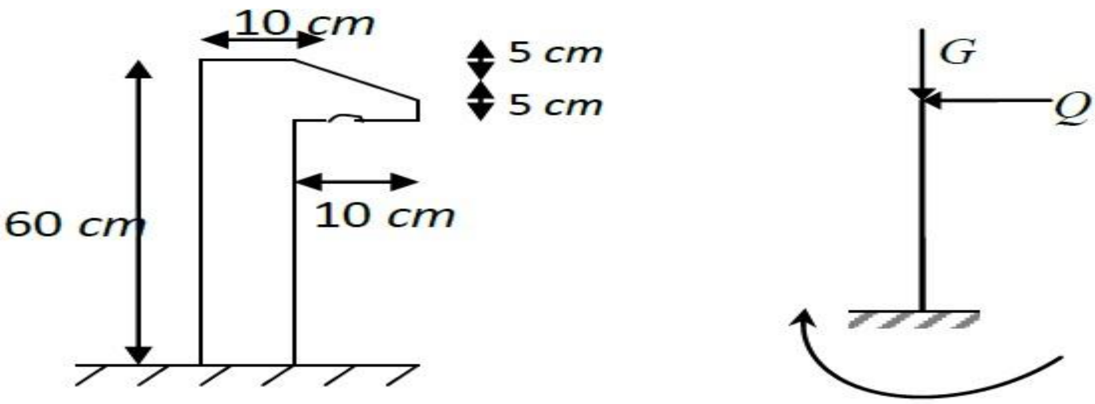
III.1 Introduction :

Dans ce calcul on veut assurer la stabilité et la résistance des déférents éléments secondaires de mon bâtiment (acrotère, les balcons, les escaliers) vis-à-vis aux effets des actions sismique et actions vertical (permanente et exploitation) par une bonne modélisation suivit d'un calcul correct des sections d'armatures qui respectent le BAEL 91 et RPA99/V2003.

III.2. L'acrotère :

L'acrotère est un élément sécuritaire et décoratif pour le bâtiment, il est exposé à l'intempérie, il est assimilé à une console encastrée à la base dans le plancher terrasse sollicitée en flexion composée sous l'action verticale de son poids propre et l'action horizontale due à la main courante la section la plus dangereuse est au niveau de l'encastrement.

.



-Fig.III.1- Caractéristiques géométriques de l'acrotère.

III-2.1. Hypothèses de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1 m de longueur.
- La fissuration est nuisible
- Le calcul sera fait en flexion composée

III-2.2. Évaluation des charges : (DTR B C 2 2)

La surface : $S = 60\times10+\frac{5\times10}{2}+5\times10 = 675\,\text{cm}^2$

Béton armé : $G_1 = (\rho\times S)$ = 0,0675×25 = 1,6875 KN/ml

Poids d'enduit extérieur (ciment ep:1,5 cm) : G_2 = 0,015×20× 0,60 × 1 = 0,18 KN/ml.

Poids d'enduit intérieur (ciment ep: 1,5 cm) : G_3= 0,020 ×20× 0,60 × 1 = 0,24 KN/ml.

$G = G_1+G_2+G_3$= 1,6875+0,18 + 0,24 = 2,1075KN/ml

La charge permanente : **G=2 ,1075 KN/ml**

La surcharge d'exploitation est une force horizontale due à l'application de la main courante
La charge d'exploitation : **Q=1 KN/m**

III-2.3. Calcul de l'effort sismique :

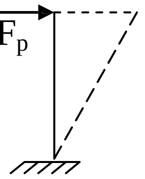
L'acrotère est soumis à une charge horizontale F_p donnée par RPA99/Version2003 (article 6.2.3) :

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

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) page 26, pour la zone et groupe d'usage appropriés : zone I et groupe d'usage 2 $\Rightarrow$A = 0,10.

C_P : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 tableau 6.1 page 43 (RPA99/V2003)

C_P = 0,8 pour un élément en console.



W_P : poids de l'élément considéré W_P =G = G_1+G_2 +G_3 = 2,1075 KN/ml

$F_p = 4 \times 0{,}10 \times 0{,}8 \times 2{,}1075 \Rightarrow = 0{,}6744$KN/ml

III-2.4. Calcul les Sollicitations:

1- **ELU:**

L'effort normal: Nu = 1,35 x G =1,35x2.1075= 2.845 KN

Moment fléchissant : Mu = 1.5 x M_Q = 1.5x1x0. 6 = 0.9 KN.m , M_G=0

2- **ELS:**

N_{ser} = G =2.1075 KN

M_{ser} = Q x h =1 x 0.6 = 0.6 KN.m

III-2.4.1) Calcul de l'excentricité:

Elle est définie par la relation selon les documents basés sur les règles BAEL91 :

e = e_1 + e_a+ e_2

- e_1 : excentricité (dite du premier ordre), de la résultante des contraintes normales

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0{,}9}{2{,}845} = 0{,}32\,m \Rightarrow e_1 = 0{,}32\,m$$

- e_2 : excentricité due aux effets de second ordre, liés à la déformation de la structure

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10000h}(2 + \alpha\varphi) \Rightarrow$$ CBA93 (article A.4.3.5)

$$lf = 2l_0 = 2\times 0,60 = 1,20m$$

φ : Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée (φ généralement égale à : 2)
h : La hauteur totale de la section dans la direction du flambement (h= 10 cm)

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \longrightarrow \alpha = 0$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3\times 1,2^2}{10000\times 0,1}\times 2 \Rightarrow e_2 = 0,0086m$$

e_a: excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométrique initiales (après exécution)

$$e_a = \max\{2cm;\frac{l}{250}\} \Rightarrow e_a = \max\{2cm;0,24cm\}$$

$$\Rightarrow e_a = 2cm = 0,02m$$

e= 0,32+ 0,02+ 0,0086 = 0,34m ➔ e= 0.34m

III-1.4.2. Centre de pression :

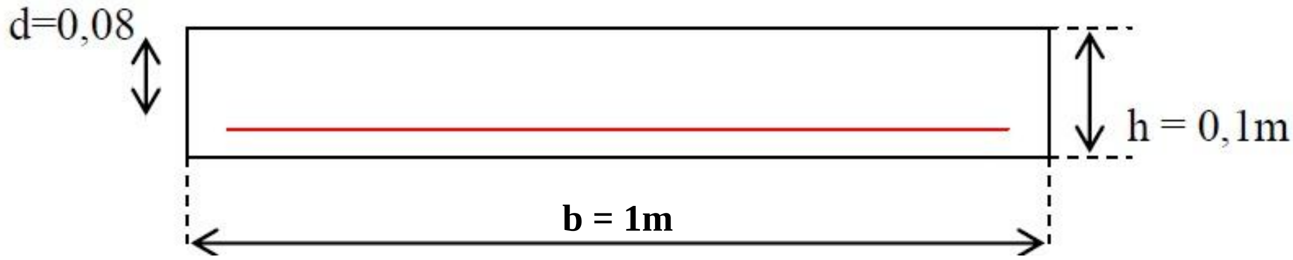
On a $\frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016m \langle e = 0,34m$

Donc le centre de pression est à l'extérieur de l'intervalle $\left[-\frac{h}{6};+\frac{h}{6}\right]$, la section donc est **partiellement comprimée** et son ferraillage se fera par assimilation à la **flexion simple** sous l'effet d'un moment fictif M_{uf}.

III-1.4.3. Sollicitations majorées :

$$Mu = M_{uQ} + eN_u = 0,9 + 0,34\times 2.845 = 1,867KNm$$

III-1.5. Calcul de Ferraillage :



Le moment fictif :

$$M_{uf} = M_u + N_u\left(d - \frac{h}{2}\right) \Rightarrow M_{uf} = 1,867 + 2,845\times(0,08 - \frac{0,1}{2}) = 1,952KN.m$$

$$\Rightarrow M_{uf} = 1{,}952 KN.m$$

Le moment réduit : $\mu = \frac{M_{uf}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{1{,}952}{1 \times 0{,}08^2 \times 14{,}20 \times 10^3} = 0{,}0492 \Rightarrow \quad 0{,}021$

$\mu = 0{,}021 < 0{,}186$ Donc l 'ELU est atteint au pivot A ; (As′=0).

La section fictive d'aciers tendus :

$$A_{Sf} = \frac{0{,}8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_s}$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0{,}021}\right)$$

$$\alpha = 0.026 < 0.259 \quad \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$A_{Sf} = \frac{0{,}8 \times 0{,}026 \times 100 \times 8 \times 14{,}20}{348} \Rightarrow A_{Sf} = 0{,}67 cm^2$$

- **La section réelle d'acier tendu :**

$$A_S = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0{,}67 - \frac{2{,}845}{348 \times 10^3.} = 0{,}66 cm^2/ml.$$

- **Condition de non fragilité :**

$$As_{min} = \max\left\{\frac{b \times h}{1000} ; 0{,}23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{fe}\right\} = \left\{\frac{100 \times 10}{1000} ; 0{,}23 \times 100 \times 8 \times \frac{2{,}1}{400}\right\} = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow As_{min} = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_S = 0{,}66 cm^2 < As_{min} = 1 cm^2$; donc on prend $A_{s\,min}$

$As_{min} = 1 cm^2/ml$ Qui correspond à 5T8 avec $A_S = 2{,}51 cm^2/ml$

- **Espacement :**

$St = b/4 = 100/4 = 25 cm \Rightarrow St = 25 cm$

$St_{max} < \min(3h, 33cm) \Rightarrow St_{max} < \min(30cm, 33cm) \Rightarrow St_{max} = 30cm$

$St < St_{max} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

$St = h/3 = 60/3 = 20 cm$; $St = 20 cm$

❖ **Armatures de répartition :**

$A_r = A_s / 4 = 2.01/4 = 0{,}50 cm^2$ ➔ On adopte 4T6 avec A_s=1,13 cm²/ml

III-1.6. Vérification à l'ELS :

La fissuration est préjudiciable

La section est partiellement comprimée donc il faut vérifie :

- $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15MPa.$
- $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$; avec $\overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; \max\left(0{,}5 f_e ; 110\sqrt{\eta F_{tj}}\right)\right\}$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3}\times 400; \max\left(0{,}5\times 400_e ; 110\sqrt{1{,}6\times 2{,}1}\right)\right\} = 201{,}63 Mpa$$

