

Chapitre IV

Étude des éléments non structuraux

 *Escaliers.*

 *Acrotère.*

 *Ascenseurs.*

IV.1 escaliers

IV.1.1 Introduction

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie vertical est la contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

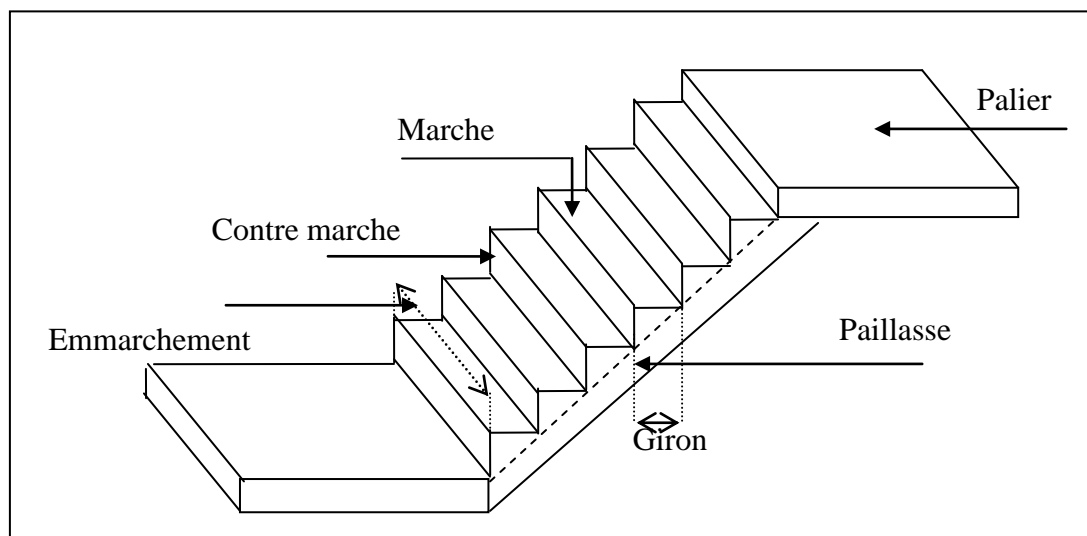
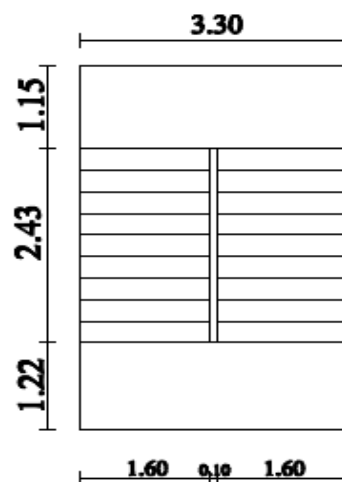


Figure IV.1: schéma d'un escalier



Vue en plan des escaliers

IV.1.2: Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire

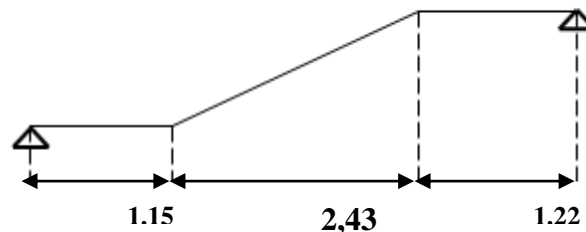


Schéma statique

IV.1.2.1: Calcul de nombre des marches

Soit :

h : hauteur de contre marche,

H : hauteur d'un demi étage,

g : largeur de la marche,

n : nombre de contre marches,

$n-1$: nombre de marches,

L : projection horizontale de la longueur total du volée.

$$H = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm}, \text{ on prend } h = 17 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc } n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ (nombre de contre marches)}$$

$$n-1 = 8 \text{ (nombre de marches)}$$

$$\text{D'autre part : } (n-1).g = L \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{243}{8}$$

$$\Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

D'après la formule de Blondel, on a :

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

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

$$\text{tg } \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = \arctg \alpha = 29,54^\circ.$$

IV.1.2.2: Epaisseur de la paillasse et de palier

a. Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} ; \text{ on a } l = \frac{243}{\cos \alpha} = 2,79 \text{ cm.}$$

$$9,31 \leq ep \leq 13,96 \quad \text{on prend } ep = 15.$$

b. Epaisseur de palier :

$$e_{\text{palier}} = \frac{ep}{\cos \alpha} = \frac{12}{\cos \alpha}$$

$$e_{\text{palier}} = 13,79 \text{ cm} \quad \text{on prend } e_{\text{palier}} = 15 \text{ cm.}$$

On adopte $e_{\text{palier}} = e_{\text{paillasse}} = 15 \text{ cm.}$

IV.1.2.3 Descente de charge

a. volée

Tableau IV.1: Descente de charge (volée)

désignation	Ep (m)	densité é KN/m ³	poids KN/m ²
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
Revêtement en carrelage vertical ep x 20 x h/g	0,02	20,00	0,23
Poids propre de la paillasse ep x 25/cos α	0,14	25,00	4,02
Poids propre des marches h/2 x 22	/	22,00	1,87
Garde- corps	/	/	0,10
Enduit en plâtre ep/cos α	0,02	10,00	0,23

-charge permanente : $G=7,61 \text{ KN/m}^2$.

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

$$q_{\text{uvol}} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1 \text{ m} = 14,02 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{\text{ser vol}} = (G+Q) \cdot 1 \text{ m} = 10,11 \text{ KN/ml.}$$

b. Palier

Tableau IV.2: Descente de charge (palier)

Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
Poids propre du palier $ep \times 25$	0,14	25,00	3,5
Revêtement en carrelage	0,02	20,00	0,40
Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,2

- charge permanente : $G=4,86 \text{ KN/m}^2$.

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

$q_{\text{upal}} = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1\text{m} = 10,31 \text{ KN/ml}$.

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

IV. Détermination des sollicitations

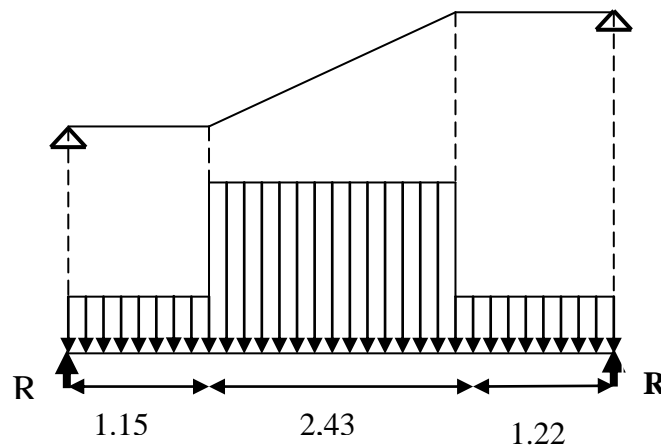


Figure IV.2: Schéma statique de l'escalier

a. E.L.U :

Réactions des appuis

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 1,15) + (q_1 \times 2,43) + (q_2 \times 1,22)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 58.50\text{KN}$$

$$\sum M /_B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(1.22)^2}{2} q_2 + 2.43 \left(\frac{(2.43)}{2} + 1.22 \right) q_1 + 1.15 \left(\frac{(1.15)}{2} + 2.43 + 1.22 \right) q_2 \right] / 4.80$$

$$\Rightarrow R_A = 29.31\text{KN}$$

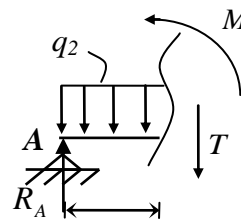
$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(1.15)^2}{2} q_2 + 2.43 \left(\frac{(2.43)}{2} + 1.15 \right) q_1 + 1.22 \left(\frac{(1.22)}{2} + 2.43 + 1.15 \right) q_2 \right] / 4.80$$

$$\Rightarrow R_B = 29.18\text{KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant

