

### III.1 Acrotère :

L'acrotère est un muret d'une hauteur de 60 cm et d'une épaisseur de 10 cm, il est généralement situé en bordure de toitures terrasses afin de protéger la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, il assure aussi la sécurité en formant un écran pour prévenir toute chute quelle qu'elle soit.

Il est réalisé en béton armé et est soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante ( $N_Q = Q = 1 \text{ kN/m}$ ) ainsi qu'au séisme qui crée un moment de renversement. Il est considéré comme étant une console encastree au plancher terrasse.

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

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

#### III.1.1 Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité :

a) Poids propre :

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

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

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

b) Effort normal :

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

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

c) Moment de flexion :

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

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

d) Effort tranchant :

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

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

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

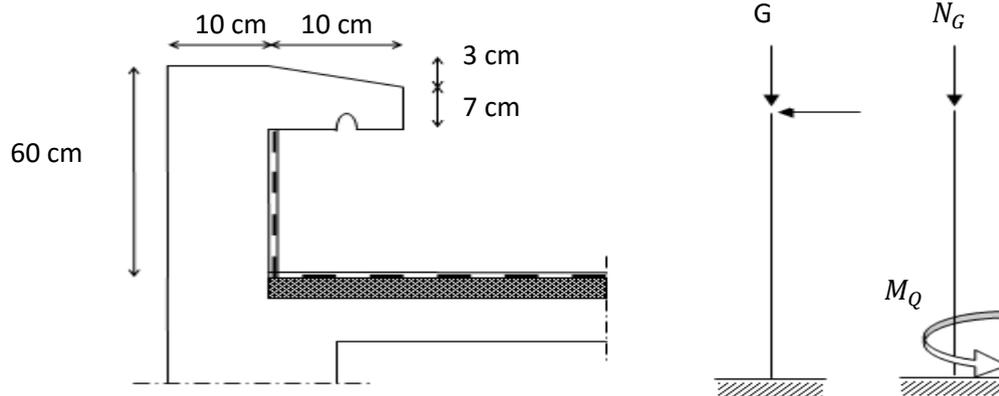


Figure III.1 : la dimension de l'acrotère et l'efflorescences

e) Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend

$$C = C' = 2 \text{ cm.}$$

f) Excentricité :

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

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

$e_p$  : Epaisseur de l'acrotère.

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

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

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

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

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

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

$-0,81 < 24,80 \text{ kN.m}$  ; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (100 x 10) cm<sup>2</sup>.

**III.1.3 Calcul du ferrailage (E.L.U.) :**

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

**III.1.3.1 Vérification de l'existence des armatures comprimée A' :**

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

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

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

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

On calcul :

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

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

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

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

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

a) Les armatures principales :

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

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

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

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

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

On adopte 4Φ8 p.m. ;  $A_s = 2,08 \text{ cm}^2/ml$  ; ;  $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Les armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,08}{4} = 0,52 \text{ cm}^2/ml$$

On adopte :  $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/ml$  ; Soit : 4Φ6 p.m.

**III.1.4 Vérification des contraintes (E.L.S.) :**

a) Moment de service :

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

b) Position de l'axe neutre :

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

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

c) Moment d'inertie :

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

**III.1.4.1 Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

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

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

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

**III.1.4.2 Détermination des contraintes dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$  :**

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

Avec :

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

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

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

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

**III.1.4.3 Contrainte de cisaillement :**

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

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

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

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

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

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

### III.1.4.4 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,08

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

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

$F_p$  : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

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

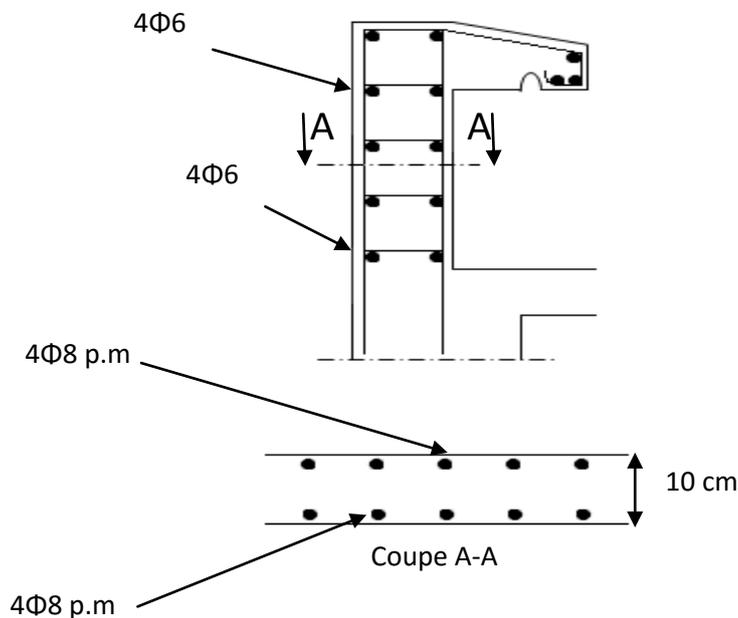


Figure III.2 : Ferrailage de l'acrotère.

### III.2 La cage d'ascenseur :

L'ascenseur est un dispositif électromécanique, qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il se trouve dans les constructions dépassants les 5 étages, où l'usage des escaliers devient fatigant.

L'ascenseur est installé dans la cage d'ascenseur, ou il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine.

