.L.U :

Donc: $\mathbf{M_{max}=20,79KN.m}$

D'où : $\mathbf{M_T=0,85.20,79=17,67KN.m}$

$\mathbf{Ma=0,40.20,79=8,32KN.m}$

3.7- Tableau.4.4- Ferraillage de paillasse:

Caractéristique	$h_{travée}$=12cm h_{appui}=14cm	b=100cm	Fe=400	σ_s=348Mpa	$D_{travée}$=0,9.h=10,8cm D_{appui}=0,9.h=12,6cm		
/	M(KN.m)	μ	β	$A_{cal}(cm^2)$	A_{ad}(cm)	$A_r=A_{ad}/4$	$A_{r\ adoptée}$
Travée	17,67	0,107	0,944	4,98	5T12/ml =5,65cm² St=20cm	1,41	4ϕ8/ml =2,01cm² St=31cm
Appuis	8,32	0,036	0,982	1,93	4T10/ml =3,14cm² St=31cm	0,78	3ϕ8/ml =1,51cm² St=45cm

1-Vérifications:

Condition	**Vérification**	
Condition de non fragilité	En travée $A_{min}=0,23b.d.f_{t28}/Fe=1,30cm^2$	A=5,65cm² $A>A_{min}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau=\frac{T}{b.d}=\frac{24,34}{100\times10.8}\times10=0,22Mpa$ $\bar{\tau}_u$=min(0,13f_{c28},5Mpa)=3,25Mpa	$\bar{\tau}_u>\tau_u$ Condition vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A\geq\frac{1,15}{Fe}(Tu+\frac{Ma}{0,9d})$ $A\geq\frac{1,15}{400}(24,34\times10^{-3}+\frac{8,32.10^{-3}}{0,9\times0,126})=2,26cm^2$ $A\geq2,26cm^2$	A=3,14cm² A=3,14>A=2,26cm² Condition vérifiée

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

En travée :

Mt_{ser}=12,89 KN.m ; As=5,65cm²/ml

Position de l'axe neutre:

$$\frac{by^2}{2}-15\times As(d-y)=0$$

$$50y^2+84,75y-915,3=0\Rightarrow y=3,51cm$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2 = 5945{,}41 cm4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{12{,}89 \times 10^3}{5945{,}41} \times 3{,}51 = 3{,}55 Mpa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times fc_{28} = 15 Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 7{,}61 Mpa \prec \overline{\sigma}_{bc} = 15 Mpa \text{.........condition.vérifiée}$$

Sur appui:

Ma_{ser}=6,22KN.m, As=3,14cm²/ml

Position de l'axe neutre:

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times As(d-y) = 0$$

$$50y^2 + 47{,}1y - 593{,}46 = 0 \Rightarrow y = 3{,}01 cm$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2 = 5240{,}73 cm4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6{,}22 \times 10^3}{5240{,}73} \times 3{,}01 = 3{,}55 Mpa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times fc_{28} = 15 Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 3{,}55 Mpa \prec \overline{\sigma}_{bc} = 15 Mpa \text{.........condition.vérifiée}$$

3-Vérification de La flèche: Selon le B.A.E.L 91 :

Condition	Vérification	
$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{30}$	0,07≥0,033	Condition vérifiée
$A_s/b.d \geq 2/f_e$	0,0064≥0,005	Condition vérifiée

II -Etude de La poutre palière:

1-Dimensionnement:

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

L : la portée de la poutre L = 2,70m

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 18cm \leq h \leq 27cm \\ 0{,}3d \leq b \leq 0{,}4d \Rightarrow 9{,}45cm \leq b \leq 12{,}60cm \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} h = 35cm \\ b = 30cm \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ \dfrac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 35cm > 30cm.........\text{condition verifiée} \\ 30cm > 20cm.........\text{condition verifiée} \\ \dfrac{35}{30} = 1{,}16 < 4.....\ \text{condition verifiée} \end{cases}$$