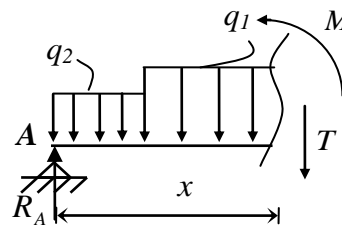
- $0 \leq x \leq 1.15$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



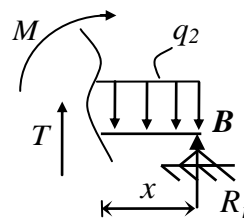
- $1.15 \leq x \leq 3.58$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.15q_2 - q_1(x - 1.15) \\ M(x) = R_A x - 1.15 \left(x - \frac{1.15}{2} \right) q_2 - \frac{(x - 1.15)^2}{2} q_1 \end{cases}$$



- $0 \leq x \leq 1.22$

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



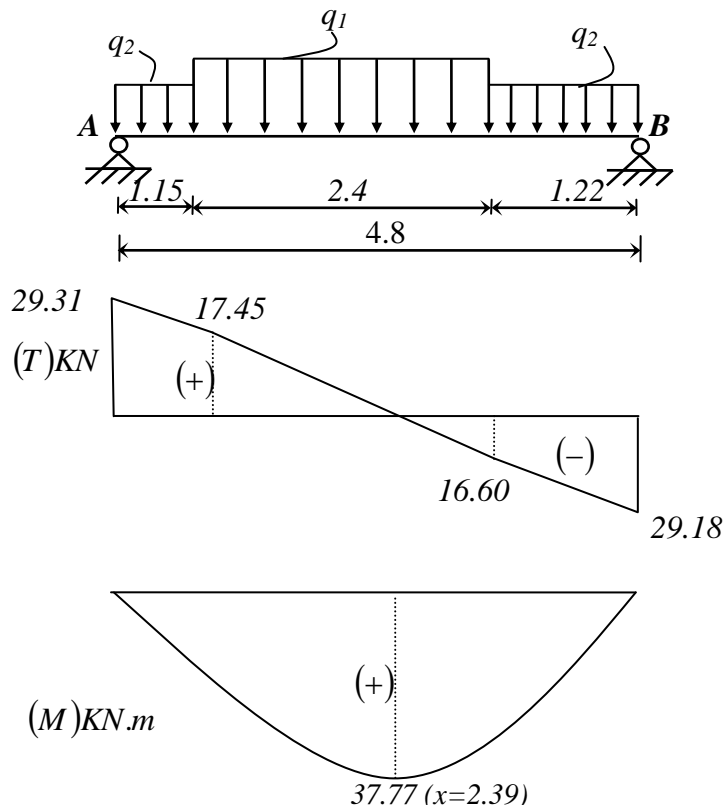


Figure IV.3: Diagrammes des sollicitations

Tableau IV.3: Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.U)

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.3M_o$)	Moment en travée ($M_t=0.8M_o$)
0	29.31	29.31	0	29.31	37.77	11.33	30.21
1.15	-	17.45	26.88				
2.39	-	0	37.77				
3.58	-	-16.60	27.92				
4.8	29.18	-29.18	0				

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.3M_0$ qui conduit a un moment réduit en travée : $M_t = 0.8M_0$

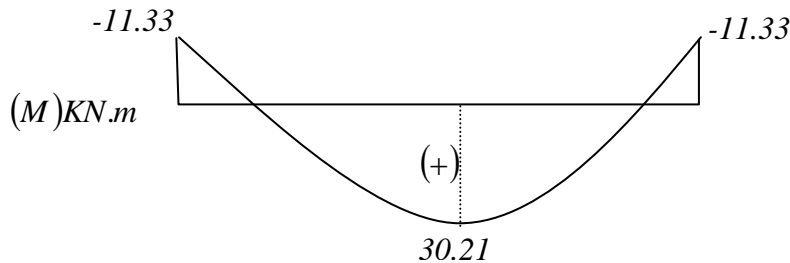


Fig IV.4: Diagramme des moments

b. E.L.S

Réactions des appuis

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 1,15) + (q_1 \times 2,43) + (q_2 \times 1,22)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 42.01 \text{KN}$$

$$\sum M /_B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(1,22)^2}{2} q_2 + 2,43 \left(\frac{(2,43)}{2} + 1,22 \right) q_1 + 1,15 \left(\frac{(1,15)}{2} + 2,43 + 1,22 \right) q_2 \right] / 4,8$$

$$\Rightarrow R_A = 21.05 \text{KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(1,15)^2}{2} q_2 + 2,43 \left(\frac{(2,43)}{2} + 1,15 \right) q_1 + 1,22 \left(\frac{(1,22)}{2} + 2,43 + 1,15 \right) q_2 \right] / 4,8$$

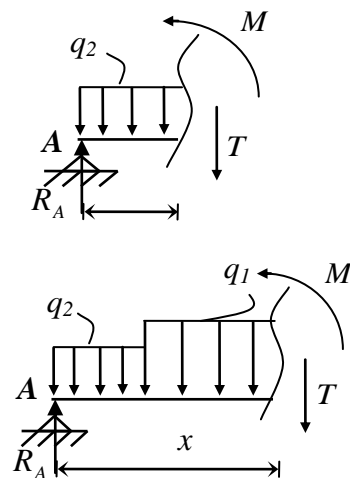
$$\Rightarrow R_B = 20.95 \text{KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant

- $0 \leq x \leq 1.15$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

- $1.15 \leq x \leq 3.58$



$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.15q_2 - q_1(x-1.15) \\ M(x) = R_A x - 1.15 \left(x - \frac{1.15}{2} \right) q_2 - \frac{(x-1.15)^2}{2} q_1 \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 1.22$

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

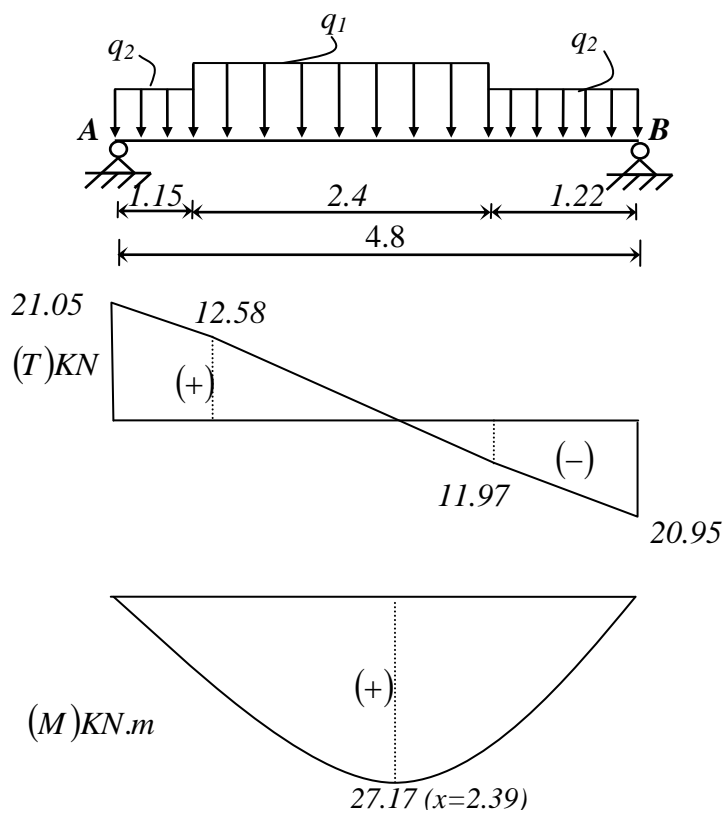
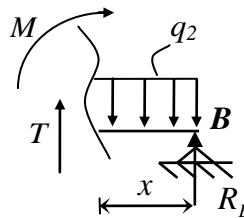