- **Les sollicitations à l'ELS :**

$N_{ser} = G = 2.1075\ KN$

$M_{ser} = Q \text{ x } h = 1 \text{ x } 0.6 = 0.6\ KN.m$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0{,}6}{2{,}1075} = 0{,}28m$$

$$c = \frac{h}{2} - e \Rightarrow c = \frac{10}{2} - 28 = -23cm$$

$$P = -3C^2 - 90A'_S \frac{(C-d')}{b} + 90A_S \frac{(d-C)}{b} = -3C^2 + 90A_S \frac{(d+C)}{b}$$

$$(A'_S = 0) \Rightarrow -3\times(-23)^2 + 90\times 2{,}01\frac{(8+23)}{100} \Rightarrow P = -1530{,}92$$

$$q = -2C^3 - 90A'_S \frac{(C-d')^2}{b} - 90A_S \frac{(d-C)^2}{b} = -2C^3 - 90A_S \frac{(d-C)^2}{b}$$

$$(A'_S = 0) \Rightarrow -2\times(-23)^3 - 90\times 2{,}01\frac{(8+23)^2}{100} \Rightarrow q = +22595{,}55$$

$$\text{- On calcul} : \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (22595{,}55)^2 + \frac{4\times(-1530{,}92)^3}{27} = -21002863{,}86 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \text{Donc} : \varphi = \text{Arccos}\left(\frac{3q}{2P}\sqrt{\frac{-3}{P}}\right) \Rightarrow \cos\varphi = \frac{3q}{2P}\sqrt{\frac{-3}{P}} = \frac{3\times 22595{,}55}{2\times(-1530{,}92)}\sqrt{\frac{-3}{-1530{,}92}}$$

$$\Rightarrow \cos\varphi = -0;98 \Rightarrow \varphi = 170{,}05°$$

$$\Rightarrow a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} \Rightarrow a = 2\sqrt{\frac{1530{,}92}{3}} = 45{,}18cm$$

$$Z_1 = a\cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \Rightarrow Z_1 = 45{,}18\times\cos\left(\frac{170{,}05}{3}\right) = 24{,}71$$

$$Z_2 = a\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \Rightarrow Z_2 = 45{,}18\times\cos\left(\frac{170{,}05}{3} + 120\right) = -45{,}10$$

$$Z_3 = a\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \Rightarrow Z_3 = 45.18\times\cos\left(\frac{170{,}05}{3} + 240\right) = 20{,}29$$

$y_{ser} = Z + C$

$y_{ser1} + Z_1 + C = 24.71 + (-23) = 1{,}71cm$

$y_{ser2} = Z_2 + C = -45{,}10\ (-23) = -68{,}10cm$

$y_{ser3} = Z_3 + C = 20{,}29 + (-23) = 2{,}71cm$

Puisque $\Delta < 0$ on choisit parmi Z_1 ; Z_2 ; Z_3 la valeur qui donne $0 \le y_{ser1} \le d = 8cm$

$\Rightarrow$ Donc : $y_{ser1} = 1{,}71cm \quad \Leftrightarrow \quad$ donc : $Z_1 = Z$

On calcul l'inertie : $I = \dfrac{by^3_{ser}}{15} + 15\left[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - d')^2\right]$

$$(A'_S = 0) \Rightarrow I = \frac{100 \times (1{,}71)^3}{15} + 15 \times 2{,}01 \times (8 - 1{,}71)^2 = 1226{,}13cm^4$$

$\Rightarrow$ Donc les contraintes valent :

$$\sigma_{bc} = \frac{Z \times N_{ser}}{I} y_{ser} \Rightarrow \frac{24{,}71 \times 2{,}1075}{1226{,}13 \times 10^{-4}} \times 1{,}71$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 726{,}27MN/m^2 = 0{,}726MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Cv$$

$$\sigma_s = 15\frac{Z \times N_{ser}}{I}(d - y_{ser}) \Rightarrow \sigma_s = 15 \times \frac{24{,}71 \times 2{,}1075}{1226{,}13 \times 10^{-4}} \times (8 - 1{,}71)$$

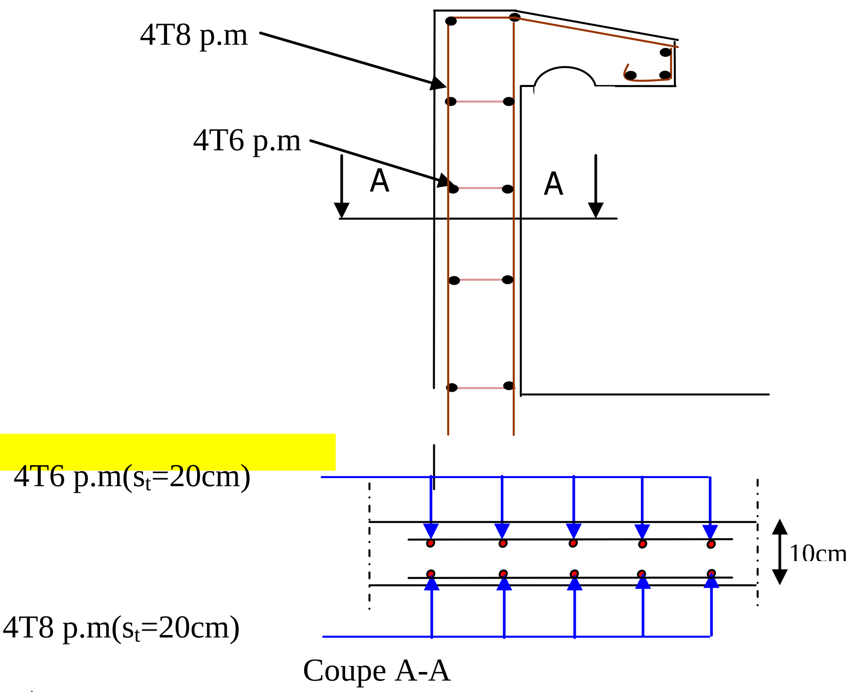
$$\sigma_s = 40072{,}43KN/m^2 \Rightarrow 40{,}07MPa < \overline{\sigma_s} = 201{,}63MPa\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Cv$$

➤ **Vérification au flambement :**

$$\lambda \le \max\left\{50, \min(67\frac{e}{h}, 100)\right\} \Rightarrow \lambda \le 100$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f\sqrt{12}}{h} = \frac{\sqrt{12} \times 2 \times 0{,}6}{0{,}1} \Rightarrow \lambda = 41{,}56 < 100\ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

III-1.6. Schéma de ferraillage :



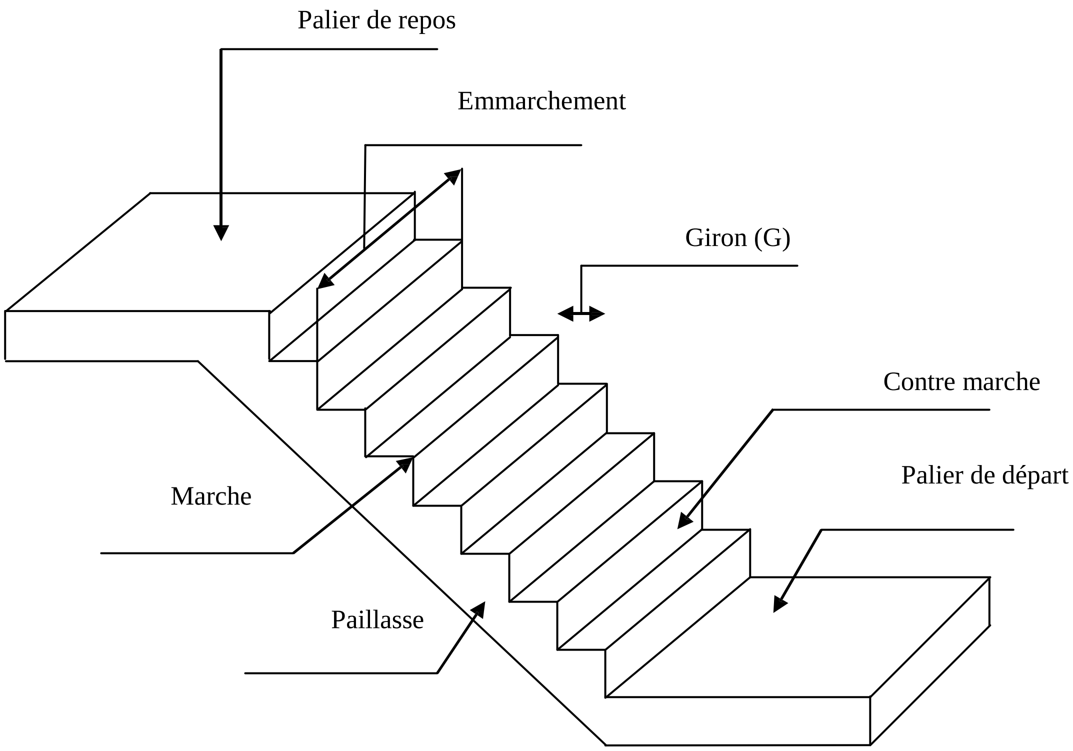
ϕ

-Fig.III.2-Schéma de ferraillage de l'acrotère

III.2. LES ESCALIERS :

III.2.1 Définition :

Les escaliers sont des éléments constitues d'une succession de gradin, ils permettent le passage a' pied entre les différents niveaux d'un bâtiment, il se compose de plusieurs éléments, On appelle :



-Fig.III.3- Coupe de descriptive d'un escalier.

A/ le palier :

C'est la partie horizontale d'un escalier, le palier qui se retrouve entre deux volées s'appelle palier de repos, et le palier qui se retrouve aux deux extrémités d'un escalier s'appelle: palier d'arrivée ou palier de départ

B/ Les marches :

C'est la partie horizontale ou l'on marche

C/ La contre marche :

C'est la partie verticale contre la marche

D/ La paillasse :

C'est la dalle de la partie pleine inférieure de la volée d'un escalier qui supporte les marches et les contre marches

E/ Emmarchement:

C'est la dimension du passage libre, utile l'escalier c'est a' dire la largeur des marches.

F/ Le giron ou la foulée :

C'est la ligne, conventionnelle que figure la trajectoire moyenne des pas d'une personne montant un escalier, elle est traceur (γ =50cm) de l'extrémité de la marche, coté main courant.

G / La poutre palière :

Est une poutre attache l'escalier avec le mur.