2-Charge supportée par la poutre:

Poids propre de la poutre: $0{,}3 \times 0{,}35 \times 25 = 2{,}62 KN/m$

La charge d'exploitation : Q =2,50KN/m

Réaction du palier sur la poutre R_b = 24,30 KN/m

On a: **q_u =1,35x2,62+1,5x 2,5 +24,30KN/m=31,58KN/m**

q_{ser} = 2,62+2,5+24,30 = 29,42 KN/m

2.1- Calcul des sollicitations (E.L.U):

$$M_0 = \frac{q_u . l^2}{8} = 31{,}58 \times \frac{(2{,}70)^2}{8} = 28{,}78 KN.m$$

$M_t = 0{,}85.M_0 = 24{,}46$KN.m

$M_a = 0{,}4.M_0 = 11{,}51$KN.m.

3- Tableau 4.5- Le Ferraillage de la poutre palière :

Caractéristique	h =35cm	b =30cm	d = 0,9h=15,3cm	σs =348Mpa	*Fe=400Mpa*
/	M(KN.m)	μ	β	A_{CAL} (cm²)	$A_{adopté}$
En travée	24,46	0,936	0,936	6,37	A_S=6,15cm² soit 3T14 +1T14
En appui	11,51	0,150	0,918	3	A_S=3,39 soit 3T12

4- Vérifications:

4.1- Condition de non fragilité:

$A_{min} \geq 0{,}23 b.d.f_{t28} / fe = 1{,}14 cm^2$

En travée: 6,37 $cm^2 > 1{,}14 cm^2$

En appuis:3 $cm^2 > 1{,}14 cm^2$

4.2- Vérification de la contrainte de compression du béton:

Q_{ser} =29,42KN/m

$$M_{ser} = \frac{Ql^2}{8} = 29{,}42 \times \frac{(2{,}70)^2}{8} = 26{,}80 \text{ KN.m}$$

$M_{t.ser}$=0,85.26,80 = 22,78 KN.m

M_a=0,4.26,80 = 10,72 KN.m

En travée:

Position de l'axe neutre: As = 6,15cm^2 ; d=31,5cm

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times As(d-y) = 0$$

$$y = 11{,}18cm$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2 = 52064{,}40cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{22{,}78 \times 10^3}{52064{,}40} \times 11{,}18 = 4{,}89Mpa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times fc_{28} = 15Mpa$$

$\sigma_{bc} = 4{,}89Mpa \prec \overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa$.........condition vérifiée

Sur appui:

As=3,39cm² $\Rightarrow$ y=8,77cm

I_0=33017,06 cm4

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10{,}72 \times 10^3}{33017{,}06} \times 8{,}77 = 2{,}85Mpa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times fc_{28} = 15Mpa$$

$\sigma_{bc} = 2{,}85Mpa \prec \overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa$.........condition vérifiée

1-Contrainte de cisaillement:

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

$$T = \frac{Q.L}{2} = 31{,}58 \times \frac{2{,}7}{2} = 42{,}63KN$$

$$\tau_u = \frac{42{,}63 \times 10}{30 \times 31{,}5} = 0{,}45Mpa$$

$$\overline{\tau}_u = \min\{0{,}13f_{c28}, 5Mpa\} = 3{,}25Mpa$$

$\tau_u = 0{,}45Mpa \prec \overline{\tau}_u = 3{,}25Mpa$...........condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement

4-3-Armatures transversales:At:

-Diamètre des armatures At:

$Ø_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, Ø_L\right\} = \min\{10mm, 30mm, 14mm\}$

On prend $Ø_t$=8mm

-Espacement S_t:

$S_t \leq \min\{0,9d.40cm\} = \min\{28,35 ; 40\}cm$

D'après le R.P.A 99 (version 2003)

Zone nodale $St \leq \min\{15cm, 10Ø_L\} = \min\{15;14\}cm \Rightarrow S_t = 10cm$

Zone courante $St \leq 15Ø_L = 21\text{cm}$ donc on prend $S_t = 15cm$.