Figure IV.5: Diagrammes des sollicitations

Tableau IV.4: Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S)

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.3M_o$)	Moment en travée ($M_t=0.8M_o$)
0	21.05	21.05	0	21.05	27.17	8.15	21.73
1.15	-	12.58	19.34				
2.39	-	0	27.17				
3.58	-	-21.62	20.08				
4.8	20.95	-20.95	0				

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.3M_o$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_t = 0.8M_o$

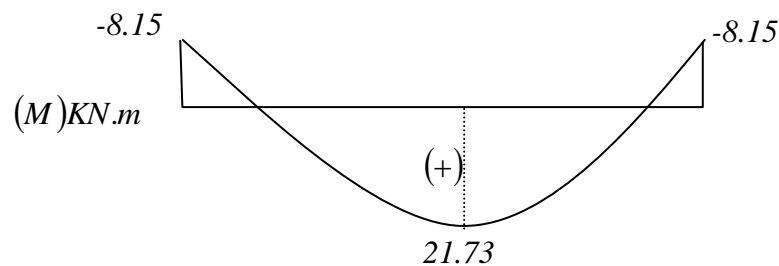


Figure IV.6: Diagramme des moments

Conclusion :

(E.L.U) :

Mt max= 30,21 kn.m

Ma max= 11,33kn.m

Tmax = 29,31 kn

(E.L.S) :

Mt max= 21,73 kn.m

Ma max= 8,15kn.m

Tmax = 21,05 kn

IV.1.2.5: calcul de ferrailage**a. E.L.U****a.1 En travée**

$$\mu = \frac{30,21 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,116 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,154$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,93$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30210}{0,93 \times 13,5 \times 348} = 6,91 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (A_{cal} ; A_{\min}) = 6,91 \text{ cm}^2$$

Choix : 5T14 esp 20.

T14 → e = 20cm ≤ min [3h ; 33cm] = min [45 ; 33] cm = 33 cm → condition vérifiée

Armatures de répartition

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,92 \text{ cm}^2$$

Ar : 4T8 → Ar = 2,01 cm²/ml

T8 → e = 25cm ≤ min [4h ; 45cm] = min [60 ; 45] cm = 45 cm → condition vérifiée.

a. En appui

$$\mu = \frac{11,33 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,04 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 0,051 \quad ; \quad \beta = 0,97$$

$$A = 2,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal} ; A_{\min}) = 1,63 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T10 esp 25.

Ar : 2T8 → Ar = 1,01 cm²/ml

T8 → e = 25 cm.

b. E.L.S :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

b.1 En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{30,21}{21,73} = 1,39$$

$$\alpha = 0,154 < 0,44 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b.2 En appui :

$$\alpha = 0,051 < 0,44 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

• **vérification les efforts tranchants**

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 29,31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\tau_\ell = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} \leq \tau_\ell = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Remarque :** Les marches ferrailent constructivement avec T10 et $\phi 8$.

IV..Étude de la poutre palière :**1. Dimensionnement :**

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \text{ on prend } h_t = 30\text{cm} \\ 0.4 h_t \leq b \leq 0.8 h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 24 \text{ on prend } b = 25\text{cm} \end{cases}$$

2. Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 25\text{cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{30}{25} = 1.2 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Suivant R.P.A : min (h, b) > 25 cmC.

3. Charge supportée par la poutre :

Poids propre de la poutre palier : $0,3 \times 0,25 \times 25 = 1.87 \text{ KN/m}$

Réaction du palier sur la poutre : $R_{BU} = 21.52 \text{ KN/m.}$

$R_{BS} = 15.44 \text{ KN/m.}$

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

On a : $q_{u1} = 1,35 \times 1.87 + 1,5 \times 2,5 + 21.52 = 27.79 \text{ KN/m}$

$q_{ser} = 1.87 + 2,5 + 15.44 = 19.87 \text{ KN/m}$

4. Calcul des sollicitations**a. E.L.U**

$$M_o = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 37.82 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8 \cdot M_o = 30.25 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \cdot M_o = 11.34 \text{ KN.m.}$$

