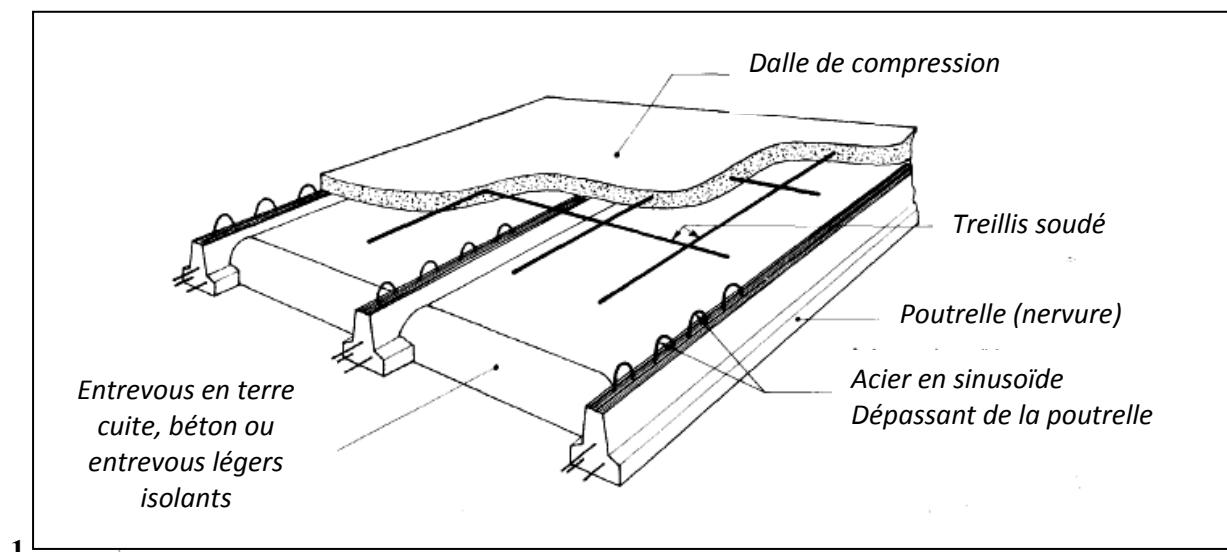


I-Plancher:

1-plancher à corps creux :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- Cheminement des charges et surcharges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages.
- Il assure une bonne isolation phonique et thermique
- Il est plus léger que la dalle pleine.



Ce type de plancher est composé d'éléments porteurs (poutrelles) et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

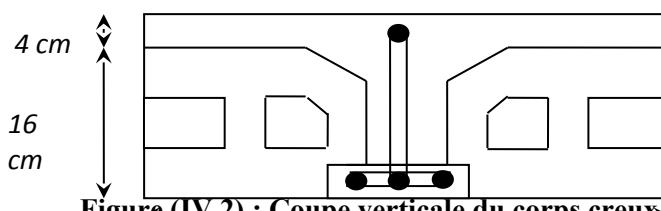


Figure (IV.2) : Coupe verticale du corps creux

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, assimilées à une poutre semi encastré.

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués. Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

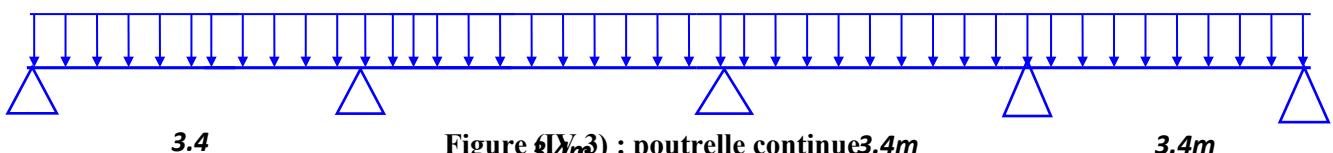


Figure (IV.3) : poutrelle continue 3.4m

1-2-Choix de la méthode de calcul

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon la méthode Forfaitaire.

• principe de la méthode :

Elle consiste à déterminer des moments sur appuis (M_0, M_e) et des moments en travée (M_t).

- Valeurs des coefficients :**

M_0 : La valeur maximale du moment de flexion dans la travée de comparaison ou moment isostatique.

M_e , M_w : respectivement les valeurs absolus des moments sur appuis de gauche et de droite qui sont pris en compte dans le calcul de la travée.

M_t : le moment maximale de la travée considérée.

α : Est le rapport de charges d'exploitation à la somme des charges (permanente, exploitation).

: Cette méthode est utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées

- $Q \leq (2G ; 5 \text{ KN} / \text{m}^2)$
- -Inertie constante.
- -Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :
 $0.8 \leq (L_n / L_{n+1}) \leq 1,25$.
- Fissuration peu préjudiciable.

Car Cette méthode est applicable car toutes les conditions sont vérifiées.

$$\begin{array}{lll} \text{Etage courant} & G = 5.32 \text{ kn/m}^2 & Q = 1.5 \text{ kn/m}^2 \\ \text{Etage terrasse} & G = 5.81 \text{ kn/m}^2 & Q = 1 \text{ kn/m}^2 \end{array}$$

- Combinaison de charges :**

Tableau Combinaison Remarque : de plancher les plus	Plancher terrasse		(IV.1) : de charges Les poutrelles courant sont sollicitées.	
	ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6.07 \text{ kn/ml.}$		
	ELS	$q_{ser} = G + Q = 4.43 \text{ kn/ml.}$		
	Plancher étage courant			
	ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6.13 \text{ kn/ml.}$		
	ELS	$q_{ser} = G + Q = 4.43 \text{ kn/ml.}$		

- Calcul de moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Travée	L(m)	ELU M_0 (kn m)	ELS M_0 (kn m)
1	3.4	8.86	6.40
2	3.4	8.86	6.40
3	3.4	8.86	6.40
4	3.4	8.86	6.40