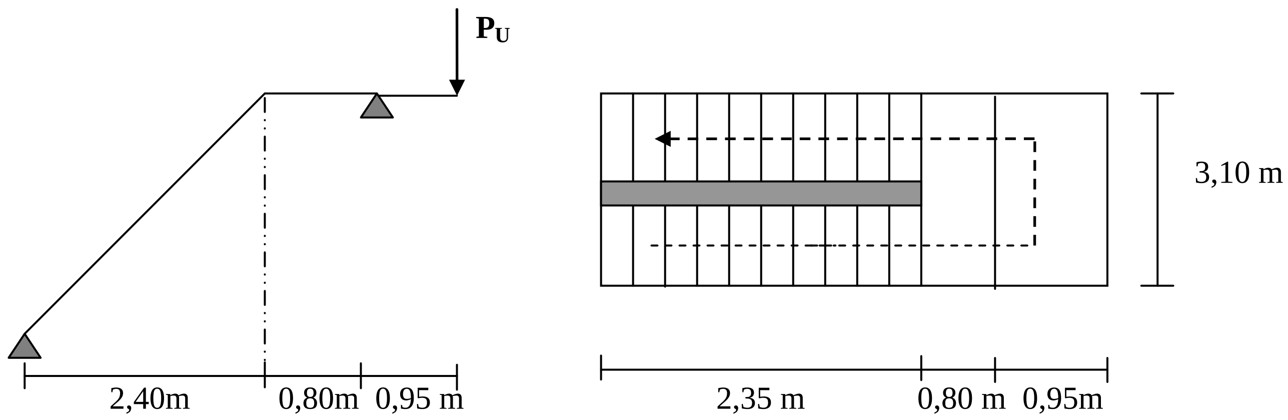
H / La volée :

On appelle une volée, une succession des marches et des contre marches.

I / Le nez d'une marche :

Arrêt ou partie saillante de la marche.

III.2.2.Etude d'un escalier à deux volées (étage courant) :



-Fig.III.4- schéma d'un escalier à deux volées.

III.2.2.1 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 : $2h + g = 64$ cm

On a aussi c'est deux formules :

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

Avec :

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

n : Le nombre de contre marche :

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

Pour tous les étages :

He=3 ,06 m H=He /2=1,53 m.

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 :

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

Et puis : $mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2)$

Avec : $m = 64$ cm, $H = 153$cm et $L = 235$ cm

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 605n + 306 = 0$

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

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

$$h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm et } g = \frac{235}{8} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

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

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

L'angle d'inclinaison est :

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

b) Épaisseur de la volée (e_v) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30\cos\alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20\cos\alpha} \rightarrow \frac{235}{30 \times 0{,}87} \leq e_v \leq \frac{235}{20 \times 0{,}87}$$

$9.00 \leq e_v \leq 13.50 \rightarrow e_v = 12$ cm

c) Épaisseur du palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos\alpha} = \frac{12}{0,87} = 13.79 \text{ cm} \rightarrow e_p = 14 \text{ cm}$$

III.2.3. Combinaison des charges :

1-Paillasse:

$$Q_U = (1,35.G + 1,50.Q) \times L = (1,35 \text{ x } 7,00 + 1,5 \text{ x } 2,5) \times 1 = 13,20 \text{ KN/ml}$$
$$Q_S = (G + Q) \times 1 = (7,00 + 2,5) \times 1 = 9,50 \text{ KN/ml}$$

2-Palier:

$$Q_U = (1,35.G + 1,50.Q) \times L = (1,35x4,74 + 1,5x2,5) \times 1 = 10,15 \text{ KN/ml}$$
$$Q_S = (G + Q) \times L = (4,74 + 2,5) \times 1 = 7,24 \text{ KN/ml}$$

3-Calcul de la charge concentrée:

L'escalier supporte une charge concentré ; pour le calcul des sollicitations :

1- Poids propre du mur en brique perforée:

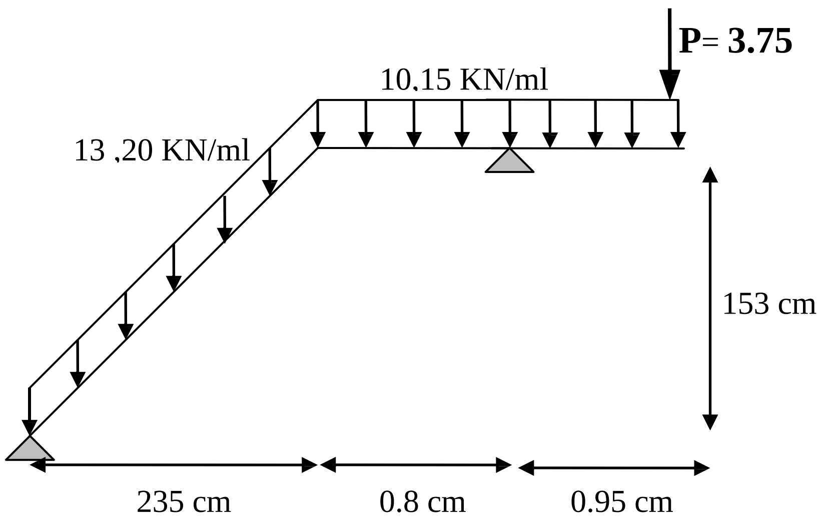
$$P = \delta \text{ x b x h x1m} = 13\text{x } 0,1\text{x } 3,06\text{x1m} = 1,3 \text{ KN}$$
$$30\% \text{ d'ouverture} \Rightarrow P = 2.78 \text{ KN}$$
$$P_u = 1.35 \times 2.78 = 3.75 \text{KN}$$
$$P = 2.78 \text{ KN}$$

III.2.4.Détermination des sollicitations :

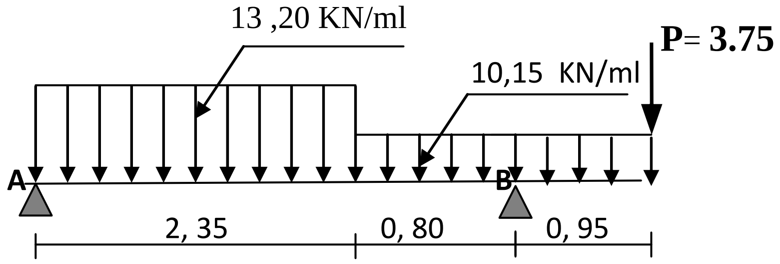
L'E.L.U: **L'E.L.S**

$$\begin{cases} q_{voleé} = 13,20 \text{KN/m} \\ q_{palier} = 10,15 \text{ KN/m} \\ P_{mur} = 3,75 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} q_{voleé} = 9,50 \text{ KN/ml} \\ q_{palier} = 7,24 \text{ KN/ml} \\ P_{mur} = 2,78 \text{ KN} \end{cases}$$

- **AL'E.L.U :**

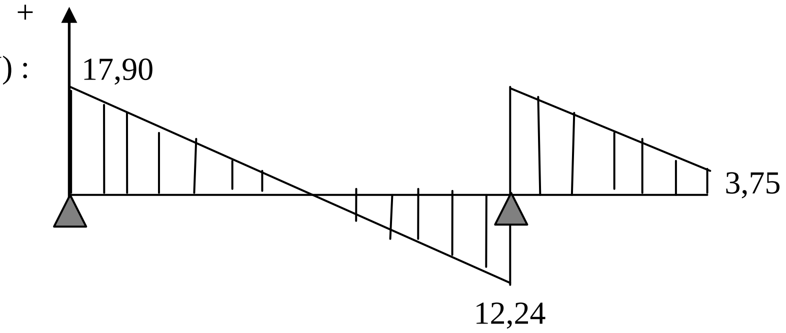


-Fig.III.5- Schéma statique de l'escalier à L'E.L.U.

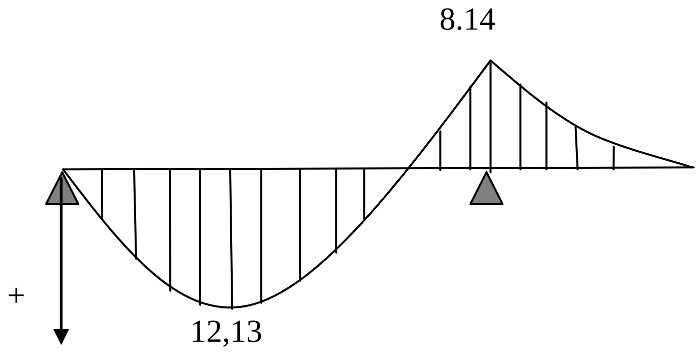


-Fig.III.6- Schéma statique de l'escalier.

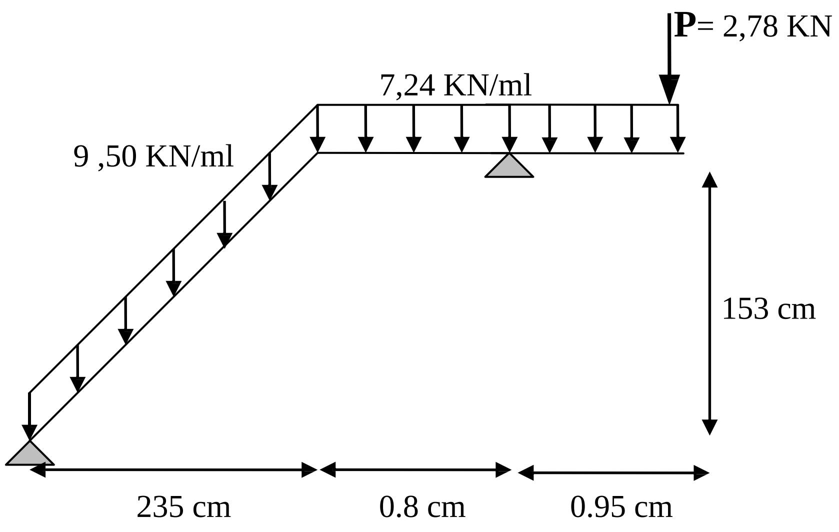
Effort tranchant (KN) :



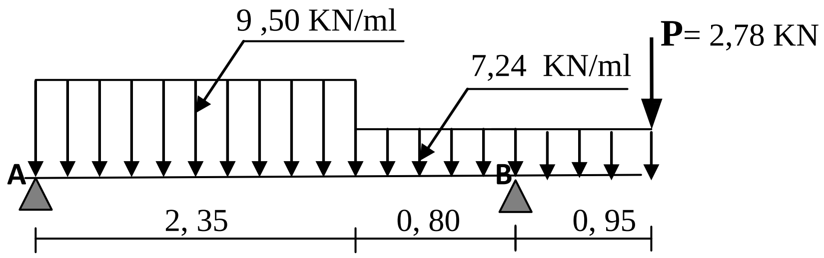
Moments isostatique (KN.m) :



- **AL'E.L.S:**

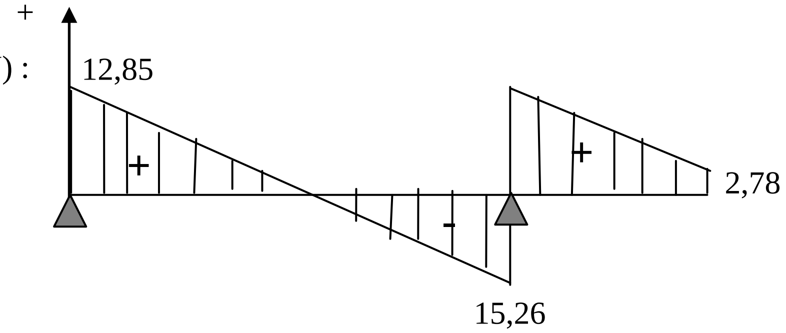


- **Fig. III.7-** Schéma statique de l'escalier.