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

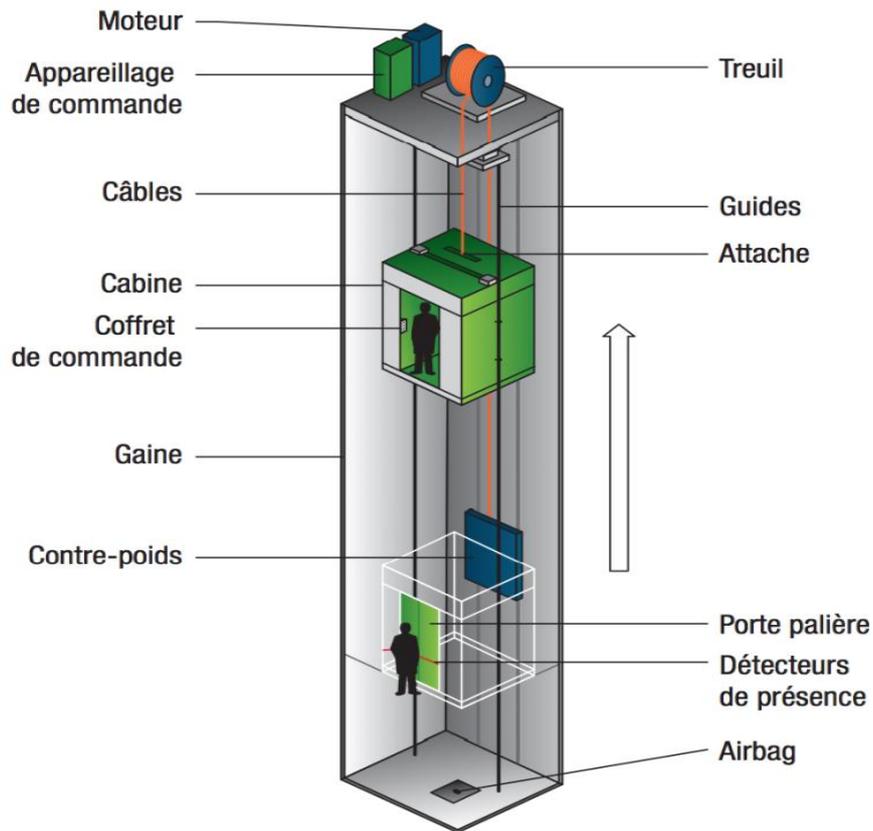


Figure III.4 : Schéma d'un ascenseur.

### III.2.1 Calcul du poids des composants de l'ascenseur :

L'ascenseur mécanique est constitué de :

- Treuil de levage et sa poulie ;
- Cabine ou bien une benne ;
- Un contre poids.

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

$P_m$  : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoire, câbles ;

$Q$  : La charge en cabine ;

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

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m<sup>2</sup>. Ses dimensions selon (NFP82-22).

Largeur de la cabine : 1,30 m

Profondeur de la cabine : 1,50 m

Hauteur : 2,20 m

La largeur de passage libre : 0,8 m

La hauteur de passage libre : 2,00 m

La hauteur de la course : 24,48 m

La surface latérale :  $S = ((2 \times 1,5) + 1,3) \times 2,20 = 9,46 \text{ m}^2$ .

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

Tableau III.1 : Poids des composants de l'ascenseur.

Poids de la cabine : $S = 9,46 \text{ m}^2$	$M_1 = 11,5 \times 9,46 \times 1,30 = 141,43 \text{ kg}$
Poids du plancher : $S = 2,2 \times 1,70 = 3,74 \text{ m}^2$	$M_2 = M_0 \times S = 110 \times 3,74 = 411,4 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M_3 = M_{01} \times S = 20 \times 3,74 = 74,8 \text{ kg}$
Poids de l'arcade :	$M_4 = 60 + (80 \times 1,30) = 164 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M_5 = 50 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de la cabine : $S = 0,2 \times 0,8 = 1,6 \text{ m}^2$	$M_8 = 80 + (1,6 \times 25) = 120 \text{ kg}$

- Poids mort total :  $P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 1101,63 \text{ kg}$
- Contre poids :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1101,63 + \frac{675}{2} = 1439,13 \text{ kg}$

### III.2.2 Calcul des la charge total $q_u$ :

#### III.2.2.1 Calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité  $C_s$  est de 10 et le rapport  $D/d$  (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons.

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

$$\text{On a : } C_r = C_s \times M$$

Avec :

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

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

$M$  : Charge statique nominale portée par la nappe.

$$\text{Et : } M = Q + P_m + M_g$$

$M_g$  : Poids du câble.

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

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1101,63) = 21319,56 \text{ kg}$$

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

$$C_r = \frac{21319,56}{0,85} = 25081,84 \text{ kg}$$

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

Avec :

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

$n$  : Nombres des câbles.

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

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{25081,84}{8152 \times 2} = 1,54$$

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

### III.2.2.2 Calcul des poids des câbles :

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

Avec :

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

$n$  : Nombre des câbles,  $n = 2$  ;

$L$  : Longueur du câble,  $L = 39,78 \text{ m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 39,78 = 41 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1101,63 + 41 = 1817,63 \text{ kg}$$

### III.3.2.3 Vérification de $C_r$ :

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

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{27716,8}{1817,63} = 15,24 > 12 ; \text{Condition vérifiée}$$

**III.2.2.4 Calcul de la charge permanente total G :**

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

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 1101,63 + 1439,13 + 1200 + 41 = 3781,76 \text{ kg}$$

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

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6117,88 \text{ kg}$$

**III.2.3 Vérification de la dalle au poinçonnement :**

La dalle de l'ascenseur risque de se pincer sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge  $q_u = 6117,88 \text{ kg}$ .

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6117,88}{4} = 1529,47 \text{ kg/m}$$

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

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

Avec :

$q_0$  : La charge de calcul à l'E.L.U ;

$h_0$  : Epaisseur totale de la dalle,  $h_0 = 15 \text{ cm}$  ;

$\mu_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

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

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

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

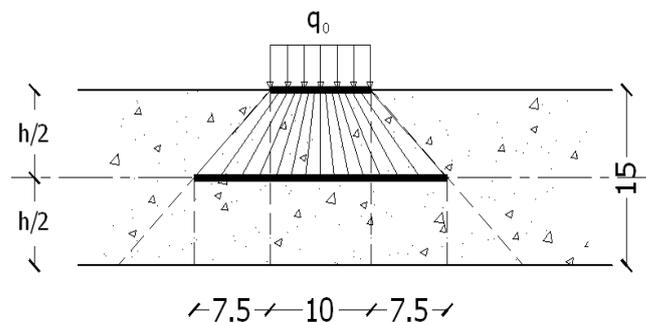
$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

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

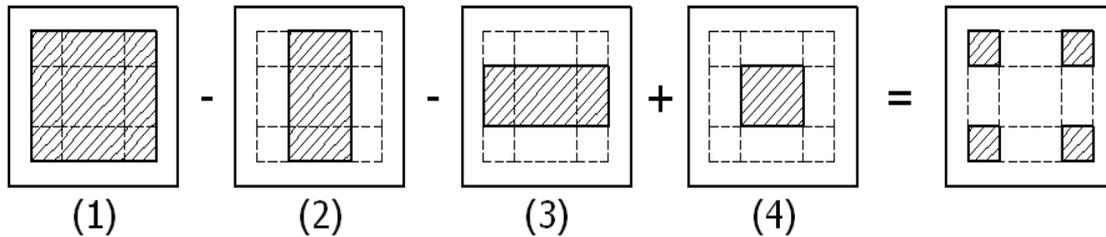
$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0$$

$$= 1529,47 \text{ kg}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement.



