

IV-1) Introduction

Les éléments structuraux qui n'apportent pas de conditions significatives à la résistance aux actions sismique d'ensemble, à leurs distributions, peuvent être considérés comme éléments secondaires.

L'ensemble de ces éléments est énuméré comme suit:

Escalier

Ascenseur

Balcons

Acrotère

Le ferrailage de ces éléments s'effectue selon les règles **CBA93** et les règles parasismiques algériennes en vigueur (**RPA99 /version 2003**).

IV-2) Escalier

IV-2-1) Définitions et terminologie

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, le passage à pied d'un étage à un autre, est composé de :

- **L'emmarchement** : largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs.
- **Le giron**: distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.

Les giron des marches des escaliers intérieurs varient de 27 à 32 cm environ. Dans les calculs de dimensionnement d'escaliers, le giron est souvent désigné par la lettre **G**.

- La **contremarche** : désigne la face verticale située entre deux marches consécutives. La hauteur des marches des escaliers intérieurs varient de 17 à 20 cm. Dans le dimensionnement d'escalier, la contremarche est désignée par la lettre **H**.

- La **marche** : c'est la surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre. On distingue deux principaux types de marches :

- ▀ La marche droite, de forme rectangulaire.
- ▀ La marche balancée de forme trapézoïdale dans les escaliers balancés.

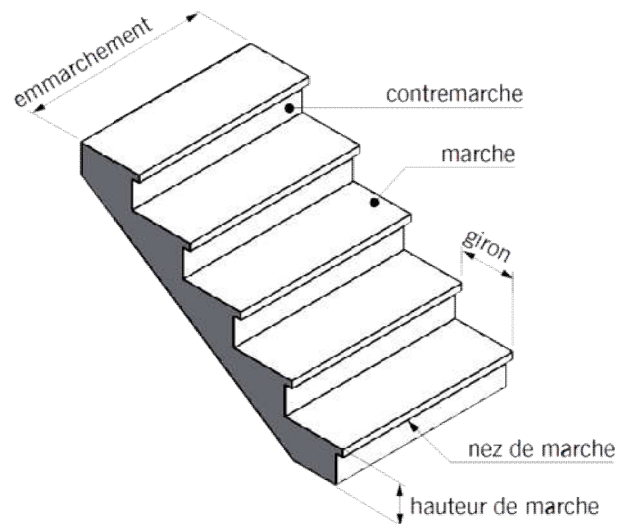


Figure 1: Coupe descriptive d'un escalier

L'escalier est calculé à la flexion simple, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable puisqu'il n'est pas exposé aux intempéries.

Le type d'escalier de notre projet est : droit à 2 volées à palier intermédiaire :

IV-2-2) CCALCUL DES SOLLICITATIONS

a-palier de repos : selon notre descente de charges

$$G = 5,09 \text{ kN/m}^2$$

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

$$\text{ELU} : N_u = 1,35 G + 1,5Q = 10.62. \text{kN/m}^2$$

$$\text{ELS} : N_s = G + Q = 7.59 \text{ kN/m}^2$$

b- Volée d'escalier : selon notre descente de charges

$$G=7.93 \text{ KN/m}^2$$

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

$$\text{ELU} : N_u = 1,35 G + 1,5Q = 14.46 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS} + Q = 10,43 \text{ kN/m}^2$$

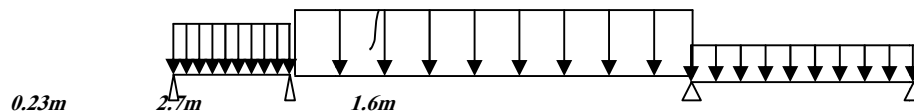


Figure III- 1 : Schéma statique

Calcul du moment flechissants et effort tranchant max a l'e.l.u :

a) Détermination des réactions :

$$R_a + R_b = (10,62 \times 0,23) + (14,46 \times 2,7) + (10,62 \times 1,62) - 5,64$$

$$= 63,43 \text{ kN}$$

$$\sum M_a = (R_b \times 4,55) - (10,62 \times 0,23 \times 0,115) - (14,46 \times 2,7 \times 1,58)$$

$$- (10,62 \times 1,62 \times 3,74) - 4,55 \times 5,64 \Rightarrow R_b = 33,4 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow R_a = 30,93 \text{ kN}$$

b) Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :

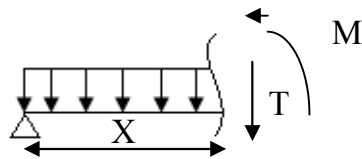
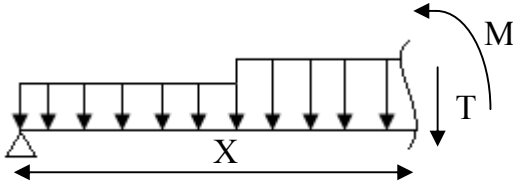
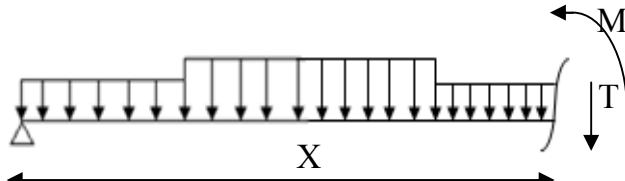
Distance	Schéma statique	Cas
$0 \leq x \leq 0,23$		1
$0,23 \leq x \leq 2,93$		2
$2,93 \leq x \leq 4,55$		3

Tableau IV- 1: Méthode des sections -RDM

- **Cas 1 : $0 \leq x \leq 0,23$**

Effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T + 10,62x - 30,93 = 0$$

$$T = 30,68 - 10,65x \quad x = 0 \quad \Rightarrow \quad T_0 = 30,93 \text{ kN}$$

$$x = 1,40 \quad \Rightarrow \quad T_{1,40} = 28,49 \text{ kN}$$

Moment fléchissant :

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

$$x = 0$$

$$M_x = 30.93x - 5.31 x^2 \quad \Leftrightarrow \quad M_0 = 0 \text{ KN, m}$$

$$x = 0.23 \Rightarrow M_{1,4} = 6.83 \text{ kN, m}$$

Cas 2 : $1,40 \leq x \leq 3,80$

Effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T + (10,62 \times 0,23) + (14,46(x - 0,23)) - 30,93 = 0$$

$$T + 31,82 - 14,46 x$$

$$x = 0,23 \quad \Leftrightarrow \quad T_{0,23} = 28,49 \text{ kN}$$

$$x = 2,93 \quad \Leftrightarrow \quad T_{2,93} = -10,55 \text{ kN}$$

Moment fléchissant :