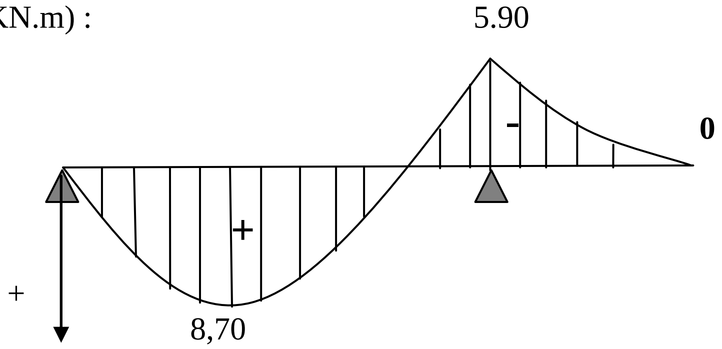


-Fig.III.8 - Schéma statique de l'escalier**.**

Effort tranchant (KN) :



Moments isostatique (KN.m) :



III.2.5. Calcul des moments :

- **AL'E.L.U:**

Moments isostatiques :

$M_{0\,max} = 12{,}13\ \mathrm{KN.m}$

Moments fléchissant:

- **Sur appuis:**

  $M_{au} = 0{,}4 \times 12{,}13 = 4{,}85\ \mathrm{KN.m}$

- **En travée:**

  $M_{tu} = 0{,}85 \times 12{,}13 = 10{,}31\ \mathrm{KN.m}$

III.2.6. Calcul de ferraillage:

Le calcul se fait pour une bande d'épaisseur de 12cm et 1m de largeur.

1-ELU :

III.2.6.1 En travée:

$M_t = 10{,}31\ \text{KN.m}\ ;\ h = 12\ \text{cm}\ ; d = 0{,}9 \times h = 10{,}8\ \text{cm}\ ; b = 1\ \text{m}$

a. **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10{,}31 \times 10^3}{100 \times 10{,}8^2 \times 14{,}17} = 0{,}062 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1{,}25.\left(1 - \sqrt{1 - 2.\mu}\right) = 0{,}081$$

$$\beta = 1 - 0{,}4.\alpha = 0{,}967$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10{,}31 \times 10^3}{0{,}967 \times 10{,}8 \times 348} = 2{,}83\ \text{cm}^2\ /\ \text{ml}$$

b. **Condition de non-fragilité:** BAEL91 (art A.4.2, 1)

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 100 \times 10{,}8 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}30\text{cm}^2. \Rightarrow A_s \geq 1{,}30\text{cm}^2$$

$$A_s = 2{,}85\text{cm}^2 \geq 1{,}30\text{cm}^2$$

On adopte 4T12 avec $A_s = 4{,}52\text{cm}^2/\text{ml}$

c. **Armature de réparation :** Selon l'article **A.8.2.4.1** du BAEL91 modifié 99 :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4{,}52}{4} = 1{,}13\text{cm}^2$$

On adopte : 4HA 8 =2,01 cm^2 avec espacement **:** $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

III.2.6.2 Sur appuis :

$M_a = 4{,}85\ \text{kN.m}\ ; h = 12\ \text{cm}\ ; d = 0{,}9 \times h = 10{,}8\ \text{cm}\ ; b = 1\ \text{m}$

a. **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4{,}85 \times 10^3}{100 \times (10{,}8)^2 \times 14{,}17} = 0{,}029 < u_l = 0.391 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0{,}985$$

$$\sigma_S = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$As = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_S} = \frac{4,85 \times 10^3}{0,985 \times 10,8 \times 348} = 1,31cm^2$$

b. Condition de non-fragilité: BAEL91 (art A.4.2, 1)

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10,8 \times \frac{2,1}{400} = 1,30cm^2. \Rightarrow A_s \geq 1,30cm^2$$

$$A_s = 1,31cm^2 \geq 1,30cm^2$$

On adopte 4T10 avec $A_s = 3,14cm^2/ml$ et $S_t = \frac{100}{4} = 25\,cm$

c. Armature de réparation : Selon l'article **A.8.2.4.1** du BAEL91modifié99

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785cm^2$$

On adopte : 4 HA 8 =2,01 cm^2 avec espacement **:** $S_t = \frac{100}{4} = 25cm$

III.2.7 Vérification à l'E.L.S :

D'après le BAEL91 Article [A.4.5, 2], La contrainte limite de compression du béton est:

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

- Contrainte limite de traction de l'acier: BAEL91 Article [A.4.5, 32], en fissuration préjudiciable est :

$$\overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; \max\left(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta F_{tj}}\right)\right\}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400 ; \max\left(0,5 \times 400_e ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right)\right\} = 201,63Mpa$$

III.2.8 Calcul des contraintes:

La contrainte étant soumis à un moment M_{ser}, la contrainte à une distance x de l'axe neutre est

$\sigma(x) = \frac{M_{ser}}{I}.x$ On pose $K = \frac{M_{ser}}{I}$ et on a:

La contrainte limite dans le béton comprimé $(x = y) \Rightarrow \sigma_{bc} = ky$

La position de l'axe neutre:

$$y=\frac{15.(A_s+A'_s)}{b}\left[\sqrt{1+\frac{b.(d.A_s+d'.A'_s)}{7,5.(A_s+A'_s)^2}}-1\right]$$

$$y=\frac{15.A_s}{b}\left[\sqrt{1+\frac{b.d.A_s}{7,5.{A_s}^2}}-1\right]$$

$$\text{Moment d'inertie I}: I=\frac{by^3}{3}+15\left[A_s.(d-y)^2+A'_s.(y-d')^2\right]$$

$$I=\frac{by^3}{3}+15\left[A_s.(d-y)^2\right]$$

En appuis:

$$y=\frac{15\times 3{,}14}{100}\left[\sqrt{1+\frac{100\times 10{,}8\times 3{,}14}{7{,}5\times 3{,}14^2}}-1\right]$$

$$y=2{,}75\,\text{cm}$$

On calcule le moment d'inertie :

$$I=\frac{100\times 2{,}75^3}{3}+15\left[3{,}14.(10{,}8-2{,}75)^2\right]=3745{,}42cm^4$$

$$K=\frac{M_{ser}}{I}=\frac{3{,}48}{3745{,}42\times 10^{-5}}\Rightarrow K=92{,}91$$

$$\sigma_{bc}=\frac{M_{ser}}{I}\times y$$

$$\sigma_{bc}=92{,}91\times 2{,}75.10^{-2}$$

$$\sigma_{bc}=2{,}55\text{MPa}<\overline{\sigma_{bc}}=15\text{MPa}$$

$$\sigma_s=15.K(d-y)=15\times 92{,}91(0{,}108-2{,}75\times 10^{-2})$$

$\sigma_s=112{,}18<\overline{\sigma_s}=202\text{MPa}$ Donc la condition est vérifiée.

En travée

$$y=\frac{15\times 4{,}52}{100}\left[\sqrt{1+\frac{100\times 10{,}8\times 4{,}52}{7{,}5\times 4{,}52^2}}-1\right]=3{,}20\,\text{cm}$$

On calcule le moment d'inertie :

$$I=\frac{100\times 3{,}20^3}{3}+15\left[4{,}52.(10{,}8-3{,}20)^2\right]=5008{,}39\text{cm}^4$$

$$K=\frac{M_{ser}}{I}=\frac{7{,}395}{5008{,}39\times 10^{-5}}\Rightarrow K=147{,}65$$

$$\sigma_{bc}=147{,}65\times 3{,}20.10^{-2}$$

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

$$\sigma_s=15.K(d-y)=15\times 147{,}65(0{,}108-3{,}20\times 10^{-2})$$

$\sigma_s=168{,}32<202\text{MPa}$ Donc la condition est vérifiée.

III.2.9Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91 {art A.5.1}) :

- L'effort tranchant :

$$V_{u\,max} = 17{,}90\,KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{17{,}90 \times 10^{-3}}{1 \times 0{,}108} = 0{,}165\,MPa$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min\left(0{,}2\frac{fc_{28}}{\gamma_b};5MPa\right) = \min(3{,}33;5MPa) = 3{,}33MPa$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \ldots\ldots\ldots\text{vérifiée}$$

III.2.10 Vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{A_s}{bd} \leq \dfrac{4{,}2}{fe} \\ \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \dfrac{12}{410} = 0{,}029 \leq 0{,}0625 & \text{non vérifiée} \\ \dfrac{4{,}52}{100 \times 10{,}8} = 0{,}0041 \leq 0{,}0105 & \text{vérifiée} \\ 0{,}029 \leq \dfrac{1}{10} = 0{,}1 & \text{non vérifiée} \end{cases}$$

La1^{er} et 3^{éme}condition n'est pas vérifiées; on procédera donc au calcul de la flèche.

On va calculer:

$$Fi = \frac{Mi.L^2}{10Ei.If_I} \quad ; Fv = \frac{Mv.L^2}{10Ev.If_V}$$

Fi: flèche due aux charges de faible durée d'application.

