

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

L'acrotère est un 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 qui crée un moment de renversement.

IV.1.2-Dimensions :

Hauteur $h = 70 \text{ cm}$

Epaisseur $e_p = 10 \text{ cm}$

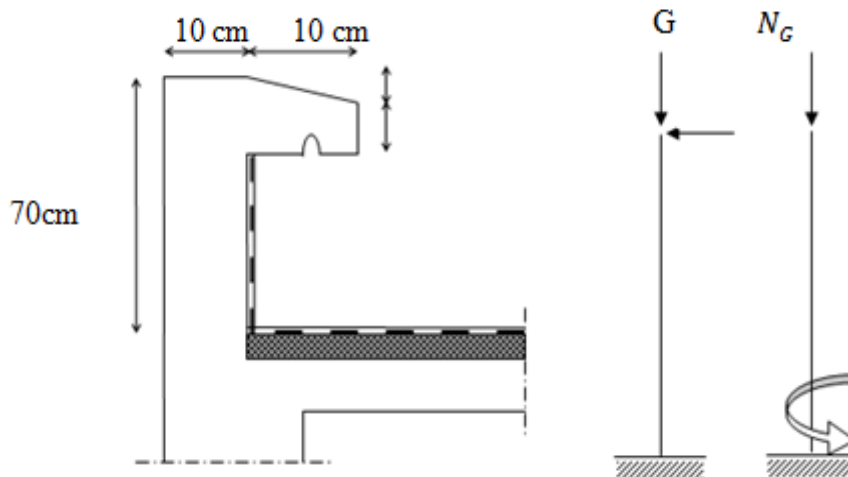


Figure IV.1-Dimensions de l'acrotère.

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

IV.1.3-Calcul des sollicitations :**a)-Poids propre :**

$$S = \left[(0.1 \times 0.7) + (0.08 \times 0.1) + \frac{1}{2} (0.02 \times 0.1) \right] = 0,079 \text{ m}^3$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,079 \times 25 = 1,975 \text{ kN/ml}$$

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

b)-Effort normal :

$$N_U = 1,35G = 1,35 \times 1,975 = 2,66 \text{ kN/ml}$$

$$N_{\text{ser}} = N_G = 1,975 \text{ kN/ml}$$

c)-Moment de flexion :

$$M_U = 1,5 \times N_Q \times h$$

$$M_U = 1,50 \times 1 \times 0,70 = 1,05 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,70 = 0,70 \text{ kN.m}$$

d)-Effort tranchant :

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

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

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

e)-Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $C = C' = 2 \text{ cm}$

f)-Excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1,05}{2,66} = 0,39 \text{ m}$$

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

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

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

IV.1.4-Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - C \right] = 2,66 \left[0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 1,11 \text{ kN.m}$$

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

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,66) - 1,05 = 0,86 \text{ kN.m}$$

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

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1$$

$$= 24,80 \text{ kN.m}$$

$0,86 < 24,80 \text{ kN.m}$; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$.

IV.1.5-Calcul du ferrailage (E.L.U.) :

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,05 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0091$$

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

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

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

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,0091 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,0091 \rightarrow \beta = 0,995$$

IV.1.5.2-Calcul de la section d'armatures en :

a)-Flexion simple :

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{1,05 \times 10^3}{348 \times 0,995 \times 9} = 0,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b)-Flexion composée :

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,34 - \frac{2,66 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

IV.5.3-Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

a)-Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,975 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,70 = 0,70 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,70}{1,975} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

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

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

On adopte 6T8 p.m. ; $A_s = 3,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 16,5 \text{ cm}$

b)-Les armatures de répartitions:

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,02}{4} = 0,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4T8 p.m. ; $A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm}$

IV.1.6-Les vérifications :**IV.1.6.1-Vérification des contraintes (E.L.S.) :****a)-Moment de service :**

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,975 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,75 \text{ kN.m}$$

b)-Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 - 16,95y - 152,55 = 0 \rightarrow y = 1,57 \text{ cm}$$

c)-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,57^3}{3} + (15 \times 1,13 \times (9 - 1,57)^2) = 1064,71 \text{ cm}^4$$

IV.1.6.2-Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{750}{1064,71} \times 1,57 = 1,11 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 1,11 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.1.6.3- Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

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

Avec :

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{750}{1064,71} \times (9 - 1,57) = 78,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 78,50 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.1.6.4 -Contrainte de cisaillement :

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

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

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

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

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

$$\tau_u = 0,01667 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.1.6.5-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 = 0,1

C_p : Facteur de force horizontale C_p = 0,8

W_p : Poids propre de l'acrotère W_p = 1,975 kN

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,1 \times 1,975 = 0,63 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

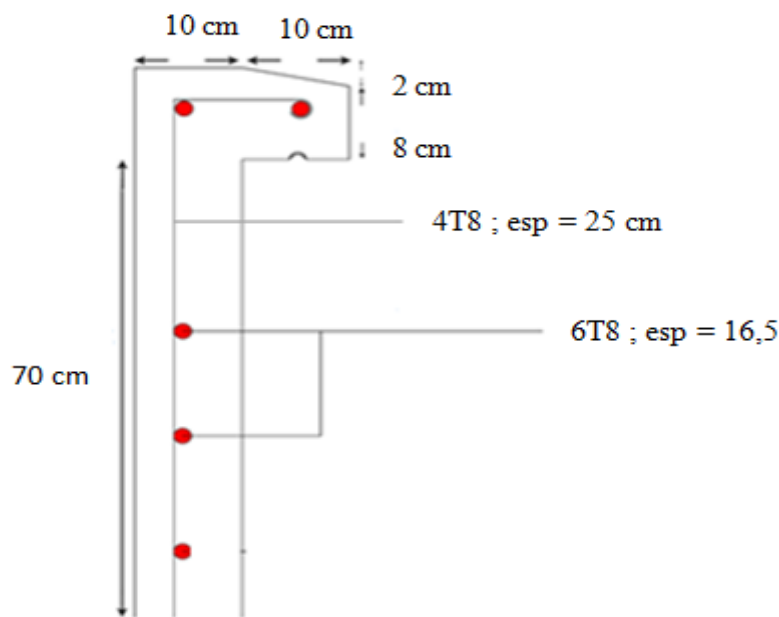


Figure IV.2- Schéma du ferrailage et coffrage de l'acrotère