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow M_x + (10,62 \times 0,23(x - \frac{0,23}{2})) + \frac{14,46(x - 0,23)^2}{2} - 30,93x = 0$$

$$M_x = -7,23 x^2 + 31,82x - 0,66$$

$$x = 0,23 \quad \Leftrightarrow \quad M_{0,23} = 6,28 \text{ kN, m}$$

$$x = 2,93 \quad \Leftrightarrow \quad M_{2,93} = 30,5 \text{ kN, m}$$

Cas 3 : $2,93 \leq x \leq 4,55$

Effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T + (10,62 \times 0,23) + (14,46 \times 2,7) + (10,62 \times (x - 2,93)) - 30,93 = 0$$

$$T = -10,62 x + 20,57$$

$$x = 2,93 \quad \Leftrightarrow \quad T_{2,93} = -10,54 \text{ kN}$$

$$x = 4,55 \quad \Leftrightarrow \quad T_{4,55} = -27,75 \text{ kN}$$

Moment fléchissant :

$$M_x + \left(10,62 \times 2,23 \left(x - \frac{0,23}{2}\right)\right) + \left(14,46 \times 2,7 \left(x - \frac{2,7}{2} - 0,23\right)\right) + \frac{10,62(x - 2,93)^2}{2} - 30,93x = 0$$

$$M_x = -5,31x^2 + 20,57x + 15,82$$

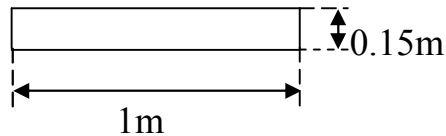
$$x = 2,93 \quad \Leftrightarrow \quad M_{2,93} = 30,5 \text{ KN. m}$$

$$x = 4,55 \quad \Leftrightarrow \quad M_{4,55} = 0 \text{ kN, m}$$

C) Moment en travée et sur appuis :

$$M_a = 0.4 M_{\max} = 0.4 \times 34.35$$

$$T_{\max} = 30.93 \text{ KN} \text{ et } M_{\max} = 34.35$$



V-2-3) CALCUL DU FERRAILLAGE

En travée :

$$\mu = \frac{M\tau}{\varphi \beta \chi \cdot \delta \delta^2} = \frac{29.2 \cdot 10^3}{100 \cdot (13.5)^2 \cdot 14,17} = 0,113 < 0,392 \rightarrow A'\sigma = 0$$

$$\beta = 0,9395$$

$$\sigma_{\Sigma} = \frac{\varphi \varepsilon}{\gamma_{\sigma}} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\sigma} = \frac{M\tau}{\beta \cdot \delta \cdot \sigma_{\Sigma}} = \frac{29.2 \cdot 10^3}{0,9395 \cdot 13.5 \cdot 348} = 6.62 \text{ cm}^2$$

On prend : 6T 14 e = 15 cm (9.24 cm²/ml)

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 9.24 / 4 = 2.31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend : 4T12, e = 15 cm (5.24 cm²/ml)

Sur appuis :

Armatures principale :

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{13.74 \cdot 10^3}{100 \cdot (13.5)^2 \cdot 14,17} = 0,053 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,9725$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13.74 \cdot 10^3}{0,9725 \cdot 15 \cdot 348} = 3.01 \text{ cm}^2$$

prend : 4T12 e = 15 cm (4.52 cm²/ml)

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s/4 = 4.52/4 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend : 4T8 , e = 15 cm (2.01 cm²/ml)

IV-2-4) Vérifications diverses

a) Condition de non fragilité :

$$\frac{A_s}{b_0 d} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_s > 0,23 \frac{b_0 d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 9.24 > 1,63 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification de l'effort tranchant :

- Justification vis à vis de l'effort tranchant

$$\tau = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{30 \cdot 93 \cdot 10^3}{(100 \cdot 13 \cdot 5) 10^2} = 0,23 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau = 0,23\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification des contraintes à l'EL

$$M_{t \text{ ser}} = 21.34 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{max}} = 25.1 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 10.04 \text{ kN.m}$$

1) En travée :

$$A_s = 9.24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 138.6y - 1871.1 = 0 \rightarrow y = 4.89 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 4.89^3}{3} + (15 \times 9.24)(13.5 - 4.89)^2 = 14172.38 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{21.34 \times 10^3}{14172.38} \times 4.89 = 7.36 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 7.36 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2) Sur appuis :

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

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

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = 8199.03 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10.04 \times 10^3}{8199.03} \times 3,65 = 4,47 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 4,47 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{17}{270} = 0,06 > 0,03 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13.5} \geq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,003 \leq 0,005 ; \text{Condition vérifiée.}$$

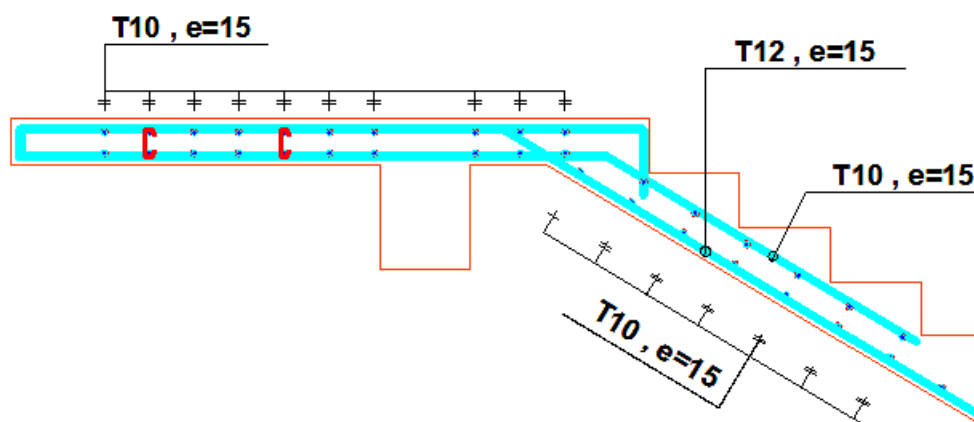
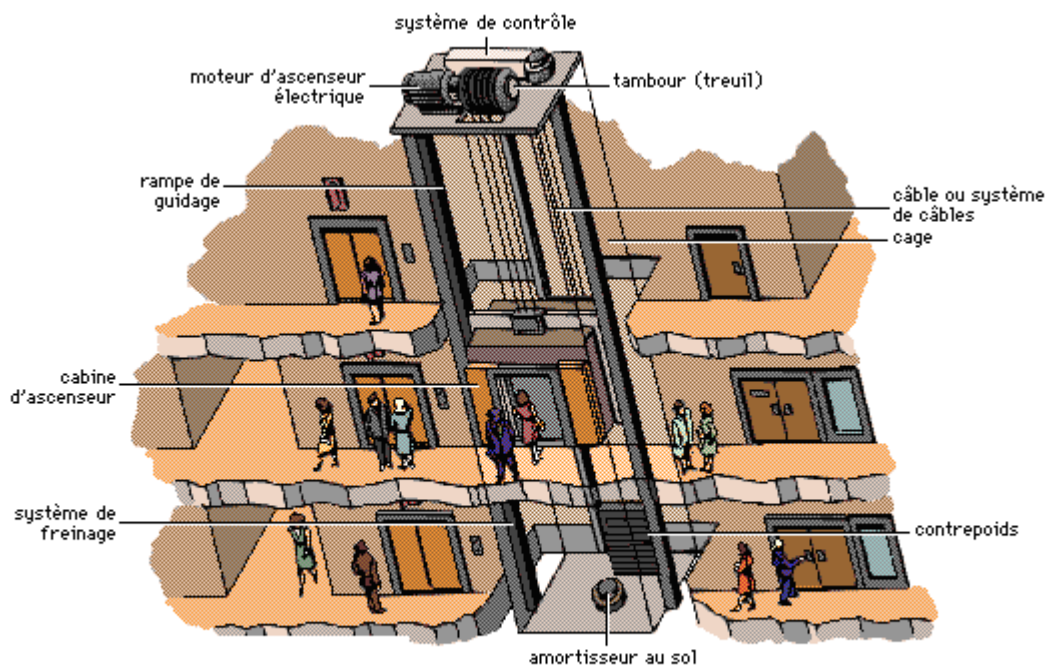