Tableau (IV.2) : moments isostatiques

- Calcul des moments au niveau d'appui :**

Dans le cas des appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

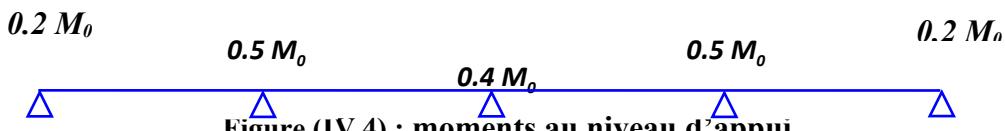


Figure (IV.4) : moments au niveau d'appui

Appui	coefficient	ELU M_a (kn m)	ELS M_a (kn m)

1	0.2	1.77	1.28
2	0.5	4.43	3.20
3	0.4	3.54	2.56
4	0.5	4.43	3.20
5	0.2	1.77	1.28

Tableau (IV.3) : les moments sur appuis

Les moments en travées : doit satisfaire les inégalités suivantes :

- Pour les travées de rive :

$$M_r + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[(1+0.3\alpha)M_0; 1.05M_0 \right]$$

$$M_r \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

- Pour les travées intermédiaires :

$$M_r + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[(1+0.3\alpha)M_0; 1.05M_0 \right]$$

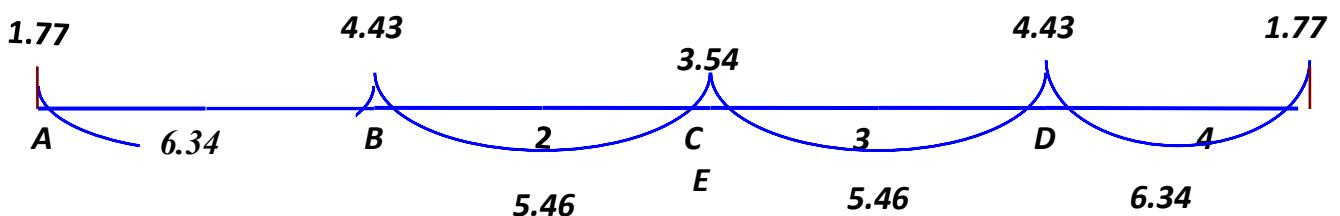
$$M_r \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$$

$$\alpha = 0.22$$

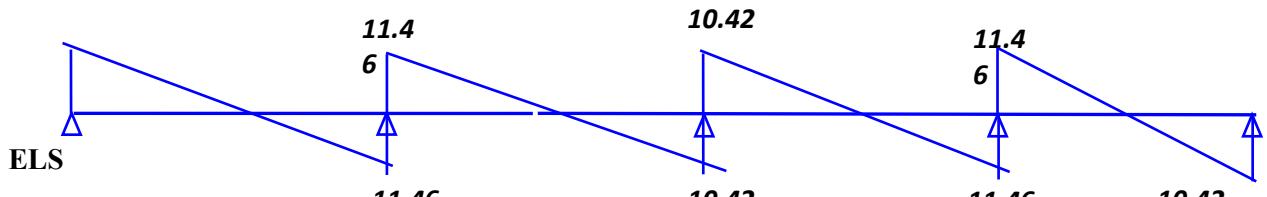
ELU :

Travée	L(m)	M_0	M_w	M_e	M_{t1}	M_{t2}	(M_t kn m)
1	3.4	8.86	1.77	4.43	6.34	5.61	6.34
2	3.4	8.86	4.43	3.54	5.46	4.72	5.46
3	3.4	8.86	3.54	4.43	5.46	4.72	5.46
4	3.4	8.86	4.43	1.77	6.34	5.61	6.34

Tableau (IV.4) : les moments en travée

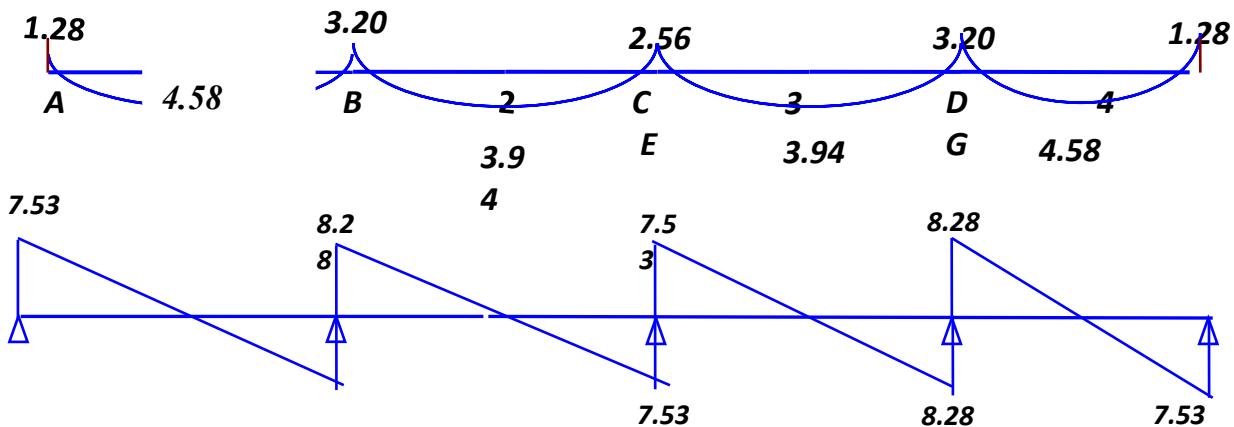


ELS



Travé	L(m)		M_w	M_e	I_{t1}	M_{t2}	(M_t kn m)
1	3.4	6.40	1.28	3.20	58	4.05	4.5
2	3.4	6.40	3.20	2.56	3.94	3.41	3.94
3	3.4	6.40	2.56	3.20	3.94	3.41	3.94
4	3.4	6.40	3.20	1.28	4.58	4.05	4.58

Tableau (IV.5) : les moments travée



1-3- Ferraillage de 8.28 tiges :

Le calcul se fait à L'ELU en flexion simple, nous prenons la poutrelle la plus défavorable. Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

$M_{a.u}^{\max}$ (KN.M)	$M_{a.ser}^{\max}$ (KN.M)	$M_{t.u}^{\max}$ (KN.M)	$M_{t.ser}^{\max}$ (KN.M)	T_u^{\max} (KN)
4.43	3.20	6.34	4.58	11.46

Tableau (IV.6) : sollicitation maximaux en appuis et en travées.