$$T_x = q_l / 2 = (27.79 \times 3.3) / 2 = 45.85 \text{ KN}$$

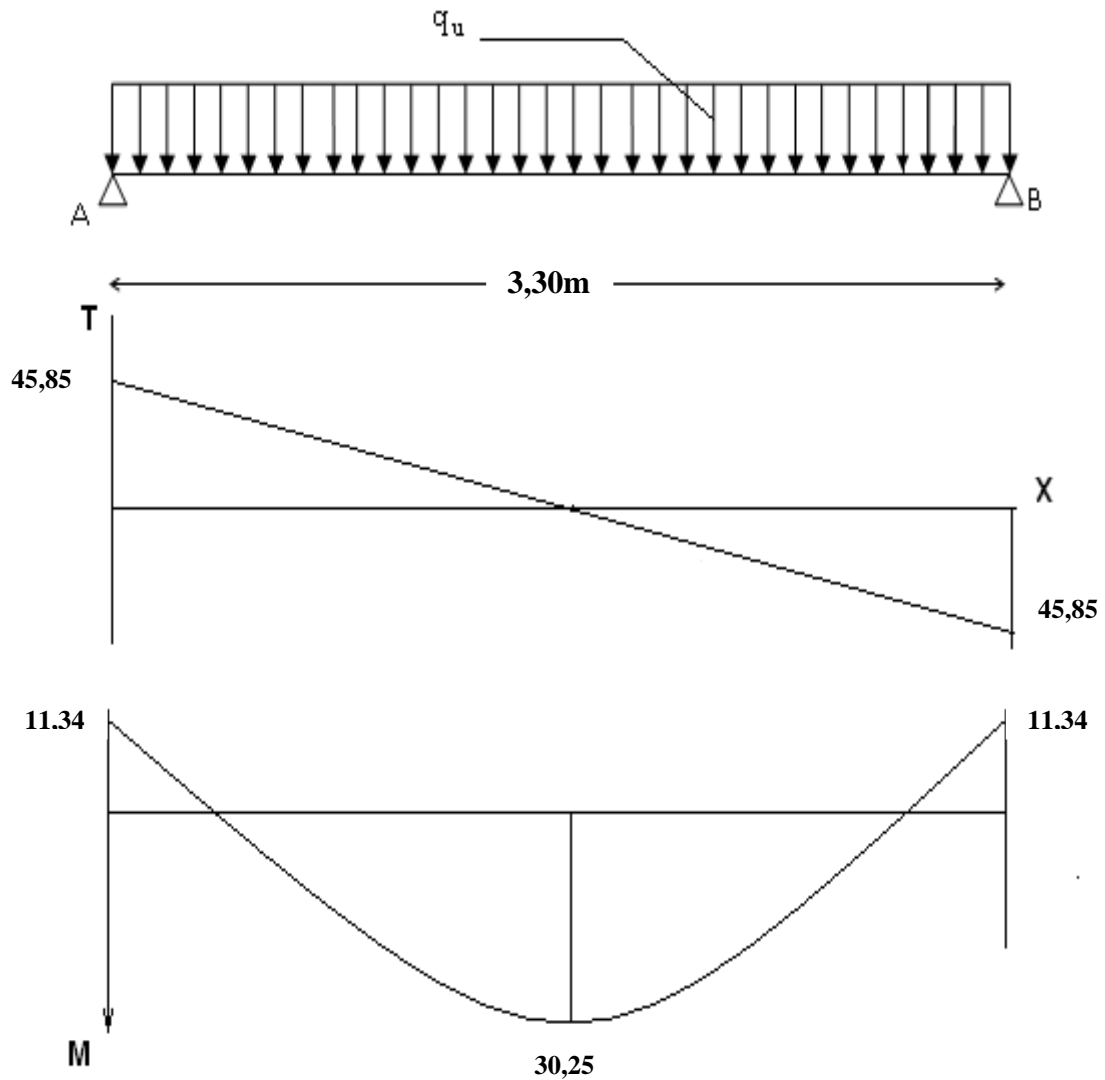


Figure IV.7: Diagrammes des (M et T) de la poutre palière

b.2 E.L.S

$$M_o = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 27.04 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8 \cdot M_o = 21.63 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \cdot M_o = 8.11 \text{ KN.m.}$$

$$T_x = q_u \cdot l / 2 = (19.87 \cdot 3.3) / 2 = 32.78 \text{ KN}$$

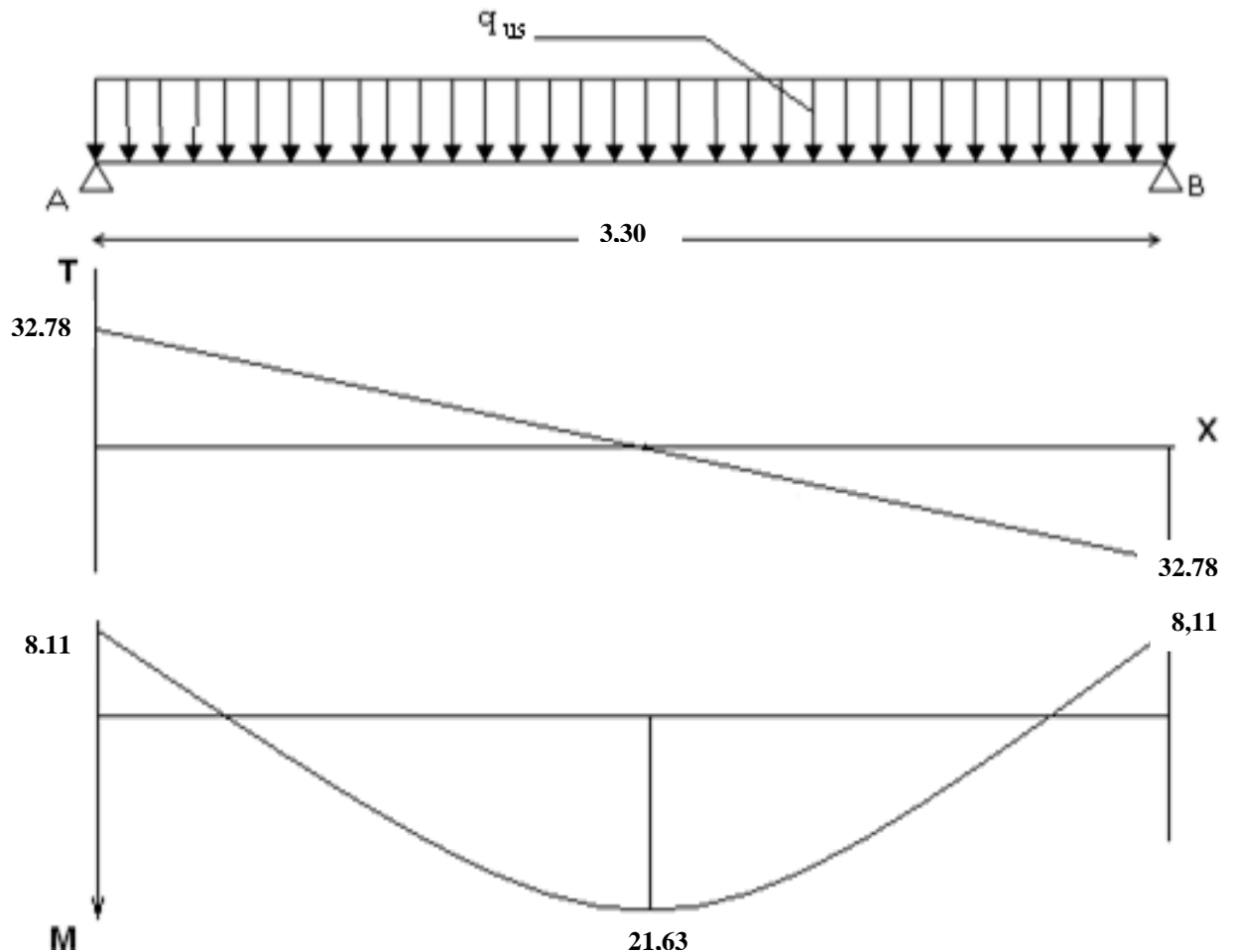


Figure IV.8: Diagrammes des (M et T) de la poutre palière

IV.1.2.7: Calcul du ferrailage :

a. E.L.U :

a.1 En travée

$$\mu = \frac{30,25 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,11 < \mu l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,15$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,93$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30250}{0,93 \times 13,5 \times 348} = 6,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal} ; A_{\min}) = 6,86 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T14 + 2T14

a.2 En appui :

$$\mu = \frac{11,34 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,04 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,05$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,97$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11340}{0,97 \times 13,5 \times 348} = 2,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal} ; A_{\min}) = 2,48 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12

b. E.L.S :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{FE400} \end{array} \right\} \text{ Si } \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

b.1 En travée :

$$\gamma = 1,39$$

$$\alpha = 0,15 < 0,44 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b.2 En appui :

$\alpha = 0,05 < 0,44$ Condition vérifiée.

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

- **Vérification l'effort tranchant:**

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 45,85 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_o \cdot d} = 0,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_\ell = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0,33 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

- **Armatures transversales :**

$$\phi = \min \begin{cases} h/35 = 128,5 \text{ mm} \\ b/10 = 35 \text{ mm} \\ \phi_\ell = 14 \text{ mm} \end{cases}$$

Soit $\phi = 8 \text{ mm}$

Choix : 2Ø8 $\rightarrow 1,00 \text{ m}^2$

- **Calcul de l'espacement :**

$$\delta_t \leq \min \begin{cases} \min (0,9 d , 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot 0,4} = 16,78 \text{ cm.} \\ \frac{A_t \cdot 0,3 f_e}{b_o \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28})} = 23,88 \text{ cm} \end{cases} .$$

Soit $\delta_t = 15 \text{ cm}$.