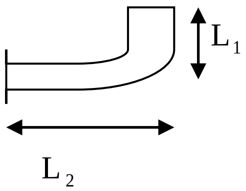
-Ancrage des armatures tendues:

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

La longueur de scellement droit l_s:

$l_s = \frac{Ø.f_e}{4.\tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38cm$

On prévue une courbe égale à :r=5,5 Ø =7,7cm



$L_2 = d - \left(c + \frac{Ø}{2} + r\right) = 31,5 - (3 + 0,7 + 8) = 19,8\text{cm}$

$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 2,19 \times 7,7 - 19,8}{1,87} = 6,45\text{cm}$

-Calcul de la flèche :

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

Condition	Vérification	
$h_t/L \geq 1/16$	35/270=0,13>0,0625	Condition vérifiée
$h_t/L \geq M_{t.ser}/10.M_{0.SER}$	0,13>22,78/10.26,80=0,085	Condition Vérifiée
$A_s/b.d \leq 4,2 f_e$	6,15/30.31,5=0,0065<0,0105	Condition Vérifiée

Donc il est inutile de calculer la flèche.

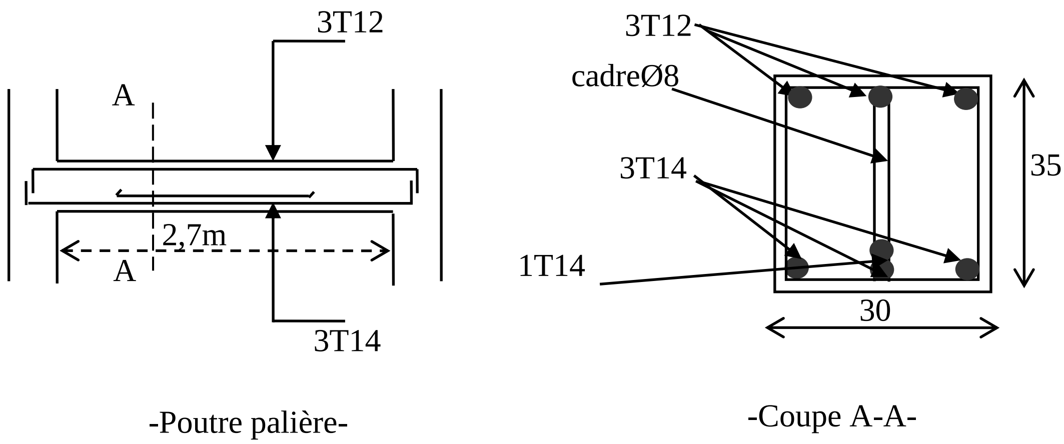


Figure.4.9- Ferraillage de la poutre palière.

3-Palier

3.1- Etude de la dalle pleine :

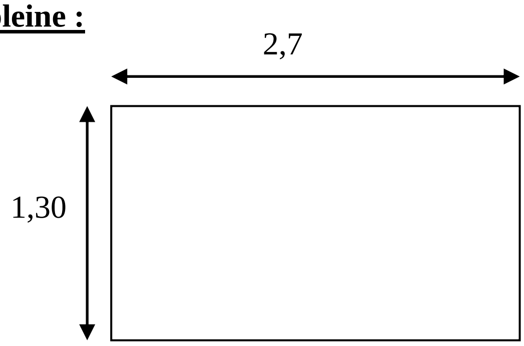


Figure.4.10- Dimension de la dalle pleine.

3-2- Calcul l'épaisseur de la dalle :

On prend l'épaisseur de la dalle : e_p =14 cm

- Charge permanente G = 4,86 KN/m^2
- Charge d'exploitation Q = 2,5 KN/m^2
- Combinaison à L'E.L.U :

  q = 1,35G+1,5Q

  q = 1,35x4,86+1,5x2,5 = 10,31 KN/m^2.