On fait le calcul d'une section en « T » soumise à la flexion simple selon les règles du BEAL 91 :

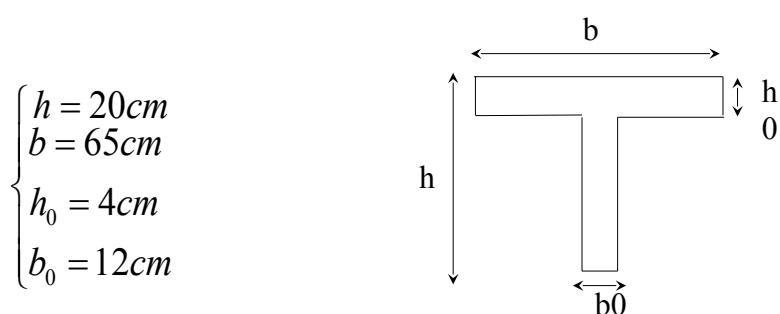
Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.

Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

Ferraillage en travée :

$$M_t = bh_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,058947 MN = 58,95 KNm \\ = 58,95 kn.m > M_u$$

Nous avons $M_u < M_t$, donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple



	M _U (KN.M)	μ	α	Z (M)	σ _S (MPA)	A _S (CM ²)	A _{S,MIN} (CM ²)	CHOIX	A _{S,ADOP} (CM ²)
Travée	6.34	0,021	0,027	0.178	348	1.02	1.41	3HA12	3.39
Appui	4.43	0,080	0,105	0.172	348	0.74	0.26	2HA12	2.36

Tableau (IV.7) : ferraillage en appuis et en travées.

D'où : $\mu = M_U / bd^2 f_{bu}$; $\alpha = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} / 0.8$; $Z = d(1 - 0.4\alpha)$; $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

$$A_s = M_U / Z\sigma_s ; A_{min} > \frac{0.23 b_o d f_{t28}}{f_e} ; I = \frac{b}{3} y^3 + 15(d - y)^2 \quad A_s \geq A_{min}$$

Pour l'appui la section à étudier est sera ($b_0 \times h$) en flexion simple

- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$\tau_u = \min(0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) \dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d}$$

$$\tau_u = 0,53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification à L'ELS :

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton. On doit

vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + d'A'_s) = 0 \quad \text{tel que} \quad A'_s = 0$$

$$by^2 + 30(A_s)y - 30(dA_s) = 0$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2$$

	M _{ser} (kN.m)	A _S (cm ²)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} <bar> σ _{bc}
Travée	4.58	3.39	4.58	11236.5	1.87	Vérifiée

Appui	3.20	2.26	7.64	5422.25	4.5	Vérifiée
-------	------	------	------	---------	-----	----------

Tableau (IV.8) : Vérification de la contrainte de compression dans le béton.
1-4Vérification de la flèche :

Selon (**BEAL.6.5, 3)** La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée :

1. $h/L \geq 1/16$
2. $A_s/bd \leq 4.2/f_e$
3. $h/L \geq 1/10(M_0/M_i)$

$$h/L \geq 1/10(M_i/M_o) \Rightarrow \frac{20}{300} \geq \frac{0.34}{10(8.86)} \Rightarrow 0.0667 \geq 0.071$$

Condition non vérifiée alors La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le **BAEL 91** la flèche totale est donnée par la formule :

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L(m)}{500} \quad \text{si } L < 5m$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L(m)}{1000} \quad \text{si } L > 5m$$

$$\begin{cases} f_{ji} = \frac{M_j L^2}{10E_i I_{ji}} \\ f_{gv} = \frac{M_g L^2}{10E_i I_{gv}} \end{cases} \begin{cases} f_{gi} = \frac{M_g L^2}{10E_i I_{gi}} \\ f_{pi} = \frac{M_p L^2}{10E_i I_{pi}} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} I_{pi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} \\ I_{gv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda v \mu_g} \end{cases} \begin{cases} I_{ji} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} \\ I_{gi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda i \mu_g} \end{cases}$$

Moment d'inertie fissurée :

Avec :

- (1) Flèche due aux charges instantanées.
- (2) Flèche due aux charges différée.

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{c28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad (1)$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{c28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0,4\lambda_i \quad (2)$$

- Détermination des différentes charges :

J : charge permanente avant mise en place cloison

G : charge permanente totale

P : charge permanente totale plus la charge d'exploitation totale

$$g = 5.32 * 0.65 = 3.46 \text{ kn / ml}$$

$$j = 2.4 * 0.65 = 1.56 \text{ kn / ml}$$

$$p = (5.32 + 1.5) * 0.65 = 4.43 \text{ kn / ml}$$

Calcul des moments correspondants à l'ELS :

$$Mg = \frac{0.9gl^2}{8} \Rightarrow Mg = \frac{0.9 * 3.46(3.4)^2}{8} = 4.5 \text{ kn.m}$$

$$Mj = \frac{0.9jl^2}{8} \Rightarrow Mj = \frac{0.9 * 1.56(3.4)^2}{8} = 2.03 \text{ kn.m}$$

$$Mp = \frac{0.9pl^2}{8} \Rightarrow Mp = \frac{0.9 * 4.43(3.4)^2}{8} = 5.76 \text{ kn.m}$$