Figure IV- 2 : Schéma de ferrailage d'escalier

L'ascenseur :**1)-Introduction :**

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

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

**2) Etude de l'ascenseur :**

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

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

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

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

- Q : la charge en cabine
- P_p : le poids de contre poids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

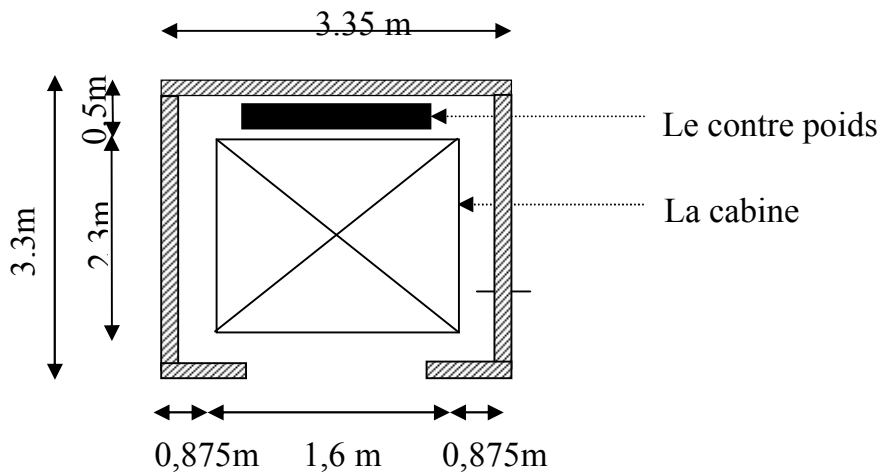
Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 975 kg pour 13 personnes avec une surface utile de la cabine de 3.68 m².

Ses dimensions selon (NFP82-22)

- Largeur : 1,6 m
- profondeur : 2.3 m
- hauteur : 2,2 m
- la largeur de passage libre : 1,20m
- la hauteur de passage libre : 2,00m
- la hauteur de la course : 30.6m

La surface latérale $S = (2 \times 2.3 + 1,6) \times 2,2 = 13.64 \text{ m}^2$



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

Soit (S) la surface des parois :

a) Le poids :

Poids de la cabine: $S=(2 \times 2.3+1,6) \times 2,2=13.64 \text{ m}^2$	$M1 = 11,5 \times 13.64 \times 2,0 = 313.72 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S=3.3 \times 3.35=11.06 \text{ m}^2$	$M2 = 110 \times 11.06= 1216.6 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M3 = 20 \times 11.06 = 221.2 \text{ kg}$
Poids l'arcade :	$M4 = 60+(80 \times 1,7) = 196 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage	$M7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $S=2 \times 1.2=2,4 \text{ m}^2$	$M8 = 80+ (2.4 \times 25) =142.5 \text{ kg}$

-Le poids mort total est : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 2270.02 \text{ kg}$

-le contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 2270.02 + \frac{975}{2} = 2757.52 \text{ kg}$

b) 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 $\frac{D}{d}$; (D : diamètre du poulie et d : diamètre du câble)

Est d'au moins de 40 qu'elle que soit le nombre des tirons

Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et $D = 500 \text{ mm} \Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

On à : $C_r = C_s \cdot M \dots \dots \dots (1)$

Avec C_s : coefficient de sécurité d

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

M : charge statique nominale portée par la nappe

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

M_g : Poids du câble.

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

Donc $C_r = C_s \cdot M = C_s \cdot (Q+P) = 12(975+2270.02) = 38940.24 \text{ kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage « 0.85 »

$$\Rightarrow C_r = \frac{38940.24}{0.85} = 45812.05 \text{ kg}$$

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

Avec m : type de mouflage (2brins, 3br)

n : nombre des câble

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

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{45812.05}{8152 \times 2} = 2,81 \text{ Soit } n = 3 \text{ câbles.}$$

Le nombre de câbles doit être pair et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

Le poids des câbles (M_g)

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

m : la masse linéaire du câble $m=0,515$ Kg/m

l : longueur du câble = 30.6 m

n : nombre des câbles = 3

$$M_g = m \times n \times l = 0,515 \times 3 \times 30.6 = 47.28 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + M_g = 975 + 2270.02 + 47.28 = 3292.3 \text{ kg}$$

Vérification de C_r :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 3 \times 0,85 = 41575.2 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \cdot M \rightarrow C_s = C_r / M = \frac{41575.2}{3292.3} = 12.63 > 12 \text{ vérifiée}$$

Calcul de la charge permanente total G:

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

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

-La charge permanente totale : $G = 2270.02 + 2757.52 + 1200 + 47.28 = 6274.82 \text{ kg}$

-la surcharge : $Q = 975 \text{ kg}$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 9933.51 \text{ kg}$$

Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée

par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes) .

La charge totale ultime : $q_u = 9933.51 \text{ kg}$

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

Soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{9933.51}{4} = 2483.38 \text{ kg}$$

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

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

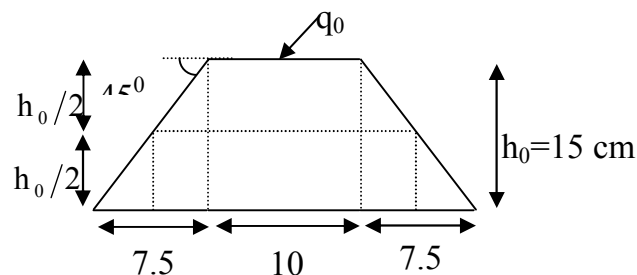


Figure IV-4 Vérification de la dalle au poinçonnement

Avec :

q_u : charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

u_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

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

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

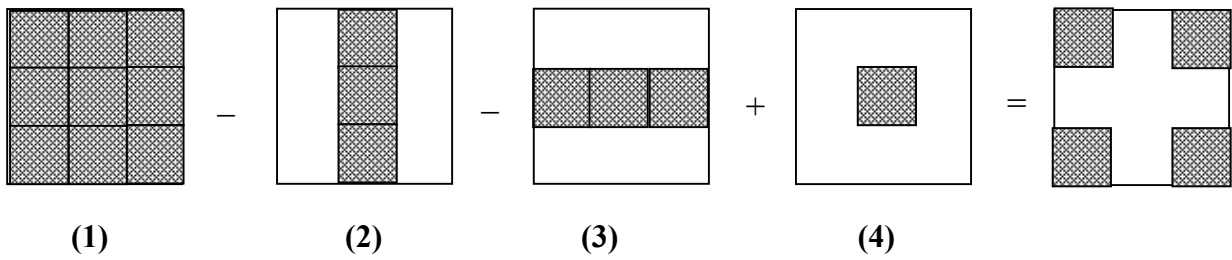


Figure IV-5 Evaluation des moments dus aux charges concentrées

Distances des rectangles

1) le rectangle (1) :

$$\begin{cases} U=120 \text{ cm} \\ V=173 \text{ cm} \end{cases}$$

2) le rectangle (2):