Fv: flèche due aux charges de longue durée d'application

Avec: $Ei=11000(fc_{28})^{1/3}$ =32164,2 MPa

$Ev=3700(fc_{28})^{1/3}$ =10818,86 MPa

$$If_i = \frac{1{,}1.I_0}{1+\lambda_i.\mu_i} \quad ; If_v = \frac{1{,}1.I_0}{1+\lambda_v.\mu_g}$$

I_0 : moment d'inertie de la section totale rendue homogène à l'axe passant par son C.D.G

If_i : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

If_v : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

- **Détermination du moment d'inertie:**

$$I_0 = \frac{by^3}{3} + 15\left[A_s.(\frac{h}{2} - d'')\right]^2 + \left[A'_s.(\frac{h}{2} - d')\right]^2 = \frac{100 \times 12^3}{3} + 15\left[4{,}52.(6-2)^2\right]$$

$$I_g = 58684{,}8 \text{ cm}^4$$

- **Charges prises en comptes :**

1-Charge avant mise de revêtement : **j = 3,45 KN/m.**

2-Charge après mise de revêtement : **G** = **7 KN/m.**

3-Charge total à l'E.L.S : P = (G+Q): **P** = (7+2,5) = **9,5 KN/m.**

- **Calcul des moments correspondants :**

M_j =J.L²/8 = 3, 45. $(4{,}10)^2$/8 **= 7,24 KN.m.**

M_G = G.L²/8 = 7.$(4{,}10)^2$/8 **= 14,70 KN.m.**

M_p = P.L²/8 =9,5 $(4{,}10)^2$/8 **= 19,96 KN.m.**

- **calcul des contraintes:**

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A_S.Z} = \frac{7{,}24 \times 10^3}{4{,}52 \times 0{,}9 \times 8{,}64} = 17{,}48 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_S.Z} = \frac{14{,}70 \times 10^3}{4{,}52 \times 0{,}9 \times 8{,}64} = 35{,}49 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_S.Z} = \frac{19{,}96 \times 10^3}{4{,}52 \times 0{,}9 \times 8{,}64} = 48{,}19 \text{ MPa.}$$

- **Calcul des coefficients:**

$$f = \frac{A_S}{b_0.d} = \frac{4{,}52}{100 \times 10{,}8} = 0{,}00418$$

$$f; \lambda_i ; \lambda_v \quad \lambda_i = \frac{0{,}05 f_{t28}}{(2 + 3b_0/b)f} = \frac{0{,}05 \times 2{,}1}{(2 + 3 \times 1)0{,}00418} = 5{,}02.$$

$$\lambda_V = (2/5)\ \lambda_i = (2/5)2{,}74 = 2{,}008$$

- **Calcul des coefficients (μ_i) :**

$$\mu_i = 1 - \frac{1{,}75.f_{t28}}{(4.f.\sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$*\mu_j = 1 - \left[(1{,}75 \times 2{,}1)/(4 \times 0{,}00418 \times 17{,}48) + 2{,}1\right] = -0{,}53.$$

$$*\mu_G = 1 - \left[(1{,}75 \times 2{,}1)/(4 \times 0{,}00418 \times 35{,}49) + 2{,}1\right] = -0{,}36\ .$$

$$*\mu_P = 1 - \left[(1{,}75 \times 2{,}1)/(4 \times 0{,}00418 \times 48{,}19) + 2{,}1\right] = -0{,}26.$$

- **Calcul des moments d'inertie après fissuration :**

$$I_{Fi} = \frac{1{,}1.I_0}{(1+\lambda_i.\mu_i)} \quad : I_0 = I_G = 35521{,}57\text{cm}^4.$$

$$I_{FJ} = \frac{1{,}1\times 58684{,}8}{(1-5{,}02\times 0{,}36)} = 19670{,}62\text{cm}^4.$$

$$I_{FG} = \frac{1{,}1\times 35521{,}57}{(1+2{,}74\times 0{,}58)} = 15091{,}04\text{cm}^4.$$

$$I_{FP} = \frac{1{,}1\times 35521{,}57}{(1+2{,}74\times 0{,}63)} = 14332{,}67\text{cm}^4.$$

$$I_{FV} = \frac{1{,}1\times 35521{,}57}{(1+1{,}096\times 0{,}36)} = 28018{,}67\text{cm}^4.$$

- **Calcul des valeurs de la flèche correspondantes**

$$F_i = \frac{M_i L^2}{10E_i.I_{FI}}$$

$$.F_{ij} = \frac{3{,}41\times(4{,}20)^2\times 10^7}{(10\times 32164{,}2\times 19670{,}62)} = 0{,}095\text{cm}.$$

$$F_{ig} = \frac{6{,}18\times(4{,}20)^2\times 10^7}{(10\times 32164{,}2\times 15091{,}04)} = 0{,}22\text{cm}.$$

$$F_{ip} = \frac{7{,}40\times(4{,}20)^2\times 10^7}{(10\times 32164{,}2\times 14332{,}67)} = 0{,}28\text{cm}.$$

$$F_{vg} = \frac{6{,}18\times(4{,}20)^2\times 10^7}{(10\times 10818{,}86\times 28018{,}67)} = 0{,}43\text{ cm}.$$

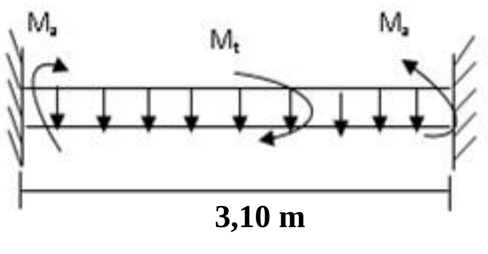
$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig.}$

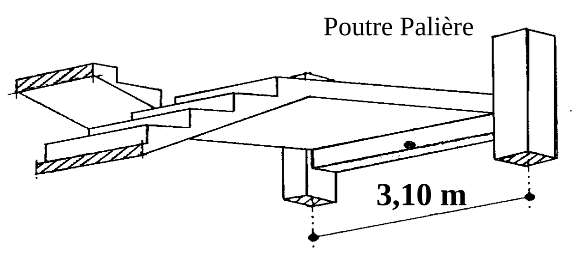
F_{total} = 0, 48-0,1+0,33 -0,26 = 0,395 cm

F_{adm} = L/500 = 420/500 =0,84 cm.

F_{total}= 0,395 cm<F_{adm} = 0,84 cm ……………………..condition vérifiée

III.2.11 Calcul de la poutre palière :





-Fig.III.9- schéma d'une poutre palière

La poutre palière dans ce cas est une poutre encastrée dans les deux extrémités. Elle doit supporter son poids (G), la réaction du palier (Pu) et les couples de torsion (Tu) $\Rightarrow Tu = Vu \, . \, e$

1) Pré dimensionnement :

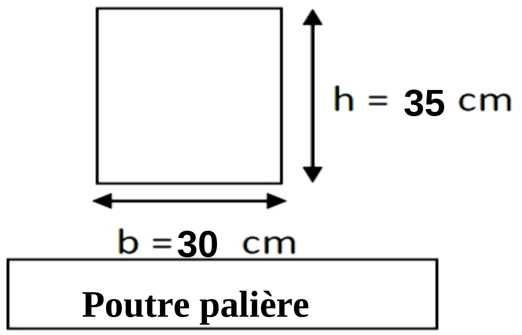
D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont : YY

Avec, **L** : la portée entre axes des appuis; L=310 cm

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10} \Rightarrow 20.66 \leq h \leq 31 \Rightarrow h = 35cm$$

La largeur de la poutre est b > h/2 $\longrightarrow b = \frac{35}{2} \Rightarrow b = 30cm$

Donc la section de poutre palier est de **(35×30) cm**^{2}.



-Fig.III.10- schéma d'une poutre palière

- **Condition du R.P.A 99**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (b/h) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 35 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) = 1{,}16 \leq 4 \end{cases} \text{……………vérifiée}$$

2) Évaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : **0,35× 0,30× 25= 2,625 KN/m**

-Poids propre du palier : **25 × 0,15 × 1,75 = 6,125 KN/ml**

- Réaction du palier : **12,24 KN/ml**

Donc G= 2,625 + 6,125 = 8,75 KN/ml

- La charge d'exploitation **Q=2,5kn/ml.**

3) Combinaison d'action :

- à l'ELU : $\mathbf{q_u} = (1{,}35 \times 8{,}75) + (1{,}5 \times 2{,}50) + 12{,}24 = \mathbf{27{,}80KN/ml}$.

- à l'ELS : $\mathbf{q_{ser} = G + Q} = 8{,}75 + 2{,}5 + 12{,}24 = \mathbf{23{,}49\ KN/ml}$.

- Le moment isostatique à L'ELU:

$$M_{umax} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{27{,}80 \times 4{,}10^2}{8} = 58{,}41KN.m$$

$$M_{smax} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{23{,}49 \times 4{,}10^2}{8} = 49{,}35KN.m$$

Le moment sur appuis :

$M_{ua} = 0{,}4M_0 = 0{,}4 \times 58{,}41 = 23{,}36$ KN.m.

Le moment sur travée :

$M_{ut} = 0{,}85M_0 = 0{,}85 \times 58{,}41 = 49{,}64$ KN.m.

4) Ferraillage :

$h = 35$ cm; $d = 0{,}9h = 31{,}5$ cm; $b = 30$ cm

$f_{c28} = 25MPa$; $f_{t28} = 2{,}1MPa$; $f_{bc} = 14{,}17MPa$;$\sigma_{st} = 348MPa$

ELU :

4-1) En travée :

$M_{ua} = 49{,}64$ KN.m

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{49{,}64 \times 10^3}{30 \times (31{,}5)^2 \times 14{,}17} = 0{,}117$$

$\mu < \mu_l = 0{,}392$; A's $= 0$; A's $= 0$

$\alpha = 1{,}25\ (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0{,}156$

$Z = d(1 - 0{,}4\alpha) = 29{,}53$ cm

$$A_{st} = \frac{M_{\mu t}}{Z.\sigma st} = \frac{49{,}64 \times 10^3}{29{,}53 \times 348} = 4{,}82\ cm^2$$

On choisit 6T12 de section (6,78 cm²)

4-2) En appuis :

$M_{ua} = 23{,}36$ KN.m

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{23{,}36 \times 10^3}{30 \times (31{,}5)^2 \times 14{,}17} = 0{,}055$$

$\mu < \mu l = 0{,}392$; A's $= 0$; A's $= 0$

$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1-2\mu}\right) = 0{,}071$

$Z = d(1 - 0{,}4\alpha) = 30{,}60$ cm

$A_{st} = \dfrac{M_{\mu t}}{Z.\sigma st} = \dfrac{23{,}36 \times 10^3}{30{,}60 \times 348} = 2{,}19\ \text{cm}^2$

On choisit 6 T10 de section (4,86 cm²)

4-3) Armature de répartition :

$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1{,}81$ cm² on choisit 3T12 de section (2,01 cm²)

5) Vérifications :

5-1) Condition de non fragilité :

$A_{st\,min} \geq 0{,}23\,b \times d \times \dfrac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 30 \times 27 \times \dfrac{2{,}1}{400} = 0{,}97\ \text{cm}^2$

A_t = 4,82 cm² > 0,97 cm²………………………………………..condition vérifiée

A_α = 2,19 cm² > 0,97 cm²………………………………………..condition vérifiée

5-2) Vérification des contraintes à L'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible car cet élément est situé dans un local couvert et clos et il n'est pas soumis à des conditions et l'acier utilisé est de nuance FeE400 alors la vérification des contraintes à L'ELS sera simplifiée comme suite :

$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ Avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{49{,}64}{41{,}94} = 1{,}18$

$\frac{1{,}18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}34$

α_t = 0,156 < 0,34……………………………Cv.