*calcul de centre de gravité :

$$y_G = \frac{bh(h/2) + nA(c + A'(h - d'))}{bh + nA + nA'} =$$

$$y_G = \frac{(0.12 * 0.16)(0.08) + (0.65 * 0.04)(0.18) + 15(3.39 * 10^{-4} * 0.02)}{(0.12 * 0.16) + (0.65 * 0.04) + (15 * 3.39 * 10^{-4})} = 0.126 \text{ m}$$

Calcul de moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh(y_G - \frac{h}{2})^2 + nA(y_G - c)^2 + nA'(h - y_G - d')^2$$

$$I_0 = \frac{0.12 * 0.16^3}{12} + (0.16 * 0.12)(0.126 - 0.08)^2 + \frac{0.65 * 0.04^3}{12} + (0.65 * 0.04)(0.126 - 0.02)^2 +$$

$$15 * 3.39 * 10^{-4} (0.126 - 0.02)^2$$

$$I_0 = 0.000434324 \text{ m}^4$$

Calcul de module de déformation :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.195 \text{ MP}_a$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.865 \text{ MP}_a$$

Calcul de pourcentage d'armature :

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 * 18} = 0.0157$$

Calcul des paramètres :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{i28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{i28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0,4 \lambda_i \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = 2.62 \\ \lambda_v = 1.05 \end{array} \right.$$

Calcul d'inertie fissurée :

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{i28}}{4\rho\sigma_s + f_{i28}} \geq 0, \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s Z}, Z = d - \frac{1}{3}y \Rightarrow Z = 15.43 \text{ cm}, A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

	M (Mn.m)	$\sigma_s (MP_a)$	μ
j	0.00203	38.81	0.19
g	0.0045	86.03	0.51
p	0.00576	110.12	0.59

Tableau (IV.9) : coefficient μ

$$I_{pi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = 1.88 * 10^{-4} m^4$$

$$f_{pi} = \frac{M_p L^2}{10 E_i I_{pi}} = 8.57 * 10^{-4} m$$

$$I_{gv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = 3.11 * 10^{-4} m^4$$

$$f_{gv} = \frac{M_g L^2}{10 E_v I_{gv}} = 1.20 * 10^{-4} m$$

$$I_{ji} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_j \mu_j} = 3.2 * 10^{-4} m^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_j L^2}{10 E_i I_{ji}} = 1.77 * 10^{-4} m$$

$$I_{gi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = 2.05 * 10^{-4} m^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_g L^2}{10 E_i I_{gi}} = 4.05 * 10^{-4} m$$

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (1.20 - 1.77) * 10^{-4} + (8.57 - 4.05) * 10^{-4} = 0.0395 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{300}{500} = 0.6 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm}$$

Alors la condition est vérifiée

1-5-Ferraillage de la dalle de compression

Le ferraillage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \text{ avec: } (L_1 \text{ en cm}).$$

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

Avec :

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65$ cm).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1 / 2$$

$F_e = 400 \text{ MPa}$

$$A_1 = 4 \cdot \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2 / m_f$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2 / m_f$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_2 = A_1 / 2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ et } S_t = 20 \text{ cm}$$

Pour le ferraillage de la dalle de compression, on adopte un treillis

Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens

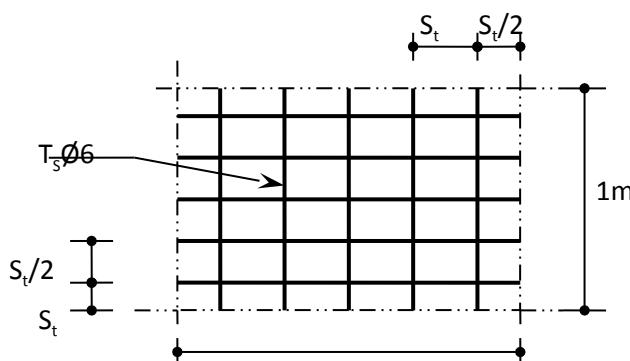


Figure (IV.6) : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

2-Les dalles pleines:

Les dalles pleines sont des pièces minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Elles sont destinées essentiellement au cheminement des charges verticales aux éléments porteurs.

a-Méthode de calcul:

On adopte la méthode de BARES qui est basée sur la résolution de l'équation de Lagrange 4^{ème} degré.

Hypothèse de la méthode:

- les matériaux constituant la dalle sont parfaitement élastique et suit la loi de HOOK (comportement proportionnelle aux déformations)
- le matériau est homogène et isotrope.
- l'épaisseur de la dalle est faible par rapport aux dimensions en plan.
- la dalle est infiniment rigide dans son plan.
- les sections planes restent planes après la déformation.
- les déplacements sont faibles.

Principe de la méthode:

$$l_x \leq l_y$$

En fonction du rapport des dimensions en plan ($\alpha = \frac{l_x}{l_y}$) mesurés entre nus d'appuis (avec $l_x \leq l_y$), et du coefficient de poisson ν du matériau, les tables de BARES nous permettent de déterminer les coefficients μ_x et μ_y .

Le calcul se fait à l'ELU avec $\nu = 0$ et à l'ELS avec $\nu = 0.2$.
Le principe est basé sur l'évaluation des sollicitations en supposant que le panneau de la dalle soit articulé sur le contour puis en procédera à la ventilation de ces sollicitations sur la travée et les appuis (compte tenue de l'encastrement crée par la liaison plancher voile).

b. Etape de calcul:

$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$: moment dans le sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y \times M_x$: moment dans le sens de la grande portée.

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y obtenir à partir d'abaque

$$\alpha = l_x / l_y = \frac{0}{6} = 1$$

Pour le calcul, on prend la dalle la plus sollicitée

Selon le rapport : (L_x / l_y) on détermine suivant quelle direction la dalle travaille .