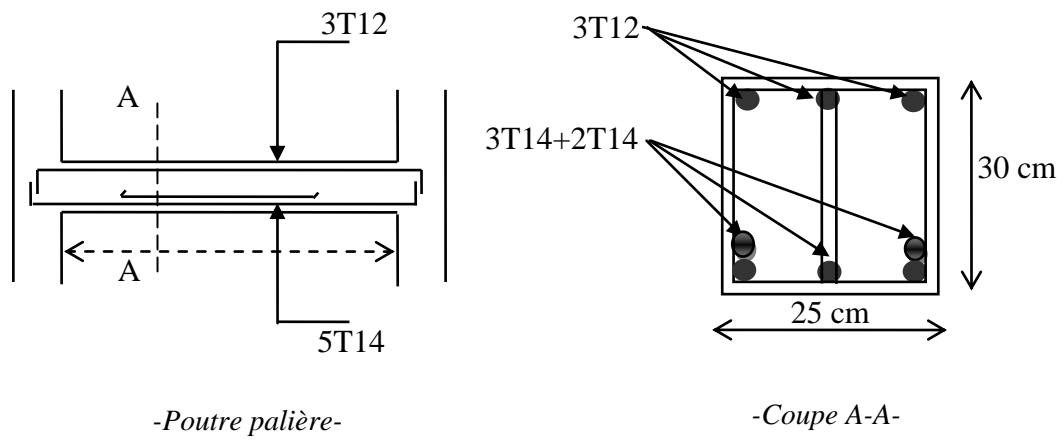


Figure IV.9: coupe de poutre palière

IV.2 Acrotère

IV.2.1 Introduction

Le rôle de l'acrotère est d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et de protéger le gravier de la poussée du vent d'où il faut un écran.

$$S = \frac{0.05 \times 0.2}{2} + (0.1 \times 0.2) + (0.5 \times 0.15)$$

$$S = 0.1 \text{ m}^2$$

Géométrie	
La hauteur h	60cm
L'épaisseur h_0	15cm
L'enrobage c	2cm
La surface S	0.1m ²
L'enrobage $C = C'$	2cm

Matériaux	
Béton de résistance f_{c28}	25MPa
Acier de limite élastique f_e	400MPa

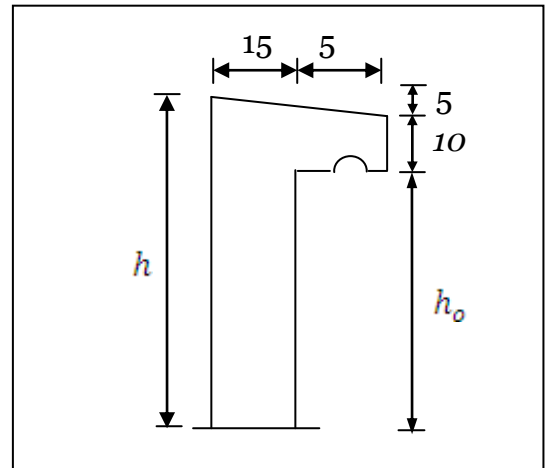


Figure IV.10: Coupe de l'acrotère

IV.2.2: Ferrailage

IV.2.2.1: Sollicitation

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher soumis au poids propre et la surcharge d'exploitation. le calcul se fait par un b_{ndE} de 1 m.

*Selon R.P.A on a :

WP : Le Poids Propre de l'Acrotère.

A : Coefficient d'Accélération «Groupe d'Usage 2 ;

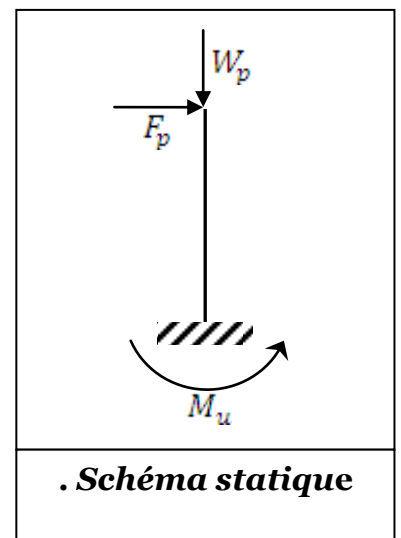
Zone IIa» $\Rightarrow A = 0,15$

CP : Facteur de Force Horizontale Variant entre 0,3 et 0,8 ;

CP = 0,8.

WP = $25 \times 0,1 = 2,5$ KN/ml.

$F_P = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,5 \Rightarrow F_P = 1,2$ KN/ml.



. Schéma statique

E.L.U		
La charge permanente ultime	$N_u = 1,35W_p$	3,375 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_u = 1,5F_p$	1,8KN
Moment d'encastrement	$M_u = hQ_u$	1,08 KN.m

E.L.S		
La charge permanente ultime	$N_s = W_p$	2,5 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_s = F_p$	1,2 KN
Moment d'encastrement	$M_s = hQ_s$	0,72 KN.m

IV.2.2.2: Calcul de l'excentricité

- **L'excentricité de 1^{er} ordre :**

$$e_1 = M_u / N_u = 0,32m$$

- **L'excentricité additionnelle :**

$$e_a = \text{Max}(2cm; l/250) = 2cm$$

- **L'excentricité de 2^{ème} ordre :**

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset)$$

$$l_f = 2l = 1,2m ; \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_s} \right) = 0 \Rightarrow e_2 = 0.00144m$$

$$e_o = e_1 + e_a + e_2 = 0,341m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_o = 0,341m \\ \frac{h_o}{2} - C' = 0.08m \end{array} \right. \Rightarrow e_o > \left(\frac{h_o}{2} - C' \right) \Rightarrow \text{La section partiellement comprimé}$$

IV Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue

- **E.L.U :**

$$e_{uA} = e_o + \left(d - \frac{h_o}{2} \right) = 0.386m$$

$$M_{uA} = N_u e_{uA} = 1,3KN.m$$

- **E.L.S :**

$$e_o = M_{sA} / N_{sA} = 0,288m$$

$$e_{sA} = e_o + \left(d - \frac{h_o}{2} \right) = 0,333m$$

$$M_{sA} = N_s e_{sA} = 0.83 \text{ KN.m}$$

IV.2.2.4: Calcul de ferrailage

Calcul des moments réduits		
Etat limite de compression du béton	Si : ➤ $\mu \leq \mu_l$ alors : « Pas d'aciers comprimés » ➤ $\mu \geq \mu_l$ alors : « Aciers comprimés nécessaires »	$\mu = \frac{M_{uA}}{f_{bu} b a^2} = 0.006$ Pas d'aciers comprimés
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\alpha = 0.007$
Ordonnée de la fibre neutre	$\alpha \times d$	$y = 0.0008 \text{ m}$
Bras de levier du couple interne	$d(1 - 0.4\alpha)$	$Z_b = 0.119 \text{ m}$
Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_{uA} / Z_b f_{su}$	$A_u = 0.313 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$0.23 b d f_{t28} / f_e$	$A_{min} = 1.665 \text{ cm}^2$
Choix des sections commerciales (les armatures tendus)		
6T6 $\Rightarrow A_s = 1.70 \text{ cm}^2$		
Les armatures de répartition	$A/4$	0.425 cm^2
3T6 $\Rightarrow A_s = 0.85 \text{ cm}^2$		

IV.2.2.5: Vérification à L'ELS

- **Vérification de l'effort tranchant :**

Vérification de la contrainte de cisaillement		
Contrainte tangente	$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$	$\tau_u = 0.1 \text{ MPa}$
Contrainte tangente limite	$\text{Min}(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa})$	2.50 MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \text{Min}(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa})$	$0.1 < 2.5$ vérifiée