### III.2.4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



a) Distances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 70 \text{ cm} \\ V = 125 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

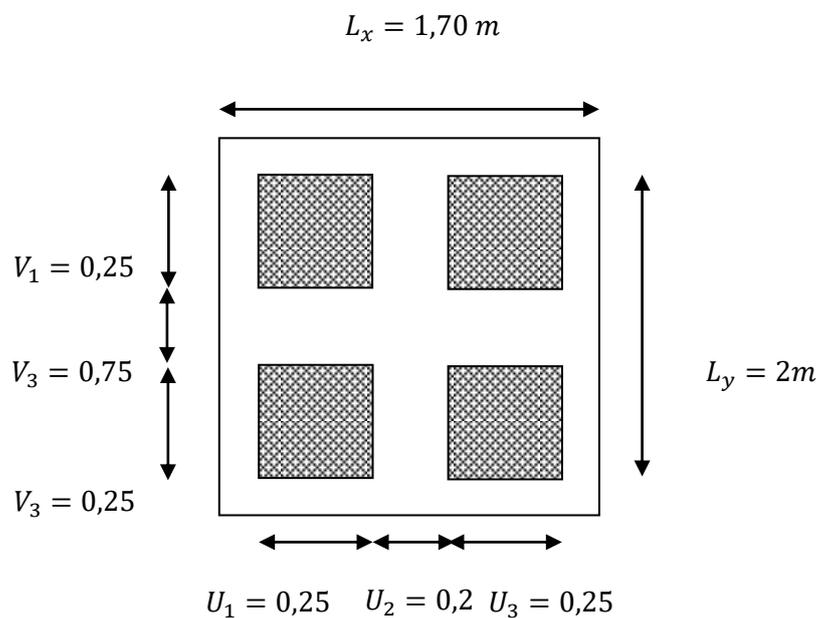
$$\begin{cases} U = 20 \text{ cm} \\ V = 125 \text{ cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 70 \text{ cm} \\ V = 75 \text{ cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 20 \text{ cm} \\ V = 75 \text{ cm} \end{cases}$$



b) Calcul des moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + vM_2)P \text{ et } M_y = (M_2 + vM_1)P$$

$v$  : le coefficient de Poisson.

$$\text{A l'E.L.U (} v = 0 \text{)} : M_x = M_1 \times P \text{ et } M_y = M_2 \times P \text{ et } P = P' \times S$$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A ( $25 \times 25$ )  $\text{cm}^2$  est :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{1529,47}{0,25^2} = 24471,52 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :  $L_x = 1,70 \text{ m}$  et  $L_y = 2 \text{ m}$ .

Tableau III.2 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	$M_1$	$M_2$	Surface (m <sup>2</sup> )	P = P'.S (kg)	$M_x$ (kg.m)	$M_y$ (kg.m)
1	0,41	0,62	0,109	0,066	0,87	21290,22	2320,63	1405,15
2	0,11	0,62	0,151	0,076	0,25	6117,88	923,8	464,96
3	0,41	0,37	0,126	0,086	0,52	12725,19	1603,37	1094,36
4	0,11	0,37	0,181	0,102	0,15	3670,73	664,4	374,41

c) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 457,86 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 220,24 \text{ kg.m}$$

d) Moments dus aux charges réparties (poids propre) :  $0,75 M_{ox}$

d.1) Chargement :

$$L_x = 1,70 \text{ m et } L_y = 2 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

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

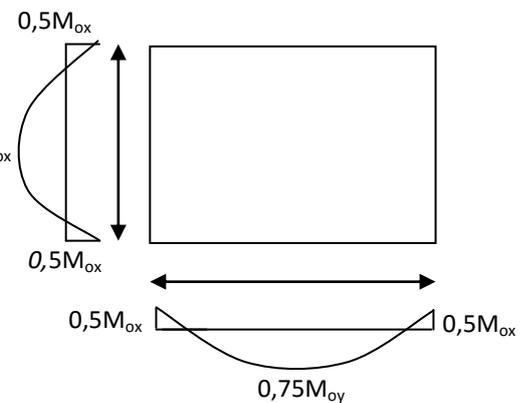
$$\text{Charge ultime : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg / m}$$

d.2) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,70}{2} = 0,85$$

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

$$\alpha = 0,85 \rightarrow \mu_x = 0,0506 \text{ et } \mu_y = 0,6864$$



Donc :  $M_{x2} = 95,96 \text{ kg.m}$  et  $M_{y2} = 65,86 \text{ kg.m}$

d.3) Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 457,86 + 95,96 = 553,82 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 220,24 + 65,86 = 286,1 \text{ kg / m}$$

Les moments retenus sont :

En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 415,36 \text{ kg / m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 214,575 \text{ kg / m}$$

Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 276,91 \text{ kg / m}$$

### III.2.5 Calcul du ferrailage de la dalle :

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

On a :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 15 \text{ cm}$  ;  $d = 13,5 \text{ cm}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348$  ;  $\mu_1 = 0,392$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ; Fissuration peu préjudiciable.

a) En travée :

- Sens  $L_x$  :

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 415,36 \text{ kg / m} = 4153,6 \text{ N.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4153,6}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,016 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,992$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4153,6}{0,992 \times 13,5 \times 348} = 0,9 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Sens  $L_y$  :

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 214,575 \text{ kg / m} = 2145,75 \text{ N.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2145,75}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,008 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,996$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2145,75}{0,996 \times 13,5 \times 348} = 0,46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 276,91 \text{ kg} / \text{m} = 2769,1 \text{ N.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2769,1}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,01 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,9995$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2769,1}{0,9995 \times 13,5 \times 348} = 0,59 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

c) Section minimale des armatures :

Puisque  $h_0 = 15 \text{ cm}$  ( $12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$ ) et  $\alpha = 0,85$ , on peut appliquer la formule suivante :

- Sens  $L_y$  :

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

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,46 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0,58 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

- Sens  $L_x$  :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left( \frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left( \frac{3 - 0,85}{2} \right) = 1,3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 0,9 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \min} = 1,3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0,58 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

d) Choix des aciers :

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

En travée :

- Sens  $L_x$  :

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p. m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

- Sens  $L_y$  :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p. m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Sur appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} A_a = 1,3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p. m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Armatures transversal :

Il y a nécessité de disposer des armatures transversales :

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

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

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

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

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

$V_x$  et  $V_y$  : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties.