3-3- Ferraillage de la dalle à L'E.L.U :

Le calcul de la dalle consiste d'étudier une bande de 1m et l'épaisseur **e = 14cm.**

Calculons les valeurs des moments M_x suivant L_x ; My suivant L_y ; sont déterminés en utilisant un programme de calcul en flexion simple des éléments finis quadrilatères à quatre Nœuds.

a- Suivant L_x :

1- En appuis :

M_{ax} = 8,67 KN.m

$$\mu = \frac{M_{ax}}{\sigma_{bc}.b.d^2} = \frac{8{,}67.10^3}{14{,}17.100.(12{,}6)^2} = 0{,}039 < \mu_r = 0{,}392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1{,}25.(1 - \sqrt{1 - 2.\mu}) = 0{,}051$$

$$Z = d.(1 - 0{,}4.\alpha) = 12{,}34cm$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\sigma_s.Z} = 2{,}05cm^2 / ml$$

2- En travée :

M_{tx} = 19,02 KN.m

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_{bc}.b.d^2} = \frac{19{,}02.10^3}{14{,}17.100.(12{,}6)^2} = 0{,}084 < \mu_r = 0{,}392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1{,}25.(1 - \sqrt{1 - 2.\mu}) = 0{,}109$$

$$Z = d.(1 - 0{,}4.\alpha) = 12{,}05cm$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_s.Z} = 4{,}52cm^2 / ml$$

b- Suivant L_y:

1- En appuis:

M_{ay} = 8,96 KN.m

$$\mu = \frac{M_{ay}}{\sigma_{bc}.b.d^2} = \frac{8{,}96.10^3}{14{,}17.100.(12{,}6)^2} = 0{,}040 < \mu_r = 0{,}392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1{,}25.(1 - \sqrt{1 - 2.4}) = 0{,}051$$

$$Z = d.(1 - 0{,}4.\alpha) = 12{,}38cm$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\sigma_s.Z} = 2{,}08cm^2 / ml$$

2- En travée:

M_{ty} = 4,74 KN.m

$$\mu = \frac{M_{ty}}{\sigma_{bc}.b.d^2} = \frac{4{,}76.10^3}{14{,}17.100.(12{,}6)^2} = 0{,}021 < \mu_r = 0{,}392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1{,}25.(1 - \sqrt{1 - 2.\mu}) = 0{,}026$$

$$Z = d.(1 - 0{,}4.\alpha) = 10{,}68cm$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\sigma_s.Z} = 1{,}28cm^2 / ml$$

-Condition de non fragilité:

a- Sens L_y:

1- En travée :