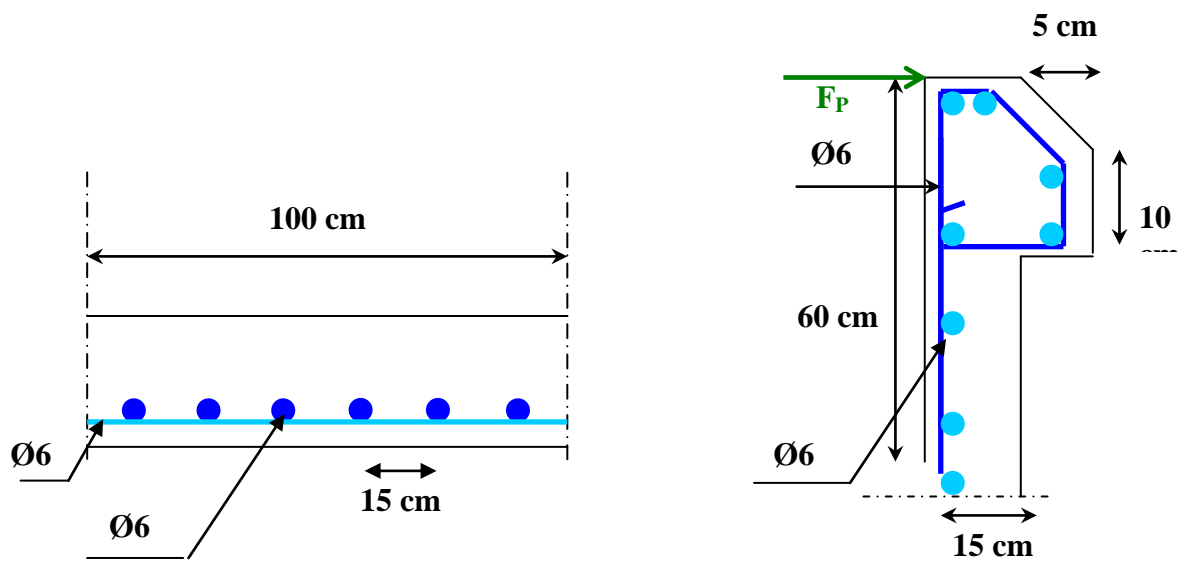


Figure IV.11: coupe de l'acrotère

IV.3 Ascenseur

IV.3.1 Introduction

Appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement des personnes ou des chargements, aux différents étages d'un bâtiment. Il représente la principale forme de circulation verticale dans les bâtiments supérieurs à 3 étages.

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériel.

- D'après les normes françaises NF P82-208 pour une surface de 1,045 m² on a une charge nominale égale à 400 kg.
- La dalle en béton armé d'épaisseur $e = 20$ cm supporte la machine.
- La vitesse adoptée pour l'ascenseur $v = 0,63$ m/s.
- Notre bâtiment comporte deux ascenseurs identiques, dont les dimensions des cabines sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.5: **Les Dimensions des ascenseurs**

Les Caractéristiques	Les Dimensions
La Surface utile.	0,70 m ²
La Largeur.	1,10 m
La Hauteur.	2,20 m
La Profondeur.	0,95 m
La Largeur du passage libre.	0,80 m
La Hauteur du passage libre.	2,00 m

IV.3.2: Calcul des Charges

IV.3.2.1: La Charge Permanente

- Masse de surface totale des cotes :

$$S = (0,95 \times 2 + 1,10) \times 2,20 = 6,60 \text{ m}^2.$$

$$P = 11,50 \text{ kg/ m}^2.$$

$$M_1 = 11,50 \times 6,60 \times 1,10 = 83,49 \text{ kg.}$$

- Masse du plancher :

$$S = 0,95 \times 1,10 = 1,045 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 1,045 \times 110 = 114,95 \text{ kg.}$$

- Masse du toit :

$$M_3 = 20 \times 1,045 = 20,9 \text{ kg.}$$

- Masse de l'arcade :

$$M_4 = 60 + 80 \times 1,10 = 148,0 \text{ kg.}$$

- Masse de parachute a prise amortie :

$$M_5 = 100 \text{ kg.}$$

- Masse des accessoires :

$$M_6 = 80 \text{ kg.}$$

- Masse des poulies de mouflage « 30kg par poulie » : $M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg.}$

- Masse de la porte de la cabine :

$$S = 2,0 \times 0,80 = 1,60 \text{ m}^2.$$

$$M_8 = 1,6 \times 25 + 80 = 120,0 \text{ kg.}$$

- Le poids mort = le poids de cabine + le poids des accessoires + le poids de revêtement :

$$P_m = \sum M_i = 727,340 \text{ kg.}$$

- Masse des câbles : On a deux poulies ; donc on aura 4 câbles :

$$\frac{D_{\text{poulie}}}{d_{\text{câble}}} = 45.$$

$$\frac{500}{d_{\text{câble}}} = 45 \Rightarrow d_{\text{câble}} = \frac{500}{45} = 11,111 \text{ mm.}$$

$$L_{\text{câble}} = H_{\text{total}} - H_{\text{cabine}} = 34,17 - 2,2 = 31,97 \text{ m.}$$

$$M_9 = n \times L \times \text{masse de câble} / m = 4 \times 31,97 \times 0,396 = 50,640 \text{ kg.}$$

- Masse de contre poids :

$$P_p = P_m + Q/2 = 727,34 + 400/2 = 927,34 \text{ kg.}$$

- Masse de treuil en haut + moteur TR :

$$M_{11} = 1200 \text{ kg.}$$

Finalement, la charge permanente totale de l'ascenseur est égale :

$$G = P_m + P_{\text{câble}} + TR + P_p.$$

$$G = 727,34 + 50,64 + 1200 + 927,34.$$

$$G = 2905,32 \text{ kg.}$$

IV.3.2.2: La Charge d'Exploitation

$$Q = 400 \text{ kg.}$$

IV.3.2.3: Combinaisons de Charge

- **ELU :** $Q_U = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 45,222 \text{ KN.}$
- **ELS :** $Q_S = G + Q = 33,053 \text{ KN.}$

IV.3.2.4: Vérification de la Dalle d'Ascenseur au Poinçonnement

Il y a un risque de poinçonnement de la dalle à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur « **moteur à 4 appuis** », chaque appuis prend un carre ($\frac{1}{4}$) de la charge totale.

$$Q_{U\text{appui}} = Q_U / 4 = 11,305 \text{ KN.}$$

$Q_{U\text{appui}}$: La Charge concentrée développe un effort tranchant en chaque point de la dalle et d'après le **BAEL91**; on vérifier :

$$\tau_u \leq 0,045 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}.$$

$$\tau_u = \frac{Q_U}{U_C \times h} \text{ avec : } \begin{cases} U_C = 0,3 \times 4 = 1,20 \text{ m.} \\ h = 0,2 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{11,305}{1,20 \times 0,2} = 47,104 \text{ KN/m}^2.$$

$$\tau_u = 0,047 \text{ Mpa} \leq 0,045 \times \frac{25}{1,5} = 0,750 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

Donc la Dalle Résiste au Poinçonnement.