$$\begin{cases} U = 70 \text{ cm} \\ V = 173 \text{ cm} \end{cases}$$

3) le rectangle (3)

$$\begin{cases} U = 123 \text{ cm} \\ V = 120 \text{ cm} \end{cases}$$

4) le rectangle (4):

$$\begin{cases} U=70 \text{ cm} \\ V=123 \text{ cm} \end{cases}$$

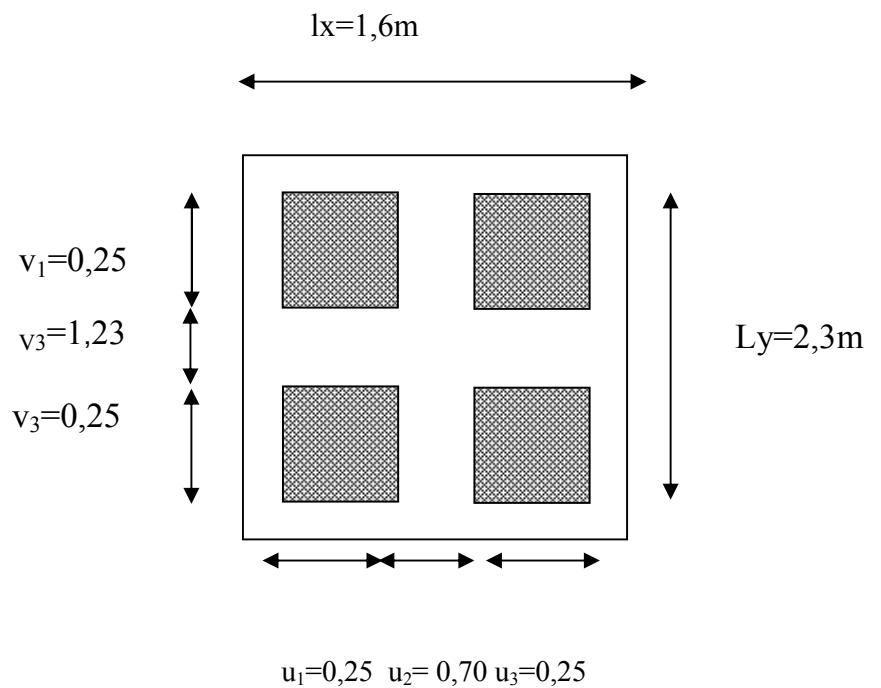


Figure IV-6 Distances des rectangles

Les moments suivant les deux directions :

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

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

Avec ν : coefficient de Poisson

À L'E L U ($\nu = 0$)

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

$$P = P' \cdot S$$

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

$$P' = \frac{q_u}{u \cdot v} = \frac{9933.51}{0,25 \cdot 0,25} = 158936.16 \text{ kg/m}^2$$

$$M_{X1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 389.24 \text{ kg.m}$$

$$M_{Y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 133.88 \text{ kg.m}$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant: Lx=1,6m ; Ly=2,3m

Moments dues aux charges reparties (poids propre):

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surface S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M _x (Kg.m)	M _y (Kg.m)
1	0,75	0,75	0,082	0,040	2.076	158936.16	329951.47	27056.02	13198.06
2	0,44	0,75	0,103	0,063	1,211	158936.16	192471.69	19824.58	12125.72
3	0,77	0,52	0,098	0,046	1,476	158936.16	234589.77	22989.79	10791.13
4	0,44	0,53	0,118	0,072	0,861	158936.16	136844.03	16147.59	9852.77

Chargement :

Lx=1,6 m

Ly=2,3 m h₀=15cm

-poids propre : G=0,15x 2500 = 375 kg/m

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

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

Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,6}{2,3} = 0,69 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

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

$$\alpha = 0,73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0697 \\ \mu_y = 0,4181 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 117,09 \text{ kg.m/m} \\ M_{y2} = 48,96 \text{ kg.m/m} \end{cases}$$

Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 389,24 + 117,09 = 506,33 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 133,98 + 48,96 = 182,94 \text{ kg.m}$$

Moments retenus :

En travée:

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} = 379,75 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0y} = 137,21 \text{ kg.m/m}$$

Sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0x} = 253,17 \text{ kg.m/m}$$

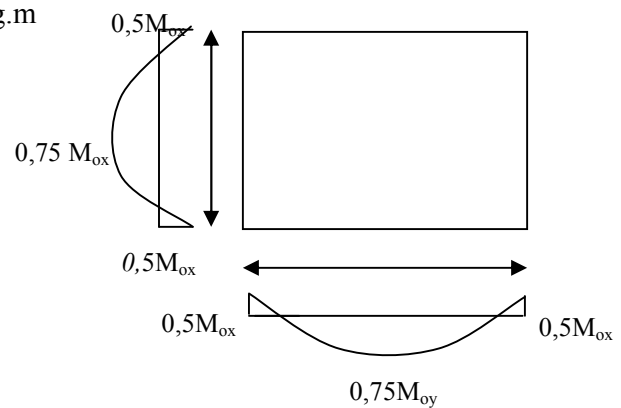


Figure IV-7 Les moments appliqués à la dalle

Calcul du ferrailage de la dalle:

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

Données :

Largeur de la poutre $b = 100 \text{ cm}$.

- Hauteur de la section $h = 15 \text{ cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$.
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ Mpa}$, $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$.

- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{Mp}$
- Fissuration peu préjudiciable

En travée :

Sens L_x :

Le moment ultime: $M_{tx} = 379.75 \text{ kg.m} = 3797,5 \text{ N.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3797,5}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0,015 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,015 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9925$$

La section d'acier (A_{s_x}): $A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3797,5}{0,9925 \times 13,5 \times 348} = 0,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sens L_y :

Le moment ultime: $M_{ty} = 137.21 \text{ kg.m} = 1372.1 \text{ N.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1372.1}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0,005 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,006 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9975$$

La section d'acier (A_{s_x}): $A_{s_x} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1372.1}{0,997 \times 13,5 \times 348} = 0,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sur appui:

Le moment ultime: $M_{ax} = M_{ay} = 253.17 \text{ kg.m} = 2531.7 \text{ N.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2531.7}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0,0097 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,0097 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9955$$

La section d'acier (A_{s_x}): $A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2531.7}{0,9955 \times 13,5 \times 348} = 0,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Section minimale des armatures:

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

On peut appliquée la formule suivante:

- **Sens Ly:**

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_0 (m) = 8 \cdot 0,15 = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{t_y} = 0,29 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{t_y} = A_{y \min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_y} = 0,54 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{a_y} = A_{y \min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

- **Sens Lx:**

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,20 \left(\frac{3 - 0,69}{2} \right) = 1,39 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

$$\begin{cases} A_{t_x} = 0,81 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 1,39 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{t_x} = A_{x \min} = 1,39 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_x} = 0,54 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 1,39 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{a_x} = A_{x \min} = 1,39 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Choix des aciers:

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

$$\text{On à : } \phi \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \phi \leq 15 \text{ mm}$$

En travée:

- **Sens Lx:**

$$\begin{cases} A_{t_x} = 1,39 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min(2h_0, 25 \text{ cm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{5T10 \text{ p.m} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St_x = 20 \text{ cm}} \end{cases}$$

$$St_x \leq 25 \text{ cm}$$

Sens Ly:

$$\begin{cases} A_{t_y} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) \\ St_y \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{4T8 \text{ p.m} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St_y = 25 \text{ cm}} \end{cases}$$