En appui :

$\alpha \leq \dfrac{\gamma - 1}{2} + \dfrac{f_{c28}}{100}$ Avec $\gamma = \dfrac{M_u}{M_s} = \dfrac{23{,}36}{19{,}74} = 1{,}18$

$\dfrac{1{,}18 - 1}{2} + \dfrac{25}{100} = 0{,}34$

α_a=0,071 < 0,34 …………………………… Cv.

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$.

6) Vérification au cisaillement :

$T_{u\,max} = \dfrac{q_u \times l}{2} = \dfrac{27{,}80 \times 3{,}10}{2} = 43{,}09$ KN

$\tau_u = \dfrac{T_{umax}}{b \times d} = \dfrac{43{,}09 \times 10^3}{300 \times 315} = 0{,}45$MPa

Pour fissuration peu nuisible $\overline{\tau_u}$=min ($\frac{0,2f_{bc}}{\gamma_b}$;5MPa)

$\overline{\tau_u}$=3,33MPa donc on a : $\tau_u<\overline{\tau_u}$…………………………… **Cv**

7) Vérification de la flèche:

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ 4,2\frac{bd}{fe} \geq A_s \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{30}{310} = 0,096 \geq 0,0625 & \text{vérifiée} \\ 4,2\frac{30\times 31,5}{400} \geq 8,04 \Rightarrow 9,92 \geq 8,04 & \text{vérifiée} \\ 0,096 \geq \frac{0,85}{10} = 0,085 & \text{vérifiée} \end{cases}$$

8) Calcul des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min(h/35\ ;\varphi l\ ;b/10) \Rightarrow \varphi_t \leq \min\ (35/35\ ;1,2\ ;30/10)$$

$$\text{On prend } \varphi_t = 8\text{mm.}$$

9) Calcul d’espacement des cadres :

D’après le RPA99V2003on a :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\ (h/4\ ;12\varphi_1\ ;30\text{cm}) \Rightarrow St \leq \min\ (35/4\ ;12\varphi_1, 20; 30\text{cm})$$

$$\text{On prend } S_t = 5\text{cm}$$

Zone courante :

St≤$\frac{h}{2}$⇒St≤30/2

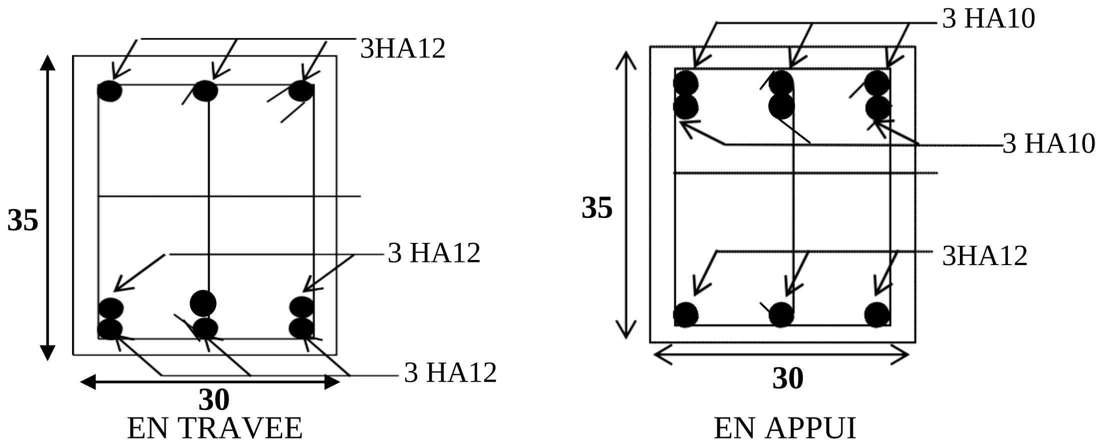
On prend St=15cm

Le choix de la section d’un seul corps transversal sera

At=

4Ø8 (2,01cm²)

10) Schéma de ferraillage de la poutre palière:



-Fig.III.11-Schéma de ferraillage de la poutre palière.

III-3.LES BALCONS

III.3.1.Definitions:

Le balcon est un élément non structural qui peut avoir différentes formes d'appuis, il est généralement encastré d'un côté et libre de l'autre, donc calculé comme une console ce qui donne fibres tendues sont situé à la partie supérieure de l'élément celles qui sont comprimées se situent à la partie inférieur.

Garde-corps est l'ensemble d'éléments formant une barrière destinée à protéger les personnes de chute et à tenir des objets.

III.3.1.1.Pré dimensionnement Balcon Type(a):

Pour le pré dimensionnement ont doit tenir en compte les conditions suivantes:

- L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

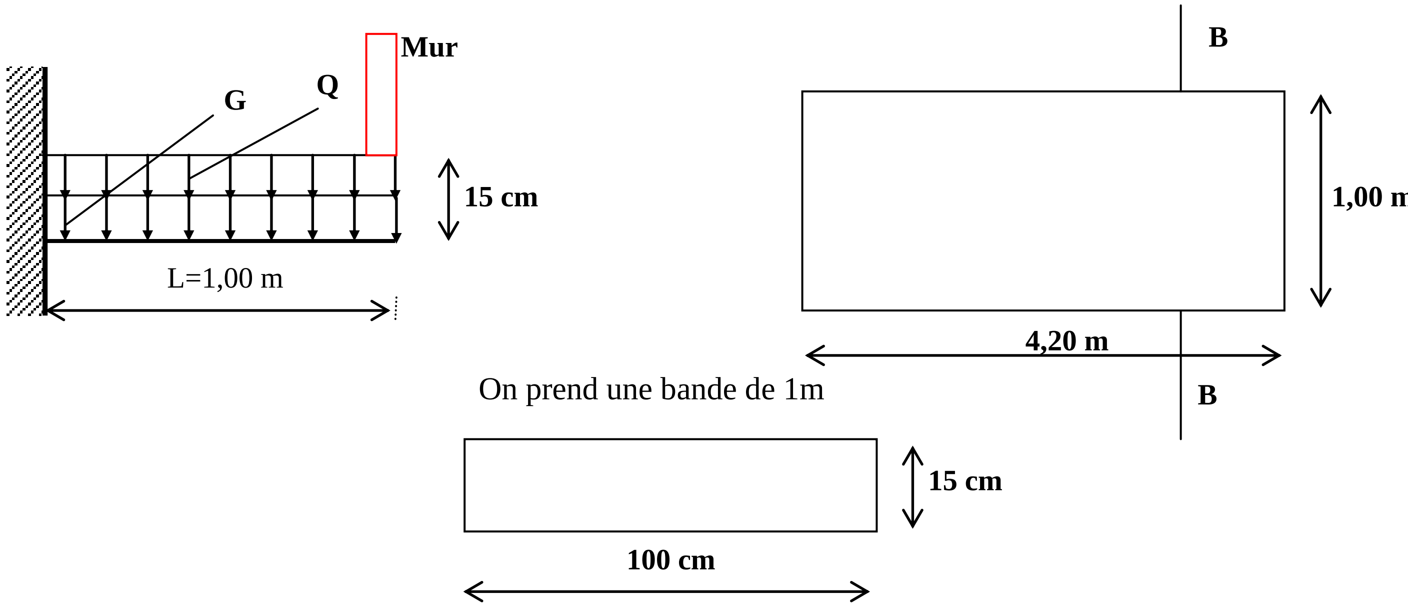
$$h_0 \geq \frac{Lx}{25} = 100/20 = 4cm$$

-Condition de résistance au feu:

$h_t = 7cm \Rightarrow$ Pour une heure de coupe de feu

$h_t = 11cm \Rightarrow$ Pour une 2 heures de coupe de feu (dalle + chape + revêtement)

Alors on adopte : h_t=15cm



-Fig.III.12-schéma de balcon **(a)**

III.3.1.3.Evaluation des charges:(DTR B C 22) :

COUCHES	e (m)	P(KN/m³)	(KN/m³)
Carrelage	**0,02**	**22**	**0,44**
Mortier de pose	**0,02**	**20**	**0,4**
Lit de sable	**0,02**	**18**	**0,36**
Dalle pleine	**0,15**	**25**	**3,75**
Enduit en ciment	**0,02**	**18**	**0,36**
		G(KN/m²)=	**5,31**
		Q(KN/m²)=	**3,50**

-Tableau.III.11-Evaluation des charges **de balcon(a)**

Charge du garde-corps :

Brique creuse : 10 cm…………………..9*0,1=0,9KN/ml

Enduit en ciment 2cm……………….18*0,02=0,36KN/*ml*

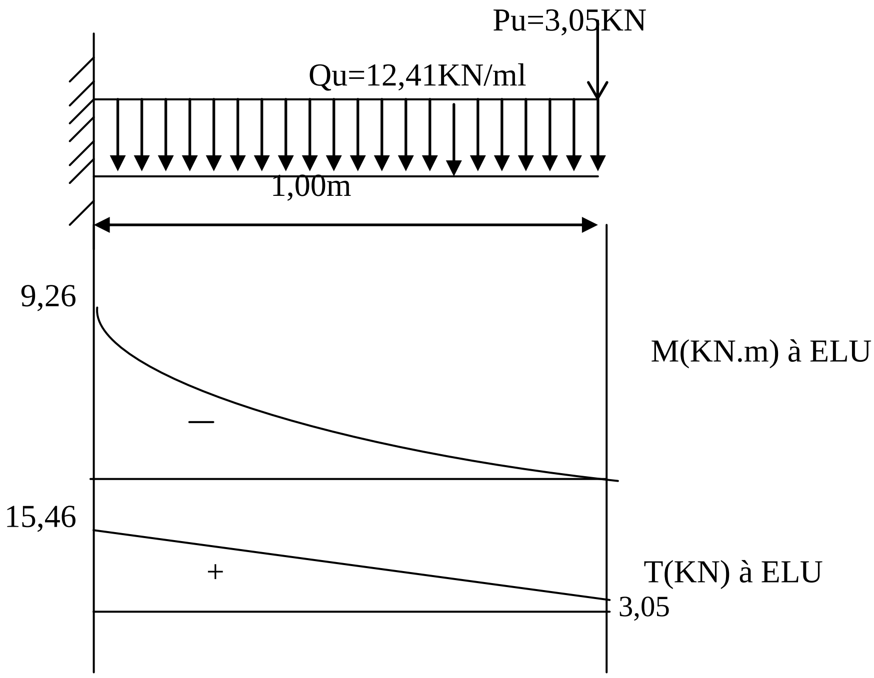
Gard corps (fixé sur la maçonnerie)……..1*1=1KN/ml