$V_v$  et  $V_u$  : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées.

- On calcule  $V_x$  et  $V_y$  :

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

$$V_x = 656,25 \times \frac{1,70}{2} \frac{1}{1 + \frac{0,85}{2}} = 391,44 \text{ N} = 0,91 \text{ kN}$$

$$V_y = 656,25 \times \frac{1,70}{3} = 371,87 \text{ N} = 0,37 \text{ kN}$$

$$V_y < V_x$$

- On calcul  $V_v$  et  $V_u$  :

$$V_v = \frac{q_0}{2u + v} = \frac{1529,47}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 2039,29 \text{ N} = 20,39 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{q_0}{3u} = \frac{1529,47}{3 \times 0,25} = 2039,29 \text{ N} = 20,39 \text{ kN}$$

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

Donc :

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v = 0,91 + 20,39 = 21,3 \text{ kN} ; \text{Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u = 0,37 + 20,39 = 20,76 \text{ kN} ; \text{Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u \text{ tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x} ; V_{u \text{ tot } y}) = 21,3 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} = \frac{21,3 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,16 \text{ MPa}$$

$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$  ; On vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,62 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,62 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

### III.2.6 Vérification à l'E.L.S :

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

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{ser} \end{cases} \text{ avec : } v = 0,2 \text{ (E.L.S)}$$

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

$$P_{a \text{ ser}} = (G + Q) \frac{1}{4} = (3781,76 + 675) \frac{1}{4} = 1114,19 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a \text{ ser}}}{u \times v} = \frac{1114,19}{0,25^2} = 17827,04 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$P'_{ser} = 17827,04 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :  $L_x = 1,70 \text{ m}$  et  $L_y = 2 \text{ m}$ .

Tableau III.3 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	$M_1$	$M_2$	Surface (m <sup>2</sup> )	$P'_{ser}$ (kg / m <sup>2</sup> )	$M_{0x}$ (kg.m)	$M_{0y}$ (kg.m)
1	0,41	0,62	0,109	0,066	0,87	15509,52	1895,26	1361,73
2	0,11	0,62	0,151	0,076	0,25	4456,76	740,71	473,30
3	0,41	0,37	0,126	0,086	0,52	9270,06	1327,47	1030,83
4	0,11	0,37	0,181	0,102	0,15	2674,05	538,55	369,55

b) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 365,63 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 227,15 \text{ kg.m}$$

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

c.1) Chargement :

$$L_x = 1,70 \text{ m et } L_y = 2 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

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

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

c.2) Moments dus au charges réparties (E.L.S) :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,70}{2} = 0,85$$

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

$\alpha = 0,85 \Rightarrow \mu_x = 0,058$  et  $\mu_y = 0,778$  ; Tirée de l'abaques de Pigeaud

Donc :  $M_{0xr} = 79,62 \text{ kg.m}$  et  $M_{0yr} = 62 \text{ kg.m}$

c.3) Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 445,25 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 289,15 \text{ kg / m}$$

Les moments retenus sont :

- En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 333,94 \text{ kg / m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 216,86 \text{ kg / m}$$

- Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 222,62 \text{ kg / m}$$

### III.2.7 Vérification des contraintes dans le béton :

- Suivant  $L_x$  :

a) En travée :

$$M_{tx} = 3339,4 \text{ N / m} ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

a.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{ cm}^4$$

a.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3339,4}{6087,14} \times 3,12 = 1,71 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,71 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

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

b) Sur appuis :

$$M_a = 2226,2 \text{ N / m} ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0$$

b.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

b.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{ cm}^4$$

b.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2226,2}{6087,14} \times 3,12 = 1,14 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,14 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

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

- Suivant  $L_y$  :

a) En travée :

$$M_{ty} = 2168,6 \text{ N / m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

a.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{ cm}^4$$

a.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2168,6}{6087,14} \times 3,12 = 1,11 \text{ MPa}$$

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

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

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

### III.28 Disposition du ferrailage :

a) Arrêt des barres :

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

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

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

b) Cas des charges uniformes :

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

c) Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max\left(L_s ; \frac{1}{4}\left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right)L_x\right) = \max(32 \text{ cm} ; 34 \text{ cm}) = 34 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(32 \text{ cm} ; 17 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$$

d) Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{170}{10} = 17 \text{ cm}$$

e) Armatures finales :

- Suivant  $L_x$  :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

- Suivant  $L_y$  :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 4T10 \text{ p. m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 4T10 \text{ p. m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

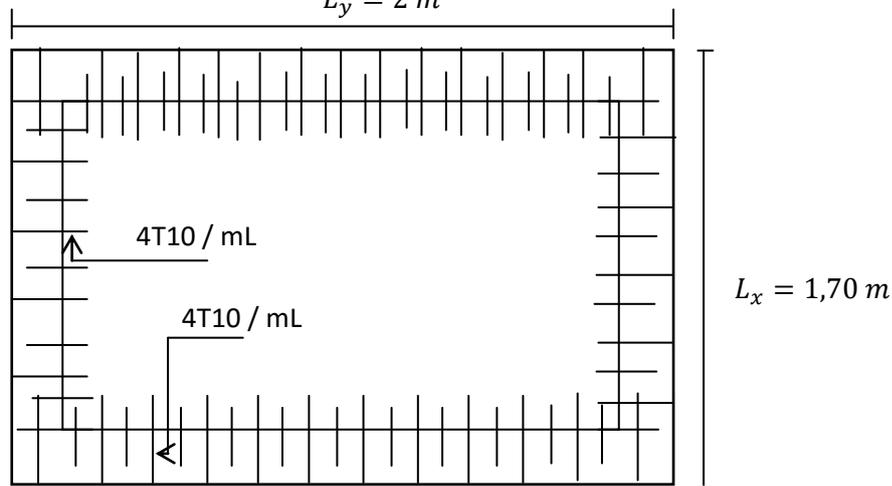


Figure III.5 : Ferrailage de la dalle de l'ascenseur.