Sur appuis (chapeaux):

$$\begin{cases} A_a = 1,39 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \leq 25 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{5T10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St = 20 \text{ cm}} \end{cases}$$

Nécessité de disposer des armatures transversales :

1) La dalle est bétonnée sans reprise

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

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

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

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

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

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

$$V_x = 6562,5 \frac{1,6}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,69}{2}} = 3903,35\text{N} = 3,9\text{KN}$$

Donc :

$$V_y = \frac{6562,5 \cdot 2 \times 16}{3} = 3500\text{N} = 3,5\text{KN} < V_x$$

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

$$V_v = \frac{p_u}{2u + v} = \frac{9933,51}{2 \cdot 0,25 + 0,25} = 132,44\text{KN}$$

$$(V_v = \frac{p_u}{3 \cdot u} \leq V_u) \Leftrightarrow \frac{9933,51}{3 \cdot 0,25} = 132,44\text{KN}$$

Comme ($u=v=25 \text{ cm}$) $\Rightarrow V_u = V_v = 132,44\text{KN}$

Donc l'effort total V_{tot} :

- **Sens Lx :** $V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 3,9 + 132,44 = 136,34\text{KN}$

- **Sens Ly :** $V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 3,5 + 132,44 = 135,94\text{KN}$

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

$$V_{\text{tot}} = 136,34 \text{ KN}$$

Donc:

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b.d} = \frac{136.34.10^3}{1000.135} = 1.01 \text{MPa.}$$

15cm ≤ h₀ = 15cm ≤ 30cm on vérifiée que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_{ulim} = \frac{10.h_0}{3} . \min(0,13f_{c28}; 5\text{Mpa})$$

$$\tau_u = 1.01 \text{MPa} < \bar{\tau}_{ulim} = \frac{10.0,15}{3} . \min(0,13.25 ; 5\text{Mpa}) = 1,625 \text{MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

-Les vérifications à L'E.L.S :

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

a) charge localisée:

$$M_{0x} = (M_1 + v M_2) p'_{ser}$$

$$M_{0y} = (M_2 + v M_1) p'_{ser} \quad \text{Avec: } v = 0,2(\text{E.L.S})$$

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

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{u.v} ; \quad P_{aser} = (G + Q) . \frac{1}{4}$$

$$P_{aser} = (6274.82 + 975) . 1/4 = 1812.45 \text{ kg}$$

$$\text{Donc: } q_{ser} = 1270,16 / (0,25)^2 = 28999.28 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{ser} = 28999.28 . S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant:

rectangle	U/Lx	V/Ly	M ₁	M ₂	S'(m ²)	P' _{ser} =q _{ser} .S'	M _{0x} (kg.m)	M _{0y} (Kg.m)
1	0,75	0,75	0,082	0,040	2.076	60202.51	5418.23	3395.42
2	0,44	0,75	0,103	0,063	1,211	35118.13	4059.66	2935.88
3	0,77	0,52	0,098	0,046	1,476	42802.94	4588.48	2807.87
4	0,44	0,53	0,118	0,072	0,861	24968.38	3305.80	2386.98

- Moment due aux charges localisées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 75.89 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 38.65 \text{ kg.m/m}$$

b- Moment due aux charges réparties (E.L.S):

$$G = 0,15.2500 = 375 \text{ Kg/m}^2; \text{ ep} = 15 \text{ cm}$$

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

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

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,69 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaillée dans les deux sens}$$

$$\alpha = 0,9 \text{ (E.L.S)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0767 \\ \mu_y = 0,5584 \end{cases}$$

$$M_{\text{oxr}} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x^2 = 0,0767 \cdot 475 \cdot 1,6^2 = 93.27 \text{ kg/m}$$

$$M_{\text{oyr}} = \mu_y \cdot M_{\text{oxr}} = 0,5584 \cdot 93.27 = 52.08 \text{ kg.m/m}$$

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

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{\text{oxr}} = 75.89 + 93.27 = 169.16 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{\text{oyr}} = 38.65 + 52.08 = 90.73 \text{ kg.m}$$

Les moments en travées et en appuis :

$$M_{\text{tx}} = 0,75 M_{0x} = 126.87 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{ty}} = 0,75 M_{0y} = 68.05 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{ax}} = M_{\text{ay}} = 0,50 M_{0x} = 84.58 \text{ kg.m}$$

- vérification des contraintes dans le béton :

- **Suivant L_x :**

- **En travée :**

$$M_{\text{tx}} = 1268.7 \text{ N.m} ; A_t = 3,93 \text{ cm}^2/\text{mL}; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

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

On à :

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

D'où :

$$50y^2 - 15.3,93(13,5 - y) = 0$$

$$\text{Donc : } y = \mathbf{3,44\text{cm}}$$

Calcul du moment d'inertie:

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

$$I = 100. (3,44)^3/3 + 15.3,93(13,5 - 3,93)^2$$

$$I = 6755,85\text{cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

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

$$\sigma_{bc} = (1268.7/6755,85).3,44 = 0,65 \text{ Mpa}$$

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

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 0.65 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

• **sur appuis :**

$$M_{app} = 84.58 \text{ kg.m} \quad A_a = 3,93\text{cm}^2/\text{ml} \quad , A' = 0.$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = 3,44\text{cm}$$

Moment d'inertie (I):

$$I = 6755,85 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

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

$$\sigma_{bc} = (845.8/6755,85).3,44 = 0.43 \text{ Mpa}$$

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

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

Alors :

$$\sigma_{bc}=0,43 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc}=15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

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

• **Suivant L_y :**

En travée :

$$M_{t_y} = 68.05\text{kg.m} ; A_t = 2,01\text{cm}^2/\text{ml} ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

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

On a :

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

D'où :

$$50y^2 - 15 \cdot 2,01(13,5 - y) = 0$$

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

Calcul du moment d'inertie:

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

$$I = 100 \cdot (2,57)^3/3 + 15 \cdot 2,01(13,5 - 2,57)^2$$

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

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

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

$$\sigma_{bc} = (680.5/4167,69) \cdot 2,57 = 0,42 \text{ Mpa}$$

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

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 0,42 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

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

Disposition du ferrailage:**-Arrêt des barres :**

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

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

Donc : $L_s = 40\Phi = 40.0,8 = 32\text{cm}$.

* Cas des charges uniformes.

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

Arrêt des barres sur appuis :

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

$L_1=32\text{cm}$.

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

$L_2=32\text{cm}$.