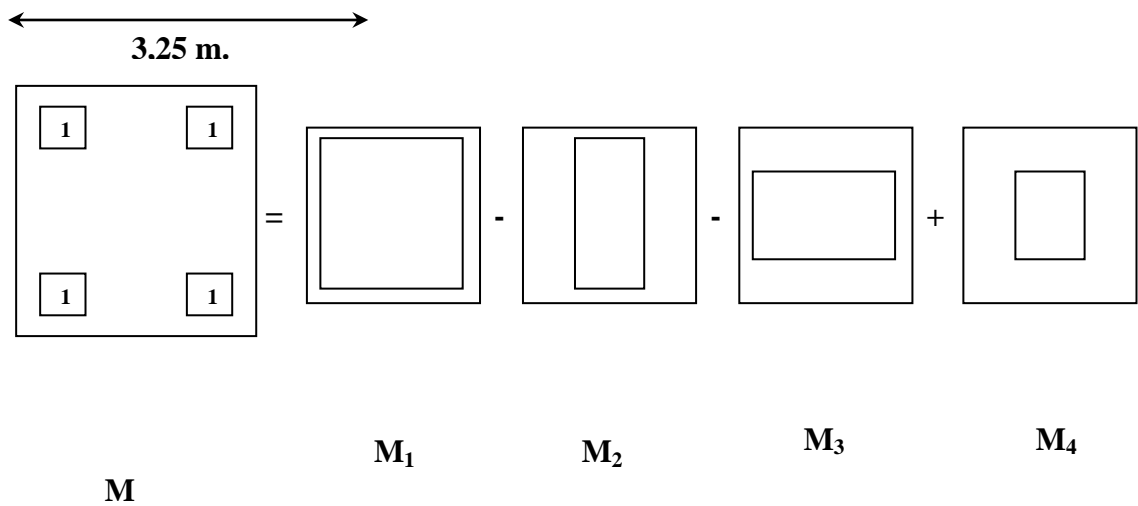
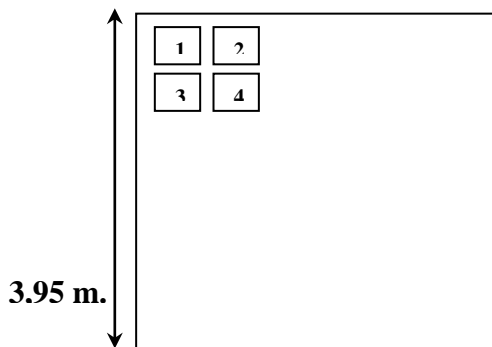
IV.3.2.5: Calcul des Sollicitations

a. Etude de la Dalle Sous la Charge Concentrée

Les Moments M_1 et M_2 sont en fonction de :

- $\rho = l_x / l_y.$
- $u / l_x.$

➤ v / l_Y .



Par les abaques de PIGEAUD :

$$M_X = (M_1 + v \times M_2) \times P \times S.$$

$$M_Y = (M_2 + v \times M_1) \times P \times S.$$

$$M = M_1 - M_2 - M_3 + M_4.$$

1. CHARGE o1 :

- **En ELU :**

$$v = 0.$$

$$M_X = M_1 \times P \times S.$$

$$M_Y = M_2 \times P \times S.$$

➤ $\rho = l_X / l_Y = 3,25 / 3,95 = 0,822.$

➤ $P = q_U / (u \times v) = 11,305 / (0,3 \times 0,3) = 125,55 \text{ KN/m}^2.$

Tableau .IV.6: Des Sollicitations à différentes des charges (E.L.U et E.L.S)

Rectangle	u / lx	v / ly	M ₁	M ₂	S = u × v	P × S	M _{XU}	M _{YU}
1	0,846	0,924	0,058	0,033	10,040	1260,61	73,110	41,600
2	0,661	0,924	0,066	0,038	7,850	985,650	65,050	37,450
3	0,846	0,772	0,063	0,040	8,390	1053,45	66,370	42,140
4	0,661	0,772	0,075	0,045	6,560	823,360	61,750	37,050

$$M_{XU} = 3,44 \text{ KN.m.}$$

$$M_{YU} = - 0,94 \text{ KN.m.}$$

- En ELS : $v = 0,2$.

$$M_{XS} = (M_1 + 0,2 \times M_2) \times p \times S.$$

$$M_{YS} = (M_2 + 0,2 \times M_1) \times p \times S.$$

- $q_s = 33,053 / 4 = 8,263$.
- $P = q_s / (u \times v) = 8,263 / (0,3 \times 0,3) = 91,814 \text{ KN/ m}^2$.

Rectangle	u / lx	v / ly	M ₁ + 0.2×M ₂	M ₂ + 0.2×M ₁	P × S	M _{Xs}	M _{Ys}
1	0,846	0,924	0,065	0,045	921,37	59,890	41,460
2	0,661	0,924	0,074	0,051	720,39	53,310	36,740
3	0,846	0,772	0,071	0,053	769,95	54,670	40,810
4	0,661	0,772	0,084	0,060	602,01	50,570	36,120

$$M_{Xs} = 2,48 \text{ KN.m.}$$

$$M_{Ys} = 0,03 \text{ KN.m.}$$

2. CHARGE o2 :

• En ELU :

Rectangl e	u / l _x	v / l _y	M ₁	M ₂	S = u × v	P × S	M _{XU}	M _{YU}
1	0.354	0.924	0.088	0.044	4.20	527.35	46.41	23.20
2	0.169	0.924	0.103	0.046	2.01	252.37	25.99	11.61
3	0.354	0.772	0.100	0.052	3.51	440.71	44.07	22.92
4	0.169	0.772	0.116	0.054	1.68	210.63	24.43	11.37

M_{XU} = 0,78 KN.m.

M_{YU} = 0,04 KN.m.

• En ELS :

Rectang le	u / l _x	v / l _y	M ₁ + 0,2×M ₂	M ₂ + 0,2×M ₁	P × S	M _{Xs}	M _{Ys}
1	0,354	0,924	0,097	0,062	385,430	37,380	23,890
2	0,169	0,924	0,112	0,067	184,460	20,660	12,360
3	0,354	0,772	0,110	0,072	322,110	35,430	23,190
4	0,169	0,772	0,127	0,077	154,170	19,580	11,870

M_{Xs} = 0,87 KN.m.

M_{Ys} = 0,21 KN.m.

3. CHARGE o3 :

• En ELU :

Rectangle	u / l _x	v / l _y	M ₁	M ₂	S = u × v	P × S	M _{XU}	M _{YU}
1	0,846	0,519	0,075	0,055	5,64	708,16	53,11	38,95
2	0,661	0,519	0,088	0,064	4,41	553,72	48,73	35,44
3	0,846	0,367	0,080	0,067	3,98	499,73	39,98	33,48
4	0,661	0,367	0,095	0,076	3,12	391,43	37,18	29,75

$$M_{XU} = 1,58 \text{ KN.m.}$$

$$M_{YU} = - 0,22 \text{ KN.m.}$$

- En ELS :

Rectangle	u / l _x	v / l _y	M ₁ + 0,2×M ₂	M ₂ + 0,2×M ₁	P × S	M _{Xs}	M _{Ys}
1	0,846	0,519	0,086	0,070	517,580	44,510	36,230
2	0,661	0,519	0,101	0,082	404,700	40,870	33,180
3	0,846	0,367	0,093	0,083	365,240	33,970	30,310
4	0,661	0,367	0,110	0,095	286,320	31,490	27,200

$$M_{Xs} = 1,16 \text{ KN.m.}$$

$$M_{Ys} = - 0,06 \text{ KN.m.}$$

4. CHARGE o4 :

- En ELU :