### III.2.9 Voile de la cage d'ascenseur :

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

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

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrillé par :

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

L'espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$

### III.3 Les escaliers :

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

Ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie, l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter sans fatigue, ce qui implique une conservation de la cadence des pas ou une

régularité dans son exécution, cet équilibre est réalisé par une relation entre la hauteur d'une marche et le giron :

$2h + g = p$  ; avec  $p$  : l'amplitude du pas.

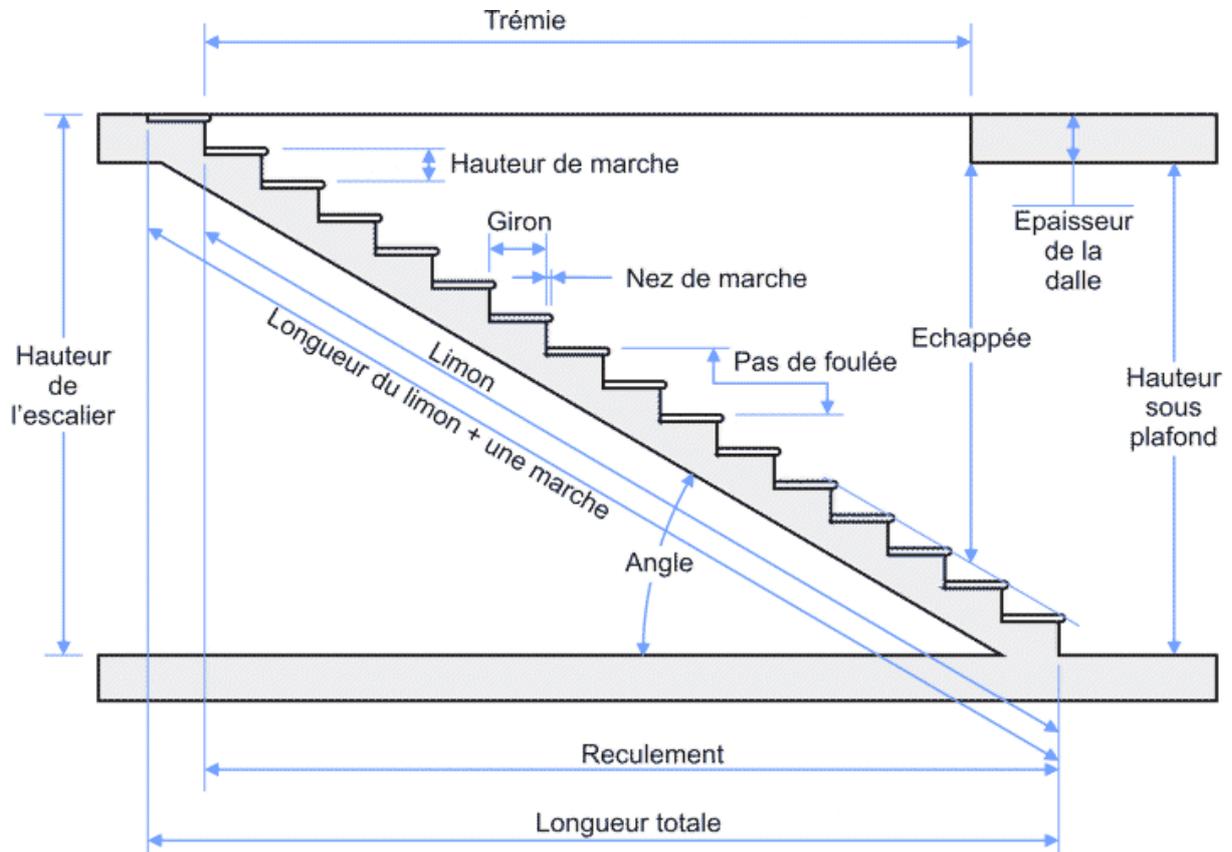


Figure III.6 : Coupe descriptive d'un escalier.

Notre structure a deux types d'escaliers :

- Escalier à 2 volets ;

### III.3.1 Dimensions des escaliers :

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

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

Avec :

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

$g$  : La largeur de la marche.

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

On a aussi c'est deux formules :

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

Avec :

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

n : Le nombre de contre marche :

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

### III.3.2 Etude d'un escalier à deux volées :

a) Dimensionnement des marches et contre marches :

D'après (1), on a :

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

Donc d'après Blondel on a :

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

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

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

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

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

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

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

On vérifie avec la formule de Blondel :

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

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

L'angle d'inclinaison est :

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

b) Epaisseur de la volée ( $e_v$ ) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \rightarrow 9,20 \leq e_v \leq 13,79$$

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

c) Epaisseur du palier ( $e_p$ ):

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

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

### III.3.3 Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

a) Volée :

Revêtement en carrelage horizontal (2 cm) : ..... 2 X 0,20 = 0,40 kN/m<sup>2</sup>

Mortier de ciment horizontal (2 cm) : ..... 2 X 0,20 = 0,40 kN/m<sup>2</sup>

Lit de sable (2 cm) : ..... 2 X 0,18 = 0,36 kN/m<sup>2</sup>

Revêtement en carrelage vertical ( $e_p \times 0,20 \times \frac{h}{g}$ ) (2 cm) : ..... 2 X 0,20 X  $\frac{17}{30}$  = 0,23 kN/m<sup>2</sup>

Mortier de ciment vertical ( $e_p \times 0,20 \times \frac{h}{g}$ ) (2 cm) : ..... 2 X 0,20 X  $\frac{17}{30}$  = 0,23 kN/m<sup>2</sup>

Poids propre de la paillasse ( $e_v \times \frac{0,25}{\cos \alpha}$ ) : ..... 4,02 kN/m<sup>2</sup>

Poids propre des marches ( $0,22 \times \frac{h}{2}$ ) : ..... 1,87 kN/m<sup>2</sup>