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 sur deux dans le cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieurs au $L_x / 10$ de la portée.

$$L_x / 10 = 160 / 10 = 16 \text{ cm}$$

Armatures finales :

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

$$A_a = 3,93\text{cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 5\text{T}10 /\text{mL} \text{ avec } S_t = 20\text{cm}$$

Suivant L_y : $A_t = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$ soit 4T8 /mL avec $S_t = 25\text{cm}$

$$A_a = 3,93\text{cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 5\text{T}10 /\text{mL} \text{ avec } S_t = 20\text{cm}$$

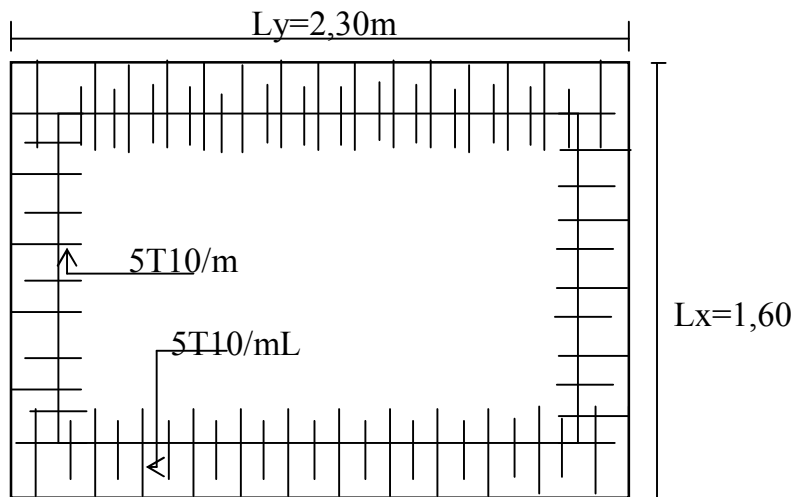
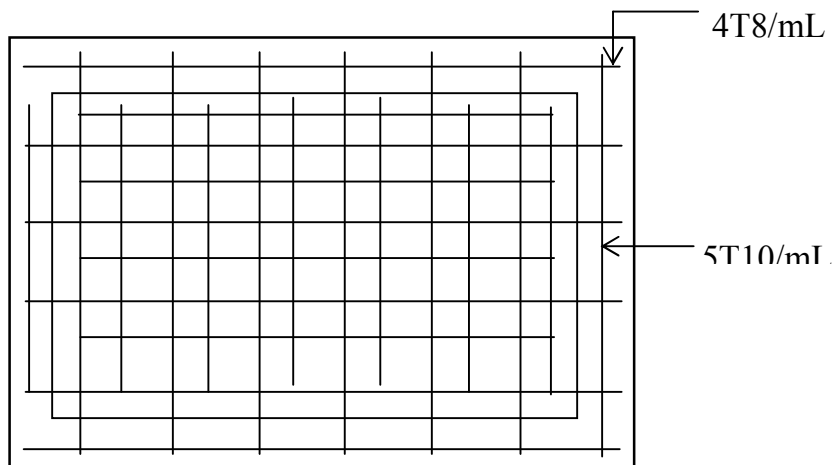


Figure IV-8 Ferrailage Supérieur du panneau de dalle d'ascenseur



Ferrailage inférieure de panneau de dalle d'ascenseur

Voile de la cage d'ascenseur :

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

On adopte une épaisseur $e_p = 20$ cm.

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

$$A_{\min} = 0,1\% \cdot b \cdot h_t = 0,01 \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

L'espacement $S_t = 20$ cm.

Les balcons

Les parties en saillie seront étudiées comme des consoles soumis à leurs poids propre **G**, à la surcharge d'exploitation **Q** et au poids propre de mur **p**.

Types de balcons

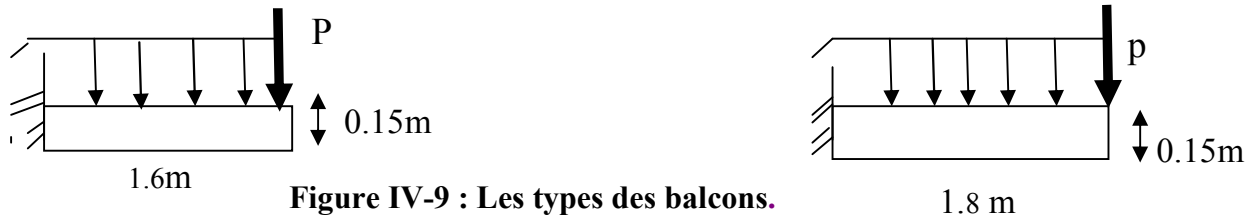


Figure IV-9 : Les types des balcons.

Evaluation des charges :

La charge permanente $G = 5.14 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

ELU :

$$q_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 12.18 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$q_s = G+Q = 8.64 \text{ KN/m}^2$$

Charge concentrée p :

La hauteur de garde corps $h=1.2 \text{ m}$

Poids propre de la brique creuse (e=10cm).....0.9 KN/m^2

Enduit en ciment (e = 1.5 cm).....0.36 KN/m^2

$$P = (0.9+0.36) \times 1.2 \times 1 = 1.51 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1 m

Détermination des sollicitations :

Calcul des moments :

TYPE 01 :

A l'E.L.U :

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} + 1,35 \cdot P_g \cdot L$$

$$L = 1,8 \text{ m.}$$

$$M_u = \frac{12,18 \cdot (1,80)^2}{2} + 1,35 \cdot 1,51 \cdot 1,8 \Rightarrow M_u = 23,4 \text{ KN.ml}$$

A l'E.L.S :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} + P_g \cdot L$$

$$M_{ser} = \frac{8,64 \cdot 1,8^2}{2} + 1,51 \cdot 1,8 \Rightarrow M_{ser} = 16,71 \text{ KN.ml}$$

TYPE 02 :

A l'E.L.U :

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} + 1,35 \cdot P_g \cdot L$$

$$L = 1,6 \text{ m.}$$

$$M_u = \frac{12,18 \cdot (1,6)^2}{2} + 1,35 \cdot 1,51 \cdot 1,6 \Rightarrow M_u = 18,85 \text{ KN.ml}$$

A l'E.L.S :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} + P_g \cdot L$$

$$M_{ser} = \frac{8,64 \cdot (1,6)^2}{2} + 1,51 \cdot 1,6 \Rightarrow M_{ser} = 13,48 \text{ KN.ml}$$

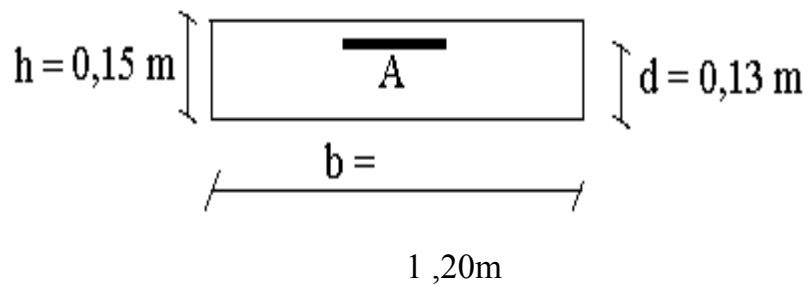
Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple d'une partie de la dalle, avec une

Section de $(1 \times 0,15) \text{ cm}^2$

Type 01 :

$$d=0.9.h=0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm.}$$



$$Y = \frac{q_u}{q_{ser}} = 1.40$$

$$\mu l_u = [3340y + 49fc_{28} - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.299$$

$$\mu b_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23.4 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,135^2 \cdot 14,2} = 0.09$$

$\mu b_u < \mu l_u \Rightarrow 0,09 < 0,299 \Rightarrow$ pas d'armature comprimées ($A' = 0$)

$\mu b_u < 0.275 \Rightarrow 0.09 < 0.275 \Rightarrow$ formule simplifier

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu b_u) = 0.128 \text{ m} = 12.8 \text{ c}$$