- $0,4 \leq L_x / l_y \leq 1$: la dalle est uniformément chargée
(Portée dans les deux sens)
- $0 \leq L_x / l_y \leq 0,4$: la dalle est portée dans un seul sens
(L_x étant la plus petite dimension).

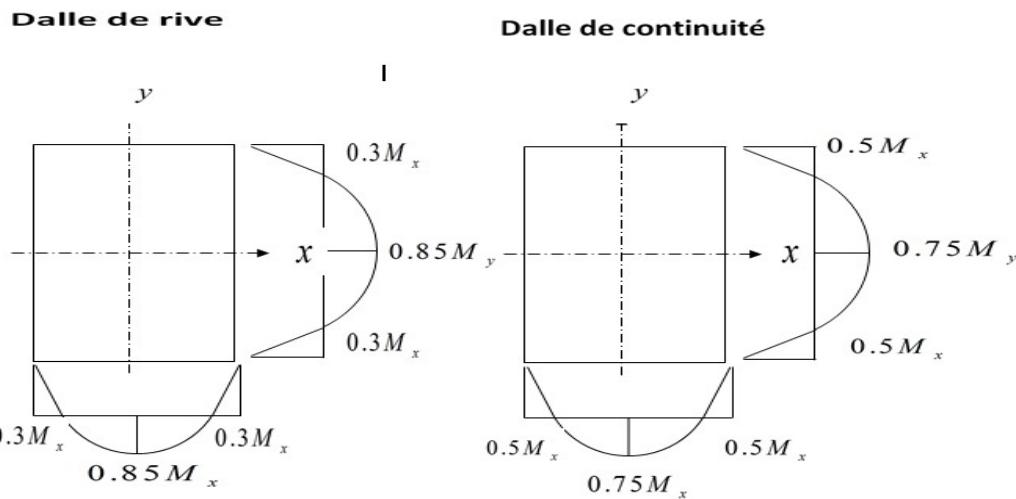


Figure (IV-7) : Schéma ventilation des moments

Dalle reposante sur quatre appuis de dimension: 6×6 et épaisseur $e = 20$ cm

Evaluations des sollicitations :

1. Plancher terrasse :

$$G = 0,841t/m^2$$

$$Q = 0,1 t/m^2$$

$$Pu = 1,35 G + 1,5 * Q$$

$$Pu = 1,29 t/m^2$$

$$Pser = G + Q \Rightarrow Pser = 0,941 t/m^2$$

2. Plancher étage courant :

$$G = 0,792 t/m^2$$

$$Q = 0,150 t/m^2$$

$$Pu = 1,35 G + 1,5 * Q$$

$$Pu = 1,29 t/m^2$$

$$Pser = G + Q \Rightarrow Pser = 0,942 t/m^2$$

	$l_x(m)$	$l_y(m)$	α	μ_x	μ_y	$q_u(kn/m)$	$M_{0x}(kn.m)$	$M_{0y}(kn.m)$
ELU	6	6	1	0.0368	1	12.9	17.09	17.09
ELS	6	6	1	0.0441	1	9.42	14.96	14.96

Tableau (IV.10) : les moments isostatiques

Remarque :

$$l_x = l_y$$

Vu que alors notre calcul sera dans un seul sens

c- Calcul de ferraillage pour les armatures à l'ELU :

$$\mu = M_U / bd^2 f_{bu} ; \alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0.8 ; Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad A_s = M_U / Z\sigma_s$$

D'où :

$$\begin{cases} h = 20\text{cm} \\ b = 100\text{cm} \end{cases}$$

L_x				
Moment(MN.m)	Appui rive	Travée rive	Appui inter	Travée inter
	0.00513	0.01453	0.00855	0.01282
μ_{bu}	0.011	0.032	0.019	0.028
α	0.014	0.041	0.024	0.036
$Z(m)$	0.179	0.177	0.178	0.177
$A_s(\text{cm}^2)$	0.82	2.36	1.38	2.08
barres	5HA8	5HA10	5HA8	5HA10
$A_{coresp}(\text{cm}^2)$	2.51	3.39	2.51	3.39

Tableau (IV.11) : ferraillage de dalle

Les armatures minimums :

$$A_x \geq 1 * h \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) A_{min}, A_{min} = 0.0008$$

$$A_x \geq 100 * 20 \left(\frac{3 - 1}{2} \right) 0.0008 = 1.6 \text{cm}^2, A_x = 1.6 \text{cm}^2$$

Vérification à l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0, 13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) \dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} \quad T_u^{\max} = \frac{P_u l_x l_y}{2l_y + l_x} = \frac{0.0129 * 36}{18} = 0.0258 \text{Mn}$$

$$\tau_u = \frac{0.0258}{1 * 0.18} = 0.14 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.14 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armateurs transversales n'a pas nécessaires.

Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$, et $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + d'A'_s) = 0 \quad , \text{ tel que } A'_s = 0 \quad , \quad by^2 + 30(A_s)y - 30(dA_s) = 0$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d-y)^2$$

Pour le calcul nous prenons les sollicitations les plus défavorables dans les deux sens

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	M _{SER} (KN.M)	A _s (CM ²)	Y (CM)	I (CM ⁴)	(MPA) σ _{bc}	σ̄ _{bc} < σ _{bc}
Travée	12.72	2.07	4.58	11236.5	5,18	vérifiée
Appui	7.48	1.20	7.64	5422.25	10.54	vérifiée

Tableau (IV.12) : Vérification des contraintes dans le béton à l'ELS

Calcul de l'espacement:

Dans le cas des charges réparties, fissuration peu préjudiciable on a (BAEL 91):

$$S_{TX} \leq \min \dot{\iota} \quad \text{Armatures dans le sens x}$$

$$S_{TY} \leq \min \begin{cases} 4 \times h \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Armatures dans le sens y}$$