Garde-corps : ..... 0,10 kN/m<sup>2</sup>

Enduit en plâtre (2 cm) : ..... (2 X 0,10)/0,87 = 0,23 kN/m<sup>2</sup>

$$G = 7,84 \text{ kN/m}^2$$

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

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

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 13,55 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1 = 9,76 \text{ kN/m}^2$$

b) Palier :

Revêtement en carrelage (2 cm) : ..... 2 X 0,20 = 0,40 kN/m<sup>2</sup>

Mortier de ciment horizontal (2 cm) : ..... 2 X 0,20 = 0,40 kN/m<sup>2</sup>

Lit de sable (2 cm) : ..... 2 X 0,18 = 0,36 kN/m<sup>2</sup>

Enduit en plâtre (2 cm) : ..... 2 X 0,10 = 0,20 kN/m<sup>2</sup>

Poids propre du palier ( $e_p \times 0,25$ ) : ..... 4,25 kN/m<sup>2</sup>

$$G = 5,61 \text{ kN/m}^2$$

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

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

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 10,64 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1 = 7,61 \text{ kN/m}^2$$

### III.3.4 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

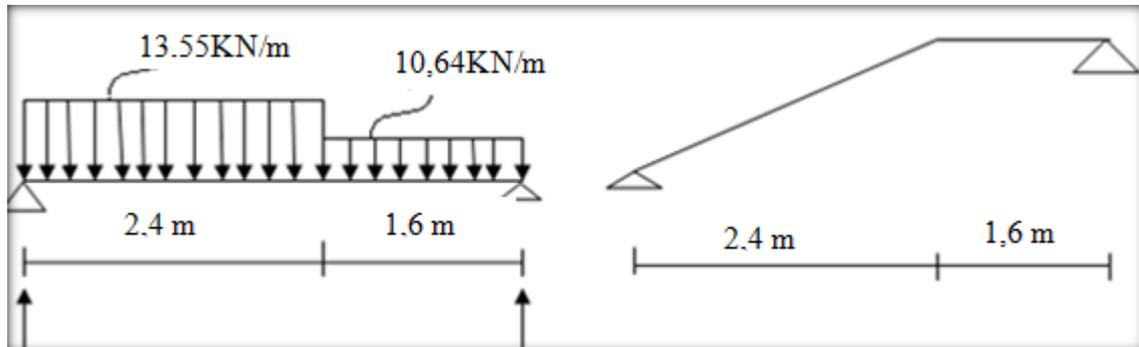


Figure III.7 : Schéma statique d'une volée + paliers.

a) Détermination des réactions :

$$R_a + R_b = (13,55 \times 2,4) + (10,64 \times 1,6) = 49,54$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow (-13,55 \times 2,4 \times 1,2) - (10,64 \times 1,6 \times 3,2) + (4 \times R_b) = 0$$

$$\Rightarrow R_b = 23,38 \text{ kN}$$

$$R_a + R_b = 49,54 \Rightarrow R_a = 26,16 \text{ kN}$$

b) Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :

b.1) Cas 1 ( $0 \leq x \leq 2,4$ ) :

b.1.1) Effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T + 13,55x - 26,16 = 0$$

$$\Rightarrow T = 26,16 - 13,55x$$

$$x = 0 \Rightarrow T_0 = 26,16 \text{ kN}$$

$$x = 2,4 \Rightarrow T_{2,4} = -6,36 \text{ kN}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,93$$

b.1.2) Moment fléchissant :

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

$$= 26,16x - \frac{13,55x^2}{2}$$

$$x = 1,93 \Rightarrow M_{1,93} = 25,25 \text{ kN.m}$$

b.2) Cas 2 ( $1,05 \leq x \leq 3,81$ ) :

b.2.1) Effort tranchant :

$$\begin{aligned} \sum F_v = 0 &\Rightarrow T + (11,32 \times 1,05) \\ &+ (14,33 \times (x - 1,05)) \\ &- 36,31 = 0 \Rightarrow T \\ &= 9,38 - 14,33x \end{aligned}$$

$$x = 1,05 \Rightarrow T_{1,39} = -5,67 \text{ kN}$$

$$x = 2,25 \Rightarrow T_{2,25} = -26,44 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \sum M_0 = 0 &\Rightarrow M_x + [(Q]_2 \times 1,39 \\ &\times (x - 1,39/2)) + (Q_1 \\ &\times (x - 1,39)^2/2 - R_a x \\ &= 0 \Rightarrow M_x \\ &= -7,16x^2 + 35,42x \\ &- 1,66 \end{aligned}$$

$$x = 1,05 \Rightarrow M_{1,05} = 27,63 \text{ kN.m}$$

$$x = 2,25 \Rightarrow M_{2,25} = 41,78 \text{ kN.m}$$

b.2.2) Moment fléchissant :

b.3) Cas 3 ( $0 \leq x \leq 1,6$ ) :

b.3.1) Effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow -T + 11,32x - 23,38 = 0 \Rightarrow T = -23,38 + 11,32x$$

$$x = 0 \Rightarrow T_0 = 23,38 \text{ kN}$$

$$x = 1,6 \Rightarrow T_{1,6} = -15,12 \text{ kN}$$

b.3.2) Moment fléchissant :

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow M_x - \frac{Qx^2}{2} + R_ax = 0 \Rightarrow M_x = -32,67x + \frac{11,32x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow M_0 = 0$$

$$x = 1,55 \Rightarrow M_{1,55} = -5,27 \text{ kN.m}$$

c) Le moment fléchissant maximal :

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

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

$$\text{On a : } M_{max} = 25,25 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{max} = 21,46 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{max} = 10,1 \text{ kN.m}$$

### III.3.5 Ferrailage de l'escalier :

a) En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 21,46 \text{ kN.m} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 10,8 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{21,46 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,130 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,930$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{21,46 \times 10^3}{0,930 \times 10,8 \times 348} = 6,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

Armature de répartition :

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

On prend comme choix 4T12 avec :  $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 10,10 \text{ kN.m} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10,1 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,0391 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,9805$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,1 \times 10^3}{0,9805 \times 13,5 \times 348} = 2,19 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T10 avec :  $A_{adm} = 2,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 33 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 0,59 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 2T14 + 2T12 avec :  $A_{adm} = 5,34 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 33 \text{ cm}$

Après vérification on prend : 4T16 = 8,04 cm<sup>2</sup>

### III.3.6 Le vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$A_s = 8,94 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ; Condition vérifiée.