Section d'armatures

$$A = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} \Rightarrow \boxed{A = 5.25 \text{ cm}^2}$$

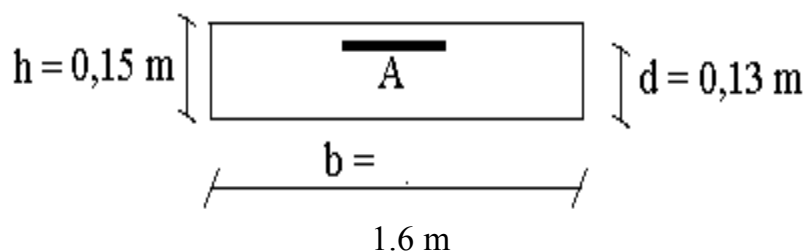
On adopte : $\boxed{5T14/ml = 7.7 \text{ cm}^2}$ Avec un espacement de 20 cm.

i) Armatures de répartition : $A_r = \frac{A}{4} = \frac{7.7}{4} = 1,925 \text{ cm}^2$, on adopte : $4T10/ml = 3,14 \text{ cm}^2$

,espacement = 20 cm

Type 02 :

$$d=0.9.h=0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm.}$$



$$Y = \frac{q_u}{q_{ser}} = 1.40$$

$$\mu l_u = [3340y + 49fc_{28} - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.299$$

$$\mu b_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18.85 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,135^2 \cdot 14,2} = 0.073$$

$\mu b_u < \mu l_u \Rightarrow 0,073 < 0,299 \Rightarrow$ pas d'armature comprimées ($A' = 0$)

$$\mu b_u < 0.275 \Rightarrow 0.073 < 0.275 \Rightarrow \text{formule simplifier}$$

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu b_u) = 0.129 \text{ m} = 12.9 \text{ cm}$$

Section d'armatures

$$A = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} \Rightarrow \boxed{A = 4.29 \text{ cm}^2}$$

On adopte : $\boxed{5T14/ml = 7.7 \text{ cm}^2}$ avec un espacement de 20 cm.

$$\text{Armatures de répartition : } A_r = \frac{A}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.92 \text{ cm}^2, \text{ on adopte : } 4T10/ml = 3.14 \text{ cm}^2$$

espacement = 20 cm

Vérification de la condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot \frac{100 \cdot 135 \cdot 2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} \rightarrow \text{C.V}$$

Remarque : Cette section minimale est la même pour les 02 types.

Vérification à l'E.L.S :

La fissuration de cet élément est « Préjudiciable », donc en doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \cdot f_e = 266.66 \text{ MPa.} \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 240 \text{ MPa.} \\ 110 \cdot \sqrt{1.6 \cdot f_{t28}} \end{array} \right. \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre :

Il suffit de résoudre l'équation suivante

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

$$b_0 = 1.00 \text{ m.}$$

$$d = 13.5 \text{ m.}$$

$$A_s = 7.7 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 16.71 \text{ KN.m.}$$

$$(1) \Rightarrow 50. y_1^2 + 115.5 y_1 - 1559.25 = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 570.25$$

$$\Rightarrow y_1 = \frac{-115.5 + 1559.25}{2 \cdot (50)} \Rightarrow y_1 = 4.55 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_1 = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 \Rightarrow I_1 = 12391.72 \text{ cm}^4.$$

Contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I_1} = \frac{16.71 \cdot 10^3}{12391.72} = 1.35 \text{ N/m}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 1.35 \times 4.55 \Rightarrow \sigma_{bc} = 6.14 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 6.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V.}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 1.35 \times (13.5 - 4.55)$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 181.24 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V.}$$

✓ Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent

Vérification de l'effort Tranchant :

$$T_{\max} = q_u \cdot L + 1,35 \cdot P$$

$$= 12,18 \cdot 1,8 + 1,35 \cdot 1,52 \Rightarrow T = 23.96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{23.96 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,177 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \begin{cases} 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 3,33 \text{ MPa.} \\ 5 \text{ MPa.} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,177 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V.}$$

Calcul de contre poids :

TYPE1

$$G_{\text{bal}} = G_{\text{contreponds}}$$

Tel que

$$G_{\text{bal}} = \text{poids propre du balcon}$$

$$G_{\text{contreponds}} = \text{poids propre du contre poids.}$$

$$G_{\text{bal}} = G_{\text{contreponds}} \Rightarrow 25 \times 15 \times 180 = 25 \times 20 \times 180$$

$$L = \frac{25.15.180}{25.20} = 135 \text{ cm}$$

TYPE2

$$G_{\text{bal}} = G_{\text{contreponds}}$$

Tel que

$$G_{\text{bal}} = \text{poids propre du balcon}$$

$$G_{\text{contreponds}} = \text{poids propre du contre poids.}$$

$$G_{\text{bal}} = G_{\text{contreponds}} \Rightarrow 25 \times 15 \times 80 = 25 \times 20 \times L$$

$$L = \frac{25.15.160}{25.20} = 120 \text{ cm}$$

Résumé :

Type	Section 4.02 Sollicitations		Ferrailage Adopté (cm ²)/1m ²	
	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	Principales	De répartitions
(1)	23.4	16.71	T 14 esp =20cm	T 10 esp =20cm
(2)	18.85	13.48		

Tableau IV.2 : Sollicitations et Ferrailage des balcons

1-Acrotère :**IV-4-1-Introduction :**

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

IV-4-2-Dimensions :

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

L'épaisseur $e_p = 10 \text{ cm}$

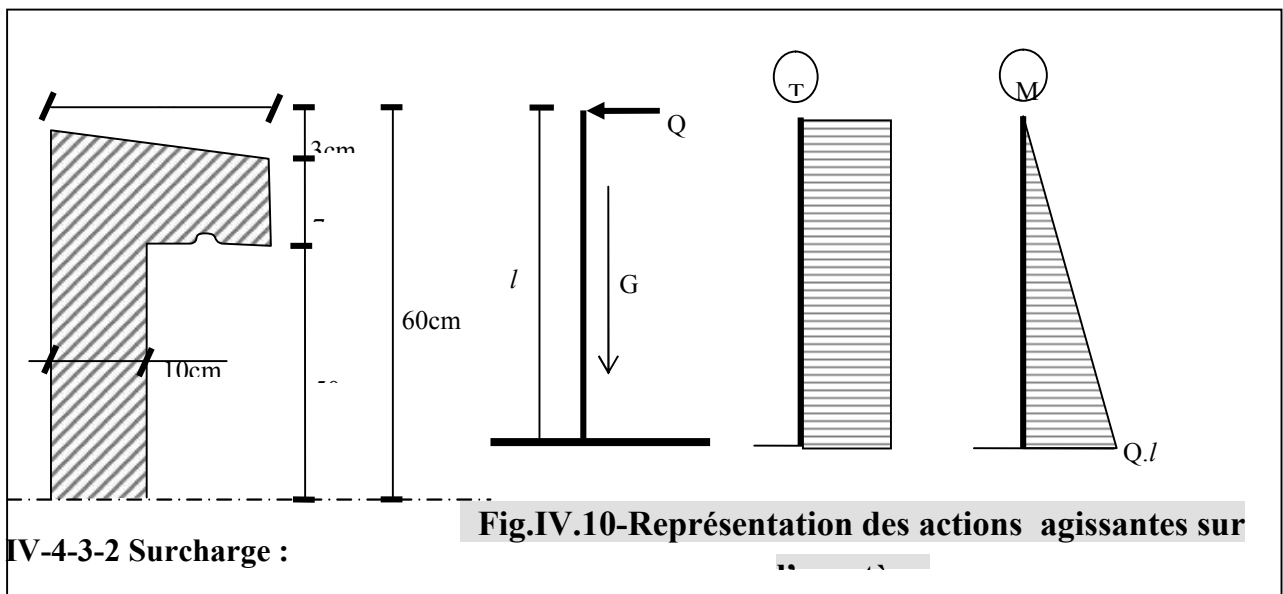
Le calcul se fera sur une bande de 1m linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable)