$A_{ty\,min} = 8.h_0 = 8.0,\ 14 = 1{,}12\ cm^2/ml$

$A_{ty\ min}$ = 1,12cm^2/ml < 1,28cm^2/ml donc : A_{ty} = 1,28 cm^2/ml

On adopte **:** Aty = 2,36 cm^2/ml soit : **3T10 /ml**

S_t = 25cm < min (3h$_0$; 33cm) = 33cm

<u>2- En appuis:</u>

$A_{ay\ min} = A_{ty\ min}$..[(3-α)/2] ; α = 1,50/3,00 = 0,5

$A_{ay\ min}$ = 1, 12. [(3-0, 5)/2] = 1, 4 cm^2/ml

$A_{ay\ min}$ = 1, 4 cm^2/ml < $A_{ay\ cal}$ = 2, 08 cm^2/ml

Donc on adopté: A_{ay} =3,14 cm^2/ml soit **4T10/ml**

S_t = 25cm < min (3h$_0$; 33cm) = 33cm

<u>b- Sens L_x:</u>

<u>1- En travée:</u>

$A_{tx\ min}$ = 8.h$_0$ = 8x0,14 = 1,12 cm^2/ml

$A_{tx\ min}$ = 1,12cm^2/ml < 4,54 cm^2/ml. Donc : A_{tx} = 4,54 cm^2/ml

On adopte **:** Atx = 4,62 cm^2/ml soit **3T14/ml**

S_t = 25cm < min (3h0; 33cm) = 33cm

<u>2- En appuis:</u>

$A_{ax\ min} = A_{ax\ min}$.[(3-α)/2] , α = 1,5/3,00 = 0,5

$A_{ax\ min}$ = 2,6 cm^2/ml > $A_{ax\ cal}$ = 2,08 cm^2/ml

Donc on adopte : A_{ax} = 3,14cm^2/mL soit **4T10/mL.**

<u>3.4- Vérifications Vis-à-vis E.L.S :</u>

D'après un programme **M.E.F**; elle nous donné les moments suivant**:**

$M_{tx\ ser}$ = 1,40 KN.m

$M_{ty\ ser}$ = 0,52KN.m

$M_{ax\ ser}$ = 0,66 KN.m

$M_{ay\ ser}$ = 0,66 KN.m

<u>a- En travée :</u>

-Sens L_x :

$M_{tx\ ser}$ = 1,4 KN.m; A = 4,62cm^2/ml; A' = 0.

-Détermination de (y) et moment d'inertie :

$$D = \frac{15.A_s}{b} = \frac{15.4,62}{100} = 0,693cm$$
$$E = 2.D.d = 2.0,693.12,6 = 17,46cm^2$$
$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,471 + \sqrt{(0,693)^2 + 17,46} = 3,54cm$$
$$I = \frac{by^3}{3} + 15.A_s(d-y)^2 = \frac{100.(3,54)^3}{3} + 15.4,62.(12,6-3,54)^2$$
$$I = 7167,11cm^4$$

- Détermination de бb :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{1,4\times10^3}{7167,11}\times3,54 = 0,69Mpa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$$
$$\sigma_{bc} = 0,69MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa .... condition.vérifiée.$$

Les armatures calculées à L.E.L.U conviennent.

-Sens L_y:

$M_{ty\ ser}$ = 0, 52 KN.m; A =3,14cm^2/ml; A'= 0.

y = 3,00 cm ; I = 5240, 74 cm^4.

$$\sigma_{bc} = \frac{0,52.10^3}{5240,74}.3 = 0,29Mpa$$
$$\sigma_{bc} = 0,29MPa$$
$$\sigma_{bc} = 0,29MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa .... condition.vérifiée.$$

Les armatures calculées à L.E.L.U conviennent.

b- En appuis :

-Sens L_x :

$M_{ax\ ser}$ = 0,66 KN.m ; A= 3,14 cm^2/ml ; A'=0.

$$D = \frac{15.A}{b} = \frac{15.3,14}{100} = 0,471cm$$
$$E = 2.D.d = 2.0,471.12,6 = 11,86cm^2$$
$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} = 3,00cm$$
$$I = \frac{by^3}{3} + 15.A_s(d-y)^2 = \frac{100.(3,00)^3}{3} + 15.3,14.(12,6-3,00)^2$$
$$I = 5240,74cm^4$$

-Détermination de бb:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{0{,}66.10^3}{5240{,}74}.3 = 0{,}37 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0{,}37 MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

-Sens Ly:

$M_{ay\ ser}$ = 0,66KN.m; A = 3,14cm^2/mL; A' = 0.

y = 3,00cm; I = 5240,74 cm^4.

$$\sigma_{bc} = \frac{0{,}66.10^3}{5240{,}74}.3 = 0{,}37 Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 0{,}37 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0{,}37 MPa \langle \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa ....condition\ \ vérifiée$$

Les armatures calculées à L.E.L.U conviennent.

-Vérification de la flèche:

D'après les calculs de M.E.F f_x = 0,20mm.

$$\Delta F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{2900}{500} = 5{,}80 mm.$$

$$donc : \Delta F = 0{,}26 mm < \Delta F_{adm} = 5{,}80 mm.\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Condition vérifiée.}$$