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

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{32,67 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,24 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,24 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

### III.3.6.1 Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{t \max} = 18,16 \text{ kN.m} ; \text{Ontenue par RDM}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 15,44 \text{ kN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{t \max} = 7,26 \text{ kN.m}$$

- En travée :

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

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

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

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,02^3}{3} + (15 \times 15,71)(12,6 - 4,02)^2 = 5999,73 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{18,16 \times 10^3}{5999,73} \times 4,02 = 12,17 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 12,17 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

- Sur appuis :

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

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 84,75y - 915,3 = 0 \rightarrow y = 3,51 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,51^3}{3} + (15 \times 8,04)(15,3 - 3,51)^2 = 5945,41 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{18,16 \times 10^3}{5945,41} \times 3,51 = 10,72 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 10,72 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

### III.3.6.2 Vérification de la flèche :

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{15}{370} = 0,04 > 0,033 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{5,65}{100 \times 13,5} \geq \frac{2}{400} \Leftrightarrow 0,0052 > 0,005 ; \text{Condition vérifiée.}$$

### III.3.7 Etude de la poutre palière :

#### III.3.7.1 Dimensionnement :

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Leftrightarrow 24,67 \text{ cm} \leq h \leq 37 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 35 \text{ cm}$  donc  $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Leftrightarrow 10,8 \text{ cm} \leq b \leq 14,4 \text{ cm}$$

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

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

$$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée ;}$$

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

$$\frac{h}{b} = 0,86 < 4 ; \text{Condition vérifiée.}$$

#### III.3.7.2 Charges supportées par la poutre :

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_p = 0,40 \times 0,30 \times 25 = 3,00 \text{ kN/m}$$

$$\text{Poids du mur situé sur la poutre : } G_m = 9 \times 0,15 \times 2,62 = 3,54 \text{ kN/m}$$

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

$$\text{Réaction du palier : } R_b = 23,38 \text{ kN/m}$$

$$Q_u = (1,35 \times (3,00 + 2,62 + 23,38)) + (1,5 \times 2,50) = 42,9 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ser} = 3,00 + 2,62 + 2,50 + 23,38 = 31,5 \text{ kN/m}$$

**III.3.7.3 Calcul des sollicitations à l'E.L.U :**

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{42,9 \times 3,70^2}{8} = 73,41 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 62,40 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40M_0 = 29,36 \text{ kN.m}$$

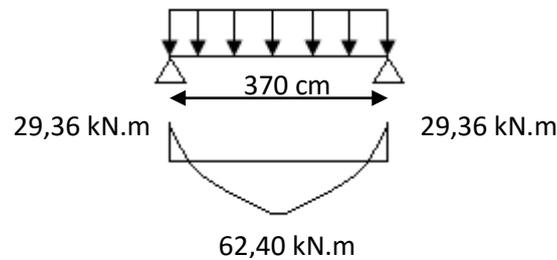


Figure III.08 : Diagramme des moments que subit la poutre palière.

**III.3.7.4 Calcul du ferrailage à l'E.L.U :**

On a :  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 35 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$

- En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 62,40 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{62,40 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,148 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,919$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{62,40 \times 10^3}{0,919 \times 31,5 \times 348} = 6,19 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 6T12 avec :  $A_{adm} = 6,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 29,36 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{29,36 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,0696 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,9645$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{29,36 \times 10^3}{0,9645 \times 31,5 \times 348} = 2,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T12 avec :  $A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

### III.3.7.5 Les vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ; Condition vérifiée.

$A_{sa} = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ; Condition vérifiée.

#### III.3.7.5.1 Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$Q_{ser} = 31,5 \text{ kN/m}$$

$$M_{t_{ser}} = 0,85 \times M_{ser} = 15,44 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = 18,16 \text{ kN.m}$$

$$M_{a_{ser}} = 0,4 \times M_{ser} = 7,26 \text{ kN.m}$$

- En travée :

$$A_s = 9,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 138,6y - 4365,9 = 0 \rightarrow y = 13,05 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 13,05^3}{3} + (15 \times 9,24)(31,5 - 13,05)^2 = 90901,83 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{18,16 \times 10^3}{90901,83} \times 13,05 = 2,61 \text{ MPa}$$

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

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

- Sur appuis :

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

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 69,3y - 2182,95 = 0 \rightarrow y = 9,97 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 9,97^3}{3} + (15 \times 4,62)(31,5 - 9,97)^2 = 33109,50 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{18,16 \times 10^3}{33109,50} \times 9,97 = 5,47 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 5,47 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

$$T_u = \frac{Ql}{2} = \frac{31,5 \times 3,7}{2} = 58,28 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \times 10 = \frac{58,28 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315} = 0,62 \text{ MPa}$$

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

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

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

### III.3.7.6 Ferrailage des armatures transversales :

a) Détermination du diamètre des armatures transversal :

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

b) L'espacement :

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

D'après le R.P.A 99/2003 :

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

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

c) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0,32 ; 0,4 \} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,05 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,64 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,062 \text{ cm} \quad (2)$$

$$\text{On prend le max (1) et (2)} \left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,05S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} : \\ A_t \geq 0,75 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Donc on prend :  $A_t = 1,13 \text{ cm}^2$  soit 4T6

d) L'ancrage des armatures tendues :

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

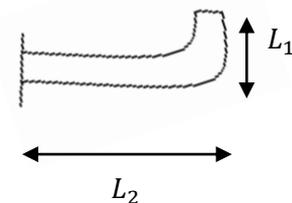
La longueur de scellement droit  $l_s$  :

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

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

$$L_2 = d - \left( c + \frac{\Phi}{2} + r \right) = 36 - (3 + 0,7 + 7,7) = 24,60 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 16,86 - 24,60}{1,87} = 4,23 \text{ cm}$$



e) Calcul de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{370} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,095 > 0,0625 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t \text{ ser}}}{10 \times M_{0 \text{ ser}}} \Rightarrow \frac{35}{370} > \frac{15,44}{10 \times 18,16} \Rightarrow 0,095 > 0,085 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2f_e \Rightarrow \frac{9,24}{30 \times 31,5} \leq 4,2 \times 400 \Rightarrow 0,0098 < 1680 ; \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il est inutile de calculer la flèche.