En travée S_t = 17 cm

En appui S_t = 20 cm

Sens (X-X)= Sens (Y-Y)

d- Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée :

- $h/L \geq 1/16$
- $A_s/bd \leq 4.2/f_e$
- $h/L \geq 1/10(M_0/M_t)$

$$h/L \geq 1/10(M_t/M_o) \Rightarrow \frac{20}{540} \geq \frac{17.09}{10(14.53)} \Rightarrow 0.037 \geq 0.12$$

Condition non vérifiée alors La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le **BAEL 91** la flèche totale est donnée par la formule :

$$g = 7.92 * 1 = 7.95 \text{ kn/ml}$$

$$j = 5 * 1 = 5 \text{ kn/ml}$$

$$p = (7.92 + 1.5) * 1 = 9.42 \text{ kn/ml}$$

Calcul des moments correspondants à l'ELS :

$$M_s = 0.85(\mu_s \times q_s \times I_s^2)$$

$$Mg = 0.85(0.0441 * 7.92 * 36) \Rightarrow Mg = 10.69 \text{ kn.m}$$

$$Mj = 0.85(0.0441 * 5 * 36) \Rightarrow Mj = 6.75 \text{ kn.m}$$

$$Mp = 0.85(0.0441 * 9.42 * 36) \Rightarrow Mp = 12.71 \text{ kn.m}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + nA\left(\frac{h}{2} - d\right)^2$$

$$I_0 = 6.992 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$by^2 - 30A_s(d - y) = 0 \Rightarrow y = 0.038 \text{ m}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \geq 0, \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s Z}, Z = d - \frac{1}{3}y \Rightarrow Z = 16.73 \text{ cm}, A_s = 3.39 \text{ cm}^2, \rho = 0.0019$$

	J	G		P
$\sigma_s^k(MP_a)$	119.02	188.49		224.10
μ_k	0	0		0
$I_f(m^4)$	7.6912 * 10⁻⁴	7.6912 * 10⁻⁴	7.6912 * 10⁻⁴	7.6912 * 10⁻⁴
$f_{ki}(m)$	7.96 * 10⁻⁴	12.6 * 10⁻⁴	37.46 * 10⁻⁴	14.98 * 10⁻⁴

Tableau (IV.13) : résultat de la flèche

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (37.46 - 7.96) * 10^{-4} + (14.98 - 12.6) * 10^{-4} = 0.3188 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = 0.005 + \frac{L}{1000} = 0.005 + \frac{540}{1000} = 0.545 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm}$$

Alors la condition est vérifiée

II. L'ESCALIER :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire de l'escalier ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droit avec deux volets non adjacents.

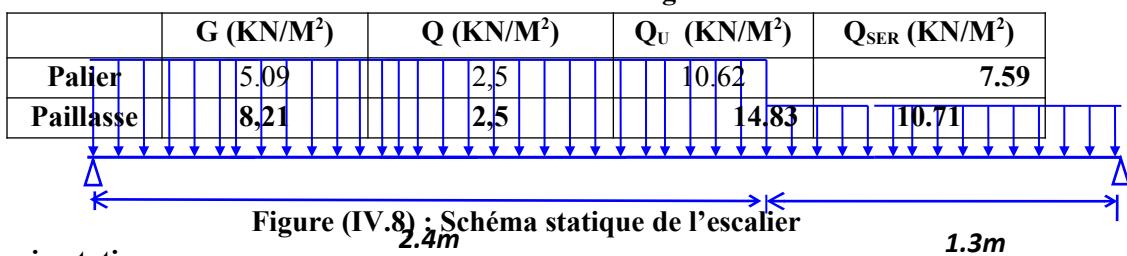
Charge d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

1. Combinaison des charges

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

A l'état limite ultime : $q_u = 1.35G + 1.5 Q$

A l'état limite service : $q_{ser} = G + Q$

Tableau IV.14 : combinaison des charges de l'escalier.

Système isostatique :

$$\sum F_y = 0$$

$$R_a + R_b = q_1 L_1 + q_2 L_2$$

$$\sum M_{/a} = 0$$

$$R_b (L_1 + L_2) - q_1 \frac{L_1^2}{2} - q_2 L_2 (\frac{L_2}{2} + L_1) = 0$$

$$R_b = \frac{q_1 \frac{L_1^2}{2} + q_2 L_2 (\frac{L_2}{2} + L_1)}{L_1 + L_2}$$

$$R_b = 22.92 \text{ kn} \Rightarrow R_a = q_1 L_1 + q_2 L_2 - R_b$$

$$R_a = 26.48 \text{ kn}$$

$$M(x) = R_a x - \frac{q_1 x^2}{2} \Rightarrow T(x) = q_1 x - R_a$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{R_a}{q_1} = \frac{26.48}{14.83} = 1.78 \text{ m}$$

$$M(1.78) = R_a (1.78) - \frac{q_1 (1.78)^2}{2} = 23.64 \text{ kn.m}$$

$$\Rightarrow T(x) = R_a = 26.48 \text{ kn}$$

Les moments isostatiques :

	Moment (kn.m)
ELU	23.64
ELS	16.55

Tableau(IV.15) : Les moments isostatiques

2. Ferrailage

- ♦ **Longitudinal**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de 1m. Cependant, on doit prendre en compte un encastrement partiel au niveau des appuis. Le règlement BAEL91 préconise une réduction du moment isostatique d'où :

Moment en travée : $M_t = 0,85 M_t^{\max}$

Moment sur appui : $M_a = 0,5 M_a^{\max}$

L'ÉTAT	M APPUI (KN.M)	M TRAVÉE (KN.M)
ELU	11.82	20.10
ELS	8.28	14.07

Tableau (IV.16) : Moments en travée à l'ELU et à l'ELS

La section du béton (bxh) est (100x15) cm².