Rectangle	u / l _x	v / l _y	M ₁	M ₂	S = u × v	P × S	M _{XU}	M _{YU}
1	0.354	0.519	0.123	0.074	2.36	296.32	36.45	21.93
2	0.169	0.519	0.150	0.079	1.13	141.88	21.28	11.21
3	0.354	0.367	0.135	0.093	1.67	209.68	28.31	19.50
4	0.169	0.367	0.170	0.100	0.80	100.13	17.02	10.01

$$M_{XU} = 3,88 \text{ KN.m.}$$

$$M_{YU} = 1,23 \text{ KN.m.}$$

- En ELS :

Rectangle	u / l _x	v / l _y	M ₁ + 0,2×M ₂	M ₂ + 0,2×M ₁	P × S	M _{Xs}	M _{Ys}
1	0,354	0,519	0,138	0,099	216,580	29,880	21,440
2	0,169	0,519	0,166	0,109	103,700	17,210	11,300
3	0,354	0,367	0,154	0,120	153,250	23,600	18,390
4	0,169	0,367	0,190	0,134	73,420	13,940	9,840

$$M_{XS} = 3,01 \text{ KN.m.}$$

$$M_{YS} = 1,59 \text{ KN.m.}$$

b. Etude de la Dalle sous la Charge Repartie

$$G = 8,690 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = 0,822.$$

- **ELU : $v = 0$.**

$$Q_U = 13,23 \text{ KN/m}^2$$

$$M_X = \mu_x \times Q_U \times (L_X)^2.$$

$$M_Y = \mu_y \times M_X.$$

$$\mu_x = 0,0539 ; \mu_y = 0,6313.$$

$$M_X = 7,53 \text{ KN.m.}$$

$$M_Y = 4,75 \text{ KN.m.}$$

- **ELS : $v = 0,2$.**

$$Q_S = 9,69 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x = 0,0607 ; \mu_y = 0,7381.$$

$$M_X = 6,21 \text{ KN.m.}$$

$$M_Y = 4,58 \text{ KN.m.}$$

Finalement :

- Moments de la dalle en **ELU** :

$$M_{XU} = 9,68 + 7,53 = 17,21 \text{ KN.m.}$$

$$M_{YU} = 0,11 + 4,75 = 4,86 \text{ KN.m.}$$

- Moments de la dalle en **ELS** :

$$M_{XS} = 6,21 + 7,52 = 13,73 \text{ KN.m.}$$

$$M_{YS} = 4,58 + 1,77 = 6,35 \text{ KN.m.}$$

IV.3.3: Ferrailage de la Dalle d'Ascenseur

a. Suivant Lx :

- En Travée : $M_{TX} = 0,85 \times M_{XU} = 14,63 \text{ KN.m.}$
 $\mu = 0,036 ; \alpha = 0,045 ; z = 0,167 \Rightarrow A = 2,96 \text{ cm}^2.$
- En Appuis : $M_{AX} = - 0,5 \times M_{XU} = - 8,60 \text{ KN.m.}$
 $\mu = 0,0209 ; \alpha = 0,026 ; z = 0,168 \Rightarrow A = 1,47 \text{ cm}^2.$

b. Suivant Ly :

- En Travée : $M_{TY} = 0,85 \times M_{YU} = 4,13 \text{ KN.m.}$
 $\mu = 0,0103 ; \alpha = 0,0126 ; z = 0,169 \Rightarrow A = 0,70 \text{ cm}^2.$
- En Appuis : $M_{AY} = - 0,5 \times M_{YU} = - 2,43 \text{ KN.m.}$
 $\mu = 0,0059 ; \alpha = 0,0074 ; z = 0,169 \Rightarrow A = 0,41 \text{ cm}^2.$

Le Ferrailage Adopté :

- En Travée : $A = 2,96 \Rightarrow 5T10 / \text{ml.}$
- En appuis : $A = 1,47 \Rightarrow 4T10 / \text{ml.}$

C. Vérification en ELS

Il faut Vérifier la Condition Suivante : $\frac{(\gamma - 1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha.$
 Avec : $\gamma = \frac{M_U}{M_S}.$

- Dans le Sens **XX** : $\gamma = 1,253.$
 $\frac{(1,253 - 1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,377 > 0,045$

- Dans le Sens **YY** : $\gamma = 1,080$.

$$\frac{(1,080 - 1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,290 > 0,0126$$

c. Vérification de la Flèche :

1. $h/L \geq 1/16 \Rightarrow 20/395 = 0,0506 < 0,0625$ **C.N.V.**
2. $h/L \geq 1/10 \times M_t / M_o \Rightarrow 0,0506 < 0,085$**C.N.V.**
3. $A / b_o \times d \leq 4,2 / f_e \Rightarrow 0,0017 < 0,012$ **C.V.**

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche de dalle.

e. Calcul de flèche :

- Centre de gravité de la section : $X_g = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i}$; $Y_g = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i}$.

$$(X_g, Y_g) = (0 ; 10,01)$$

Tableau .IV.7: Les valeurs des moments et des contraintes

Charge	Valeur (KN/ml)	Moment	Valeur (KN.m)	Contrainte	σ (Mpa)	μ	Valeur
G	8,690	M_g	8,600	σ_g	379,200	μ_g	0
P	9,690	M_p	9,590	σ_p	422,840	μ_p	0,03
j	8,690	M_j	8,600	σ_j	379,200	μ_j	0

- Les Moments d'Inertie :

$$I_X = I_{xg} + A \times (Y_g)^2.$$

$$I_X = 66666,87 \text{ cm}^4.$$

- Le Pourcentage des Armatures

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = 0,0017.$$

$$\lambda_i = 0,05 \times \frac{f_{c28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \times \rho} = 21,00 ; \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 8,40.$$

$$M_g = 0,75 \times \frac{g L_x^2}{8} ; M_p = 0,75 \times \frac{p L_x^2}{8} ; M_j = 0,75 \times \frac{j L_x^2}{8}.$$

$$\sigma = \frac{M}{k} ; k = A \times \left(d - \frac{y}{3} \right).$$

$$\mu = 1 - \left[175 \times \frac{f_{c28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s) + f_{t28}} \right].$$

$$I_f = 1,1 \times \frac{I_0}{1 + (\mu \times \lambda)}.$$

$$f = \frac{M \times L^2}{10 \times E \times I_f}.$$

- Module de Déformation :

$$\text{Module Instantané: } E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c25}} = 32164,195 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Module Différé: } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c25}} = 10818,866 \text{ Mpa.}$$

Les valeurs des moments d'inerties et des flèches sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau .IV.8: Les valeurs des moments d'inerties

$[I_f]_{ji}$	73333,560
$[I_f]_{gi}$	73333,560
$[I_f]_{gv}$	73333,560
$[I_f]_{pi}$	44989,910
F_{gv}	0,00110
F_{ji}	0,00038
F_{pi}	0,00069
F_{gi}	0,00038
ΔF_t	0,00100

Il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$\Delta F_t = F_{gv} - F_{ji} + F_{pi} - F_{gi} = 0,0010 < L / 500 = 0,065 \dots\dots\dots C.V.$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = Q_u / (2 \times L_x + L_y)$$

$$T_{\max} = 13,23 / (2 \times 3,25 + 3,95) = 1,27 \text{ KN/ml .}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = 0,0074 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4,0 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots C.V.$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 2,05 \text{ cm}^2 \longrightarrow A \geq A_{\min} \dots\dots\dots C.V.$$