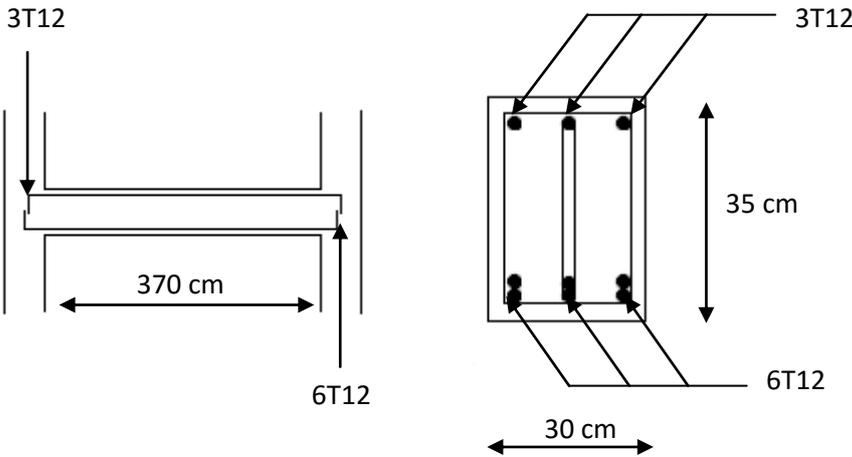


Figure III.09: Ferrailage de la poutre palière.

### III.4-Balcon:

#### III.4.1-Introduction:

Le balcon est une dalle pleine encadrée 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.

Les balcons peuvent se trouver dans un projet en plusieurs types selon deux critères:

**a- Critère architectural** : sont classés en fonction de leurs destinations, (auvent - loggia - séchoir).

**b- Critère de résistance** : sont classés en fonction des conditions aux appuis (en console - sur trois appuis ou sur quatre appuis).

Leurs épaisseurs résultent des conditions de :

- 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  $e = 16cm$

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

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon :

-Balcon en console, d'une longueur de 1,30

#### III.4.2- Ferrailage:

- La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries (variation de température, l'eau, neige...).

- Le calcul s'effectuera donc à ELS et ELU.

Comme la fissuration est préjudiciable, la contrainte de traction des armature est limité à :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration = 1,6 pour les armatures à haute adhérence

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,10} \right\}$$

$$\sigma_s = 201,6 \text{ MPa}$$

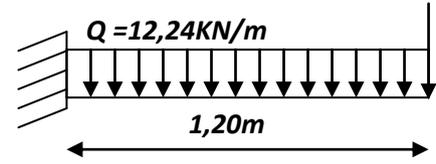
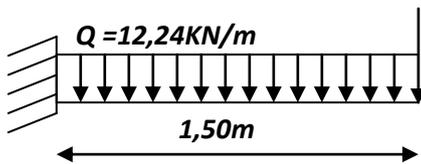
✓ **Évaluation des charges :**

$$G = 5,18 \text{ kN/m}^2 \quad Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pour 1 ml : } G = 5,18 \text{ kN/m} \quad Q = 3,50 \text{ kN/m}$$

Type 1 :

Type 2 :

✓ **Schéma statique :**✓ **Combinaisons des charges :**

$$P_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow P_u = 1,35 \times 5,18 + 1,5 \times 3,5 = 12,24 \text{ kN/ml}$$

$$P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = 5,18 + 3,5 = 8,68 \text{ kN/ml}$$

$$M_{u \max} = - (P_u \times L^2) / 2 = - (12,24 \times 1,50^2) / 2 = - 14,70 \text{ kN.m}$$

$$M_{s \max} = - (P_{ser} \times L^2) / 2 = - (8,68 \times 1,50^2) / 2 = - 10,42 \text{ kN.m}$$

$$T_{\max} = Q \times l = 18,97 \text{ kN}$$

➤ **État Limite Ultime :**

$$d = 0,9 h = 0,135 \text{ m}$$

$$b \times h = 1,00 \times 0,15 \text{ m}^2$$

$$M_{ult} = - 14,70 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14700}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,05 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 0,05}}{0,8} = 0,064$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,025) = 0,14 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z\sigma_s} = \frac{14,70 \times 10}{0,14 \times 348} = 3,01 \text{ cm}^2$$

➤ **État Limite De Service :**

$$M_{ser} = - 10,42 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_s = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15$$

$$y_1 = \frac{\eta \sigma_{bc}}{\eta \sigma_{bc} + \sigma_s} \times d$$

$$y_1 = (15 \times 15 / (15 \times 15 + 201,60)) \times 0,135 = 0,071 \text{ m}$$

$$Z_1 = d - \frac{y_1}{3}$$

$$Z_1 = 0,135 - 0,071/3 = 0,111 \text{ m}$$

Moment limite :

$$M_1 = b y_1 \frac{\sigma_{bc}}{2} \left( d - \frac{y_1}{3} \right)$$

$$M_1 = 1,00 \times 0,071 \times (15/2)(0,135 - 0,071/3) = 0,059 \text{ MN.m}$$

$$M_1 = 59,28 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = 10,42 < M_1 = 59,28 \text{ kN.m} \quad \text{donc: } A' = 0$$

$$A_s = \frac{M_{\text{ax}}}{Z_1 \times \sigma_s}$$

$$A_s = 10,42 \cdot 10 / 0,111 \times 201,6 = 4,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend : T10 e = 15 cm  $A_s = 4,71 \text{ cm}^2$

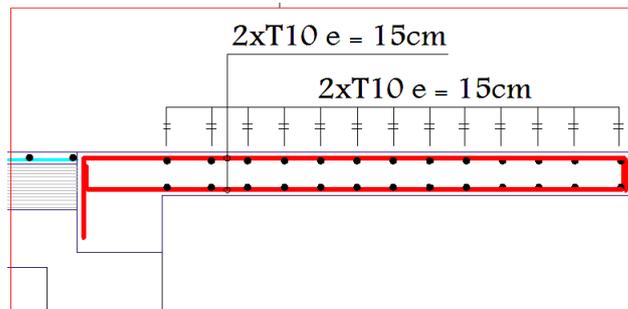


Figure III.12- ferrailage de balcon

On a des seconds types de balcon :

Les mêmes étapes ont été suivies, les résultats sont presque les même donc on prend le même ferrailage du type 1 pour le type 2 .