fe (MPa)	σ_s (MPa)	f _{bc} (MPa)	d (m)	γ_s	γ_b	f _{t28} (MPa)	θ	f _{c28} (MPa)
400	348	14,17	0,18	1,15	1,5	2,1	1	25

Tableau (IV.17) : Caractéristiques géométriques et mécaniques

$$\text{D'où : } \mu = M_U / bd^2 f_{bu} ; \quad a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) ; \quad \mu < 0.186 \Rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$$A_s = M_U / Z \sigma_s ; \quad A_{\min} > \frac{0.23 b_o d f_{t28}}{f_e} ; \quad A_s \geq A_{\min}$$

	M _u (MN.m)	μ	α	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{s,adopt} (cm ²)	choix	A _{min} (cm ²)	S _t cm
Travée	0.02010	0.063	0.08	0.132	4.38	5.65	5HA12	1.63	20
Appui	0.01407	0.044	0.056	0.133	3.04	5.65	5HA12	1.63	20

Tableau (IV-18) : Ferraillage de l'escalier en appui et en travée.

3-Calcul de flèche :

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée :

- $h/L \geq 1/16$
- $A_s / bd \leq 4.2 / fe$
- $h/L \geq 1/10(M_0/M_t)$

$$h/L \geq 1/10(M_0/M_t) \Rightarrow \frac{15}{340} \geq \frac{20.10}{10(23.64)} \Rightarrow 0.044 \geq 0.085 \quad \text{non vérifiée.}$$

Alors La vérification de la flèche est nécessaire.

$$g = 8.21 \text{ kn/ml}$$

$$j = 4.3 \text{ kn/ml}$$

$$p = 13.3 \text{ kn/ml}$$

o Calcul de moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + nA\left(\frac{h}{2} - d\right)^2$$

$$I_0 = 3.94902 * 10^{-4} m^4$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}, \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s Z}, Z = d - \frac{1}{3}y \Rightarrow Z = 12.3 cm, A_s = 4.38 cm^2$$

	J	G	P
$\sigma_s^k (MP_a)$	15.73	20.60	27.23
μ_k	0	0	0
$I_{fi} (m^4)$	$0.889 * 10^{-3}$	$0.952 * 10^{-3}$	$1.918 * 10^{-3}$
$f_{ki} (cm)$	0.034	0.042	0.062
			0.051

Tableau (IV-19) : résultat de la flèche

$$\Delta f_i = (f_{gy} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (0.062 - 0.034) + (0.051 - 0.042) = 0.037 cm$$

$$f_{adm} = \frac{340}{500} = 0.68 cm \Rightarrow \Delta f_i < f_{adm}$$

✓ Alors la condition est vérifiée.

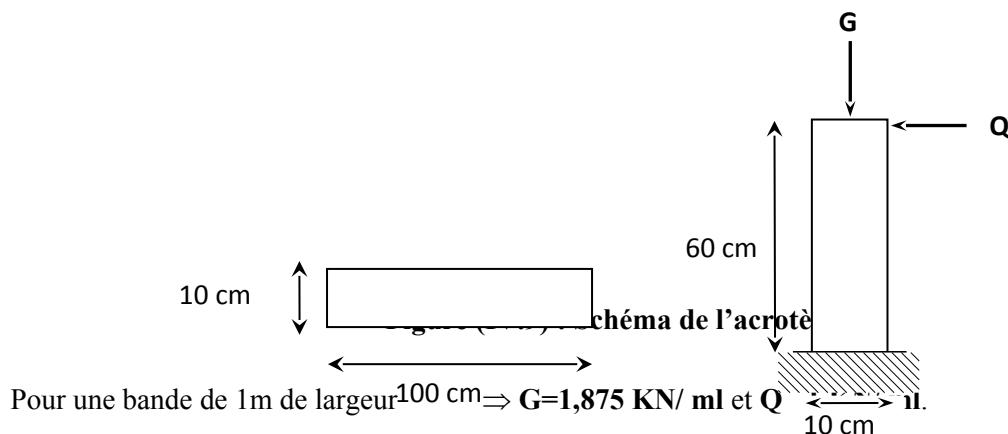
III- ACROTERE :

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère, assimilée à une console verticale encastrée au niveau du plancher terrasse. La section dangereuse est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement. Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Son poids propre sous forme d'efforts normaux verticaux.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1KN/ml due à la main courante.

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :



- 1. Évaluation et combinaison des charges

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1,35 G = 2,53 \text{ KN.} \\ M_u = 1,5 Q h = 0,9 \text{ KN.m.} \\ T_u = 1,5 Q = 1,5 \text{ KN.} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_{ser} = G = 1,875 \text{ KN.} \\ M_{ser} = Q h = 0,6 \text{ KN.m.} \\ T_{ser} = Q = 1 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

La section du béton (bxh) est (100x10) cm².

c=c' (cm)	fe (MPa)	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	d (m)	f_{c28} (MPa)
2	400	348	14,17	9	25

Tableau IV-20 : Caractéristiques géométriques et mécaniques

2- Ferrailage

1-Calcul à l'ELU :

L'excentricité e_0 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_0 = \frac{0,9}{2,53} = 35,57 \text{ cm}$$

$$\psi_1 = \frac{M_u}{bh\sigma_{bc}} = \frac{0,9 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,1 \times 14,17} = 0,635 \cdot 10^{-3} ; \xi = f(\psi_1) = 0,1667$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 10 \text{ cm} \Rightarrow e_0 > e_{NC}$$

$e_0 > e_{NC}$; donc la section est partiellement comprimée.