P=2,26KN

III.2.1.4.Combinaison des charges :

$$q_u = (1{,}35G + 1{,}5Q) = (1{,}35 \times 5{,}31 + 1{,}5 \times 3{,}50) = 12{,}41 \text{KN/ml}$$
$$p_u = 1{,}35P = 1{,}35 \times 2{,}26 = 3{,}05 \text{KN}$$
$$q_s = G + Q = 8{,}81 \text{KN/ml}$$
$$p_s = P = 2{,}26 \text{KN}$$

III.2.1.5. Calcul du moment maximal et l'effort tranchant :



Moment max et effort tranchant à ELS :

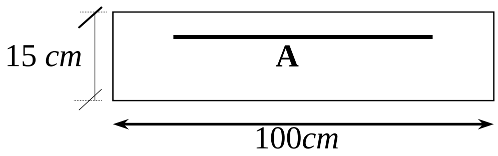
M_{max}=6,65 KN.m ; T max=11,07 KN

III.2.2.Calcul de la section de ferraillage

h =15cm; d=0, 9h=13,5cm; b=100cm

f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; f_{bc}=14,17MPa ; σst=348MPa ;

$\mu = \frac{M_{max}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{9{,}26\times10^3}{100\times(13{,}5)^2\times14{,}17} = 0,035$



$\mu<\mu_l$=0,392; A'_s=0

$\alpha = 1{,}25.\left(1-\sqrt{1-2.\mu}\right) = 0{,}044$

$\beta = 1 - 0{,}4.\alpha = 0{,}982$

La section d'acier :

$$A_{st} = \frac{M_{max}}{\beta\times d\times\sigma_s} = \frac{9{,}26\times10^3}{0{,}982\times13{,}5\times348} = 2{,}00\ cm^2\ /\ ml$$

On choisit 3T12/ml de section(3,39cm^2)/ml

Condition de non fragilité :

$$A_{st\,min} \geq 0.23\times b\times d\times\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23\times100\times13{,}5\times\frac{2{,}1}{400} \Rightarrow A_{st\,min} \geq 1{,}63cm^2$$

$A_s = 3.39cm^2 > 1{,}63cm^2$.........[cv]

Armature de réparation :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3{,}39}{4} = 0{,}84cm^2 \qquad \Rightarrow \text{On adopte}: 3\,HA\,8 = 2{,}51\,cm^2$$

❖ Vérification au cisaillement :

$T_{max} = 15.46KN$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{15.46\times10^{-3}}{1\times0.135} \Rightarrow \tau_u = 0{,}114MPa < \overline{\tau_u} = 2.50MPa.....cv$$

D'après le BAEL91 Article [A.5.1, 211], lorsque la fissuration est préjudiciable:

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.15.fc_{28}}{\gamma_b};4MPa\right\} \Rightarrow \overline{\tau_u} = \min\{2.5MPa;4MPa\}$$

$$\Rightarrow \overline{\tau_u} = 2.5MPa....cv$$

Donc il n y a pas de risque de cisaillement.

❖ Vérification à l'E.L.S :

D'après le BAEL91 Article [A.4.5, 2], La contrainte limite de compression du béton est:

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

- Contrainte limite de traction de l'acier: BAEL91 Article [A.4.5, 32], en fissuration préjudiciable est :

$$\overline{\sigma_s} \text{ ; Avec } \overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; \max\left(0,5f_e ;110\sqrt{\eta F_{tj}}\right)\right\}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400; \max\left(0,5 \times 400_e ;110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right)\right\} = 201,63Mpa$$

La position de l'axe neutre:

$$by^2 + 30.A_s.y - 30.A_s.d = 0$$

Donc la solution est:

$$y = \frac{15.A_s}{b}\left[\sqrt{1 + \frac{b.d}{7,5.A_s}} - 1\right] = \frac{15 \times 3,39}{100}\left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 13,5}{7,5 \times 3,39}} - 1\right] = 3,23cm$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15\left[A_s.(d-y)^2\right] = \frac{100 \times 3,39^3}{3} + 15\left[3,39.(13,5 - 3,23)^2\right] = 6661,90cm^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{6,65}{6661,90 \times 10^{-5}} \Rightarrow K = 99,82$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 99,82 \times 3,23.10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 3,22MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$

$$\sigma_s = 15.K(d-y) = 15 \times 99.82(0,135 - 3,23 \times 10^{-2})$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 153,77 < \overline{\sigma_s} = 202MPa$$

Donc la condition est vérifiée

❖ **Vérification de la flèche:** d'après le BAEL91 Article B.6.5, 2

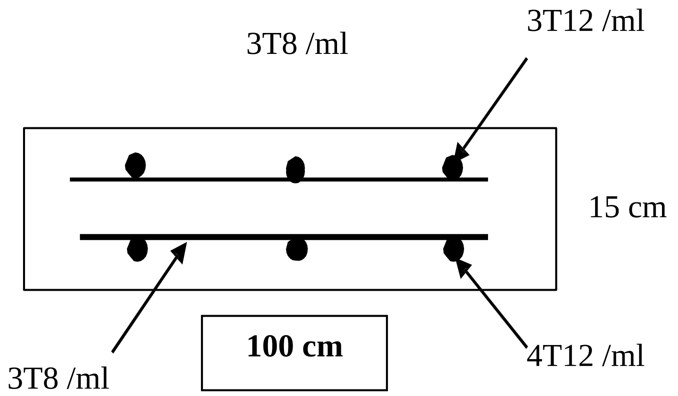
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,15 \geq 0,0625\text{..........................}[cv]$$

$$\frac{h}{l} = 0,1\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,15}{1} \geq 0,1 \times 1 \Rightarrow 0,15 \geq 0,1\text{.....................}[cv]$$

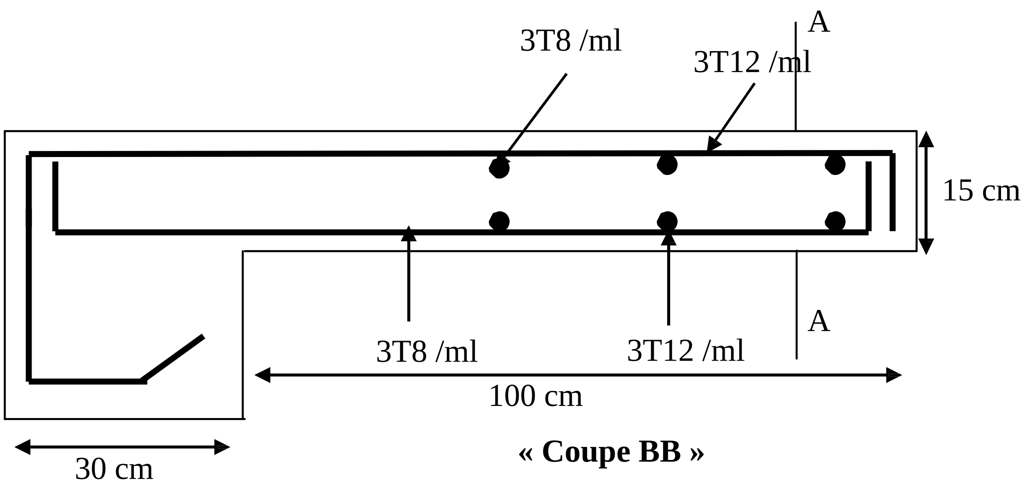
$$\frac{A_s}{b \times d.^2} \leq \frac{4{,}2}{fe} \Rightarrow \frac{3{,}39}{100 \times 13{,}5^2} \leq \frac{4{,}2}{400} \Rightarrow 0{,}00018 \leq 0{,}0150..[cv]$$

Ces trois conditions sont vérifiées donc ne doit pas calculer la flèche.

Plan de ferraillage :



« Coupe AA »



« Coupe BB »

-Fig.III.12- schéma de ferraillage balcon (a).

III.3.1.1.Pré dimensionnement Balcon Type(b):

Pour le pré dimensionnement ont doit tenir en compte les conditions suivantes:

- L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion :

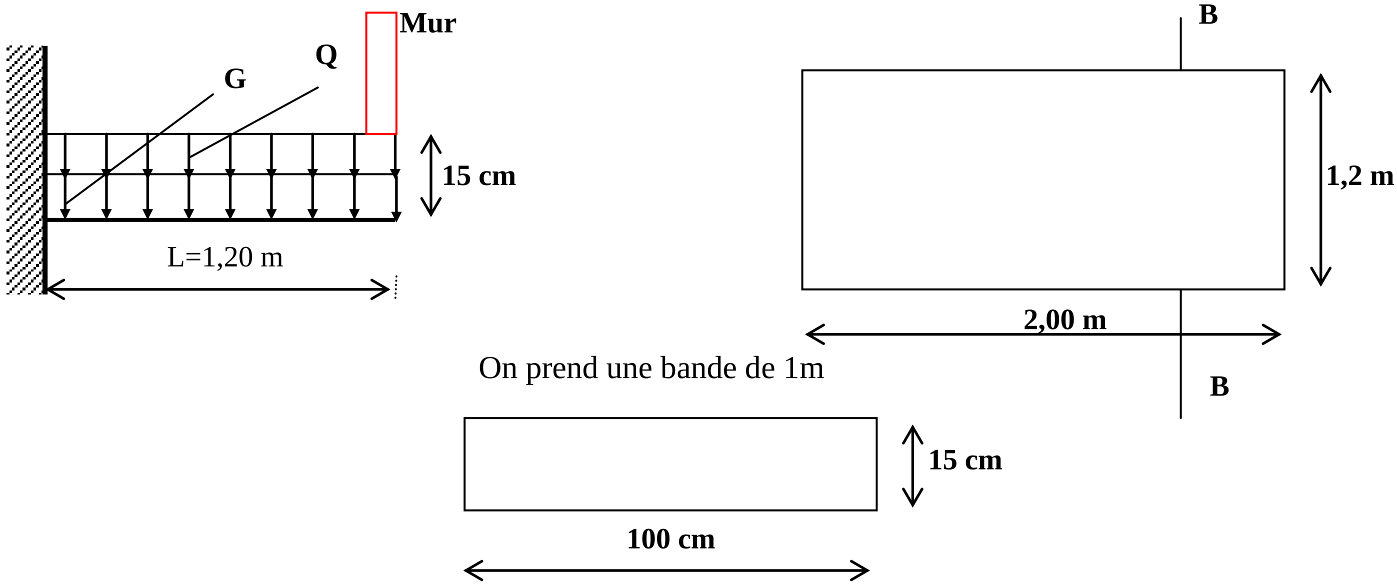
$$H_0 \geq \frac{Lx}{25} = \frac{100}{20} = 4\text{cm}$$

- Condition de résistance au feu:

$h_t = 7cm \Rightarrow$ Pour une heure de coupe de feu

$h_t = 11cm \Rightarrow$ Pour une 2 heures de coupe de feu (dalle + chape + revêtement)