IV-4-3- Calcul des sollicitations :**IV-4-3-1 poids propre :**

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

$$G = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

**IV-4-3-2 Surcharge :**

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

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,7125 = 2,312 \text{ KN/ml}$$

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

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

-Enrobage :

Vu que la fissuration préjudiciable

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

$$\text{L'excentricité: } e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,312} = 0,39\text{m}$$

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

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

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

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

$$M_u = 2,312 \left(0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,97 \text{ KN.m}$$

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

$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02)2,312 - 0,97 = -0,808 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,7905 \text{ KN.m}$$

$$-0,808 \text{ KN.m} < 24,7905 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire

$$b \times h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$$

IV-4-5- Calcul du ferrailage E. L. U. R :

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

$$\mu = M_u / bd^2 f_{bc} = 0,97 \times 10^3 / 100 \times 9^2 \times 14,17 = 0,00845$$

IV-4-5-1 vérification de l'existence des armatures comprimée A' :

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

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

$$\mu_l = 0,8 * 0,668 (1 - 0,4 * 0,668) = 0,392 > \mu = 0,008 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu=0,008 \Rightarrow \beta=0,996$$

on calcul:

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

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

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,311 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,311 - \frac{2,312 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0,244 \text{ cm}^2$$

IV-4-5.2-section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:

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

$$e = M_{ser} / N_{ser} = 1,7125 / 0,6 = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

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

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

On adopte 5 ϕ 6 p.m; $A_s = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; $St = 25 \text{ cm}$

Les armatures de répartition:

$$A_r = A_s / 4 = 1,41 / 4 = 0,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte: $A_s = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit 5 ϕ 6p.m

IV-4-6-Vérification des contraintes (E. L. S):

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

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

Position de l'axe neutre:

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

$$50y_1^2 + 21,15y_1 - 190,35 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,75 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(1,75)^3}{3} + 15 \times 1,41(9 - 1,75)^2$$

$$I = 1290,34 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{650}{1290,34} \times 1,75 = 0,88 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,88 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition,, vérifié}$$

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

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

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{650}{1290,34} (9 - 1,75) = 54,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 54,78 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition.vérifiée}$$

c-Contrainte de cisaillement :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Cp: facteur de force horizontal Cp=0,8

Wp: poids propre de l'acrotère Wp = 1,7125 KN

Fp: force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5Q$

$$F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 1,7125 \cdot 0,8 = 0,822 \text{KN}$$

$$F_p = 0,822 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{KN} \dots\dots\dots \text{condition Vérifiée.}$$

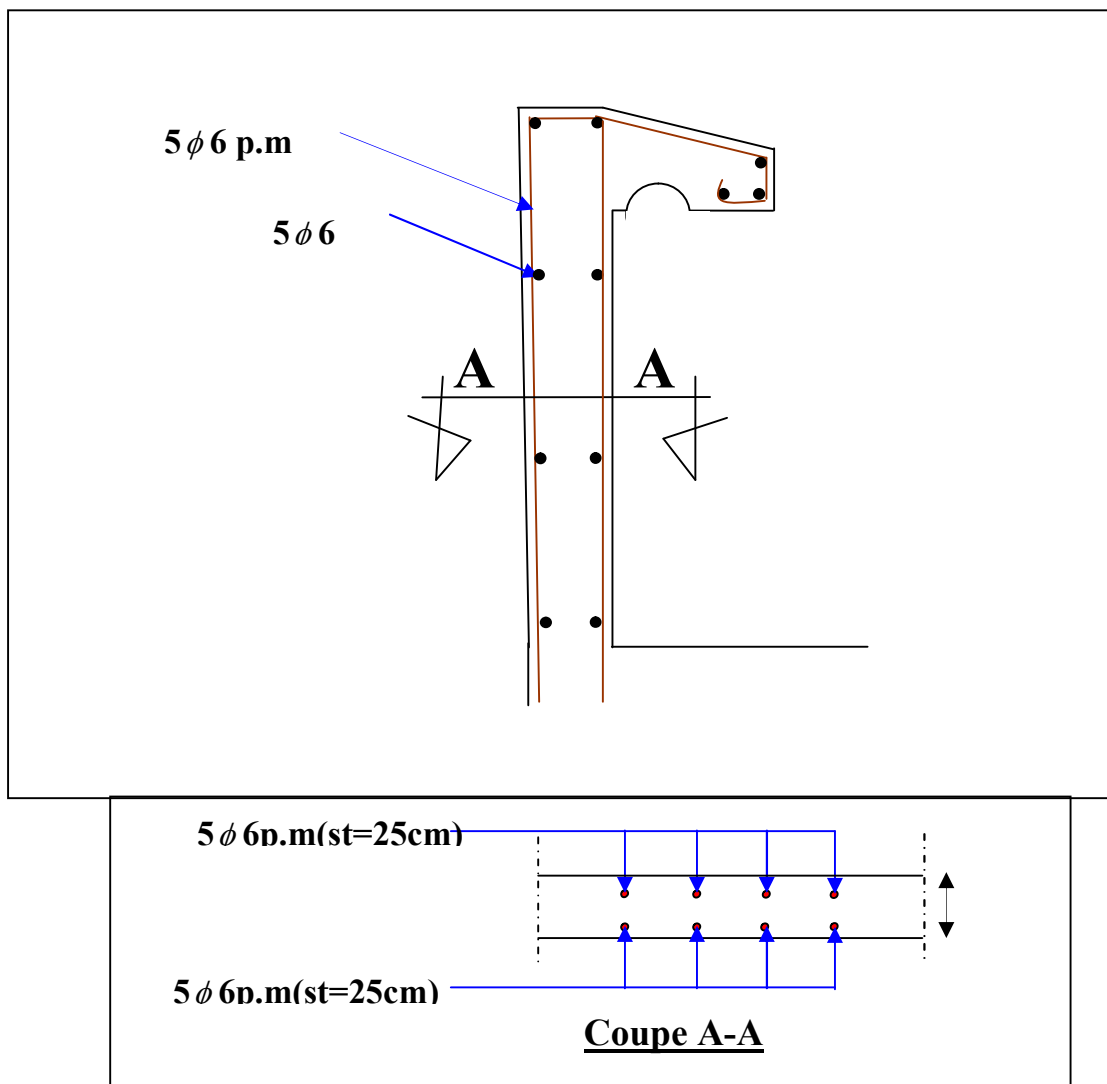


Fig.IV.11-Schéma du ferrailage.