Alors on adopte : h_t=15cm



-Fig.III.13-schéma de balcon **(b)**

III.3.1.2.Evaluation des charges:(DTR B C 22)

COUCHES	e (m)	P(KN/m^3)	(KN/m^3)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
		G(KN/M²)=	5,31
		Q(KN/M²)=	3,50

Tableau.III.1. Evaluation des charges **de balcon(b)**

Charge du garde-corps :

Brique creuse : 10 cm…………………..$9 \times 0,1 = 0,9$KN/ml

Enduit en ciment 2cm……………….$18 \times 0,02 = 0,36$KN/ml

Gard corps (fixé sur la maçonnerie)…….. $1 \times 1 = 1$ KN/ml

P=2,26KN

III.2.1.4.Combinaison des charges :

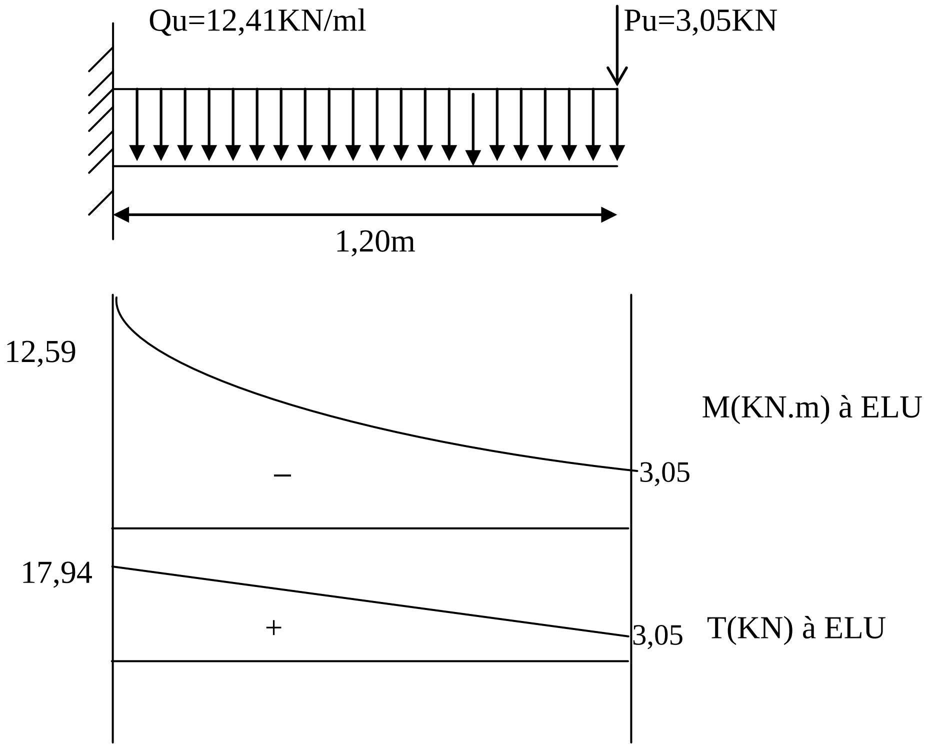
$q_u = (1{,}35G + 1{,}5Q) = (1{,}35 \times 5{,}31 + 1{,}5 \times 3{,}50) = 12{,}41 KN/ml$

$p_u = 1{,}35P = 1{,}35 \times 2{,}26 = 3{,}05KN$

$q_s = G + Q = 8{,}81 KN/ml$

$ps = P = 2{,}26KN$

III.2.1.5. Calcul du moment maximal et l'effort tranchant :



Moment max et effort tranchant à ELS :

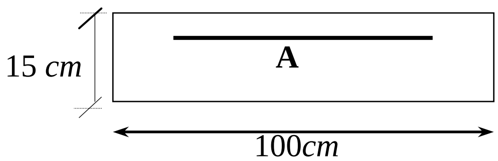
Mmax=9,05 KN.m ; Tmax=12,83 KN

III.2.2.Calcul de la section de ferraillage

h =15cm; d=0, 9h=13,5cm; b=100cm

f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; f_{bc}=14,17MPa ; σst=347,83MPa=348MPa ;

$$\mu = \frac{Mmax}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{12{,}59 \times 10^3}{100 \times (13{,}5)^2 \times 14{,}17} = 0{,}048$$



Section de calcul.

$$\mu < \mu_l = 0{,}392;\ A'_s = 0$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0{,}062$$

$$Z = d(1 - 0{,}4\alpha) = 13{,}16cm$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}}{Z.\sigma_{st}} = \frac{12{,}59 \times 10^3}{13{,}16 \times 348} = 2{,}74\ cm^2$$

On choisit 3T12/ml de section(3,39cm^2)/ml

Condition de non fragilité :

$$A_{st\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{st\min} \geq 1,63cm^2$$

$A_s = 3.39cm^2 > 1,63cm^2$.........[cv]

Armature de réparation :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,84cm^2 \qquad \Rightarrow \text{On adopte}: 3\,HA\,8 = 2,51\,cm^2$$

❖ Vérification au cisaillement :

$T_{max} = 17.94KN$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{17.94 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} \Rightarrow \tau_u = 0,132MPa < \overline{\tau_u} = 2.50MPa.....cv$$

D'après le BAEL91 Article [A.5.1, 211], lorsque la fissuration est préjudiciable:

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.15.fc_{28}}{\gamma_b};4MPa\right\} \Rightarrow \overline{\tau_u} = \min\{2.5MPa;4MPa\}$$

$$\Rightarrow \overline{\tau_u} = 2.5MPa....cv$$

Donc il n y a pas de risque de cisaillement.

❖ Vérification à l'E.L.S :

D'après le BAEL91 Article [A.4.5, 2], La contrainte limite de compression du béton est:

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

- Contrainte limite de traction de l'acier: BAEL91 Article [A.4.5, 32], en fissuration préjudiciable est :

$$\overline{\sigma_s} \text{ ; Avec } \overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; \max\left(0,5f_e;110\sqrt{\eta F_{tj}}\right)\right\}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400; \max\left(0,5 \times 400_e;110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right)\right\} = 201,63Mpa$$

La position de l'axe neutre:

$by^2 + 30.A_s.y - 30.A_s.d = 0$

Donc la solution est:

$$y = \frac{15.A_s}{b}\left[\sqrt{1 + \frac{b.d}{7,5.A_s}} - 1\right] = \frac{15 \times 3,39}{100}\left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 13,5}{7,5 \times 3,39}} - 1\right] = 3,23cm$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15\left[A_s.(d-y)^2\right] = \frac{100 \times 3{,}39^3}{3} + 15\left[3{,}39.(13{,}5 - 3{,}23)^2\right] = 6661{,}90cm^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{9{,}05}{6661{,}90 \times 10^{-5}} \Rightarrow K = 135{,}84$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 135{,}84 \times 3{,}23.10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 4{,}38MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa\text{.....................................[cv]}$$

$$\sigma_s = 15.K(d-y) = 15 \times 135.84(0{,}135 - 3{,}23 \times 10^{-2})$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 199{,}07 < \overline{\sigma_s} = 202MPa\text{.....................................[cv]}$$

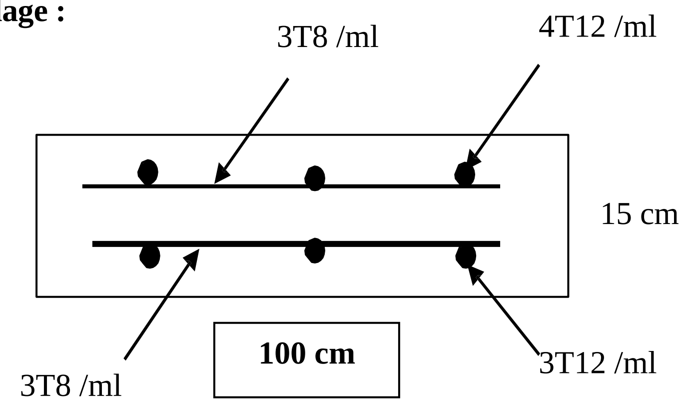
❖ **Vérification de la flèche:** d'après le BAEL91 Article B.6.5, 2

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0{,}15}{1{,}2} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0{,}125 \geq 0{,}0625\text{..............................[cv]}$$

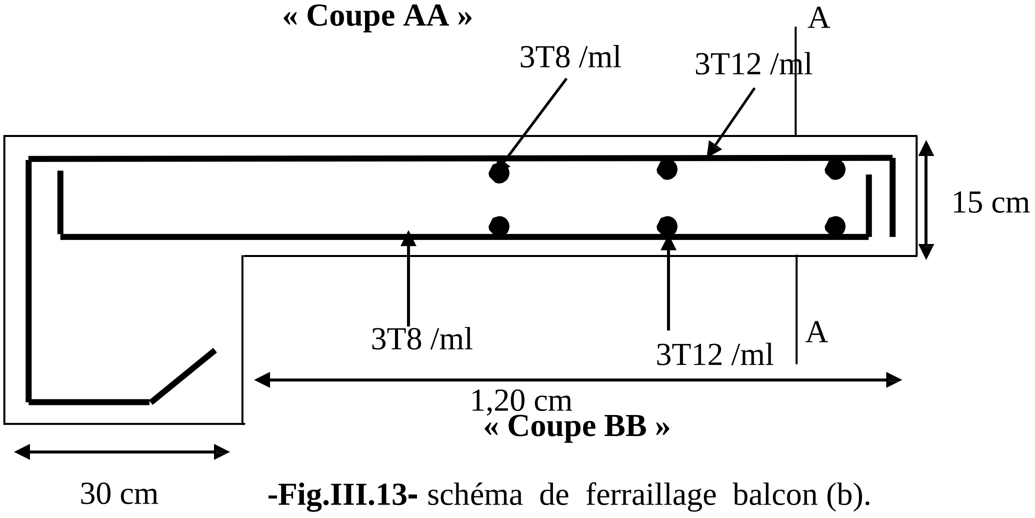
$$\frac{h}{l} = 0{,}1\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0{,}15}{1{,}2} \geq 0{,}1 \times 1 \Rightarrow 0{,}125 \geq 0{,}1\text{......................[cv]}$$

$$\frac{A_s}{b \times d.^2} \leq \frac{4{,}2}{fe} \Rightarrow \frac{3{,}39}{100 \times 13{,}5^2} \leq \frac{4{,}2}{400} \Rightarrow 0{,}00018 \leq 0{,}0150\text{.......[cv]}$$

Plan de ferraillage :



« Coupe AA »



« Coupe BB »

-Fig.III.13- schéma de ferraillage balcon (b).