L'excentricité additionnelle : $e_a = \text{Max}(2\text{cm} ; 60/250) = 2\text{cm}$

$$e_1 = e_0 + e_a = 37,57 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max}(15, \frac{20 \cdot e_1}{h}) \Rightarrow 10 \leq \text{Max}(15; 12,52)$$

⇒ Calcul en flexion composée en tenant compte, de façon forfaitaire, de l'excentricité de second ordre (e_2).

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \varphi) , \quad \alpha = 10 \left[1 - \frac{M_U}{1,5 M_{ser}} \right] = 0 \quad \text{et} \quad l_f = 2l_0 = 1,2 \text{ m}$$

$$\frac{3 \cdot 1,2^2}{10^4 \cdot 10} = 8,64 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Donc: } e_2 = 10^4 \cdot 0,1 = 8,64 \cdot 10^{-3}$$

$$M_{uG} = N_u(e_1 + e_2) \Rightarrow M_{uG} = 0,95 \text{ KN.m.}$$

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment, est donné par la formule ci-dessous :

$$M_{u,i} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{u,i} = 1,05 \text{ KN.m.}$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul du ferraillage :

M _{uA} (KN.m)	μ	α	z (cm)	ε_s (%)	σ_s (MPa)	A _{s,u} (cm ²)
1,05	0,009	0,012	8,96	0,01	348	0,34

Tableau (IV.21) : Ferraillage de l'acrotère à l'ELU

2-Calcul à l'ELS :

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment, est donné par la formule ci-dessous :

$$M_{ser,t} = M_{ser,j} + N_{ser}r$$

Après le calcul on a : N_{ser} = 0,67 KN ; M_{serA} = 0,71 KN.m.

La contrainte du béton a L'ELS est : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de l'acier a L'ELS est : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_t} \right] \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$

$$x = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = 0,047 \text{ m}$$

La position de l'axe neutre : $15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_{bc} x \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right) \Rightarrow M_1 = 26,2 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Moment de service limite :

$M_{ser} < \bar{M}_1 \Rightarrow$ la section est sans aciers comprimés

$$\text{D'où } A_{s,ser} = \frac{M_{serA}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}} - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{0,71 \cdot 10^{-3}}{0,074 \times 201,63} - \frac{0,67 \cdot 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_{s,ser} = 0,457 \text{ cm}^2.$$

3- Vérification

- Vérification de la condition de non fragilité

Il faut vérifier que :

$$A_s \geq A_s^{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 1,087 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte finalement $A_s = \max(A_{s,u}; A_{s,ser}; A_s^{\min}) = 1,087 \text{ cm}^2$

Le choix des barres est : **5HA6=1,41cm²**, avec un espacement S_t=100/5=**20cm**.

Pour les armatures de répartition, nous avons :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,35; \text{ on choisit } \mathbf{3HA6 = 0,85}, \text{ avec un espacement } S_t = \mathbf{20 \text{ cm}.}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 4 \text{ MPa}) \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{2,25 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,058 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

vérifiée.

- Vérification à l'ELS

M _{SER} (KN.M)	A _S (CM ²)	X (CM)	I (CM ⁴)	σ _{bc} (MPA)	σ _{sc} (MPA)	σ _{st} (MPA)
1,013	1,41	1,75	331,98	5,34	11,44	33,18

Tableau (IV.22) : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier à l'ELS.

a) Contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = 5,34 \text{ MPa}$ vérifiée.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ (110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \end{array} \right.$$

b) Contrainte dans l'acier :

$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$ pour $\eta = 1,6$ les aciers à hautes adhérences.

-Aciers tendus : $\sigma_{st} = 33,18 \text{ MPa}$ vérifiée.

-Aciers comprimés : $\sigma_{sc} = -11,44 \text{ MPa}$ vérifiée.

IV- Balcon:

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans une extrémité et libre dans l'autre.

L:largeur de balcon (L = 1 m)

$$G = 542 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q = 350 \text{ Kg/m}^2$$



1. Ferrailage:

Le balcon exposé aux intempéries donc on fera le calcul à l'ELU et l'ELS.

$$N_U = 1,35 N_G + 1,5 N_Q ; \quad N_{ser} = N_G + N_Q$$

$$M_U = N_U \cdot L^2 / 2 ; \quad M_{ser} = N_{ser} \cdot L^2 / 2$$

		E L U		E L S	
N _G t/ml	N _Q t/ml	N _U t/ml	M _U t.m	N _{Ser} t/ml	M _{Ser} t.m

0,542	0,35	1,1867	0,6	0,892	0,446
-------	------	--------	-----	-------	-------

Tableau (iV.23) : Moments à l'ELU et à l' E L S

- o **A. Ferraillage ELU:**

$$\mu = M_U / bd^2 f_{bu} = 0,0204 \text{ donc: } \mu < \mu_c$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0,8} = 0,026$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,142 \text{ m}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \times \sigma_s} = \frac{0,6 \times 10^{-2}}{0,142 \times 348} = 1,2 \text{ cm}^2$$

Choix des barres: 4 HA 8 (2,01 cm²)

- o **b-Ferraillage ELS:**

Détermination de la position de l'axe neutre:

Selon le B A E L on résoudre l'équation suivante:

$$by^2 - 30A_s(d - y) = 0$$

Avec: b=1m; As=2,01cm²; d = 0,144m , y = 0,0266 m

$$Z = d - \frac{y}{3} = 0,3151 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_s} = \frac{0,892 \times 10^{-2}}{0,3151 \times 348} = 0,81 \text{ cm}^2$$

Choix des barres: 4 HA 8 (2,01 cm²)

- o **C. Condition de non fragilité:**

$$e = 16 \text{ cm} \quad As = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A \geq A_{min} = \frac{0,23 * b * d * f_{tj}}{f_e} \quad \Rightarrow \quad A_{min} = 1,589 \text{ cm}^2$$

✓ A > A_{min} la condition est vérifiée.

- o **D- L 'espacement:**

S_t < Min (3h ; 33 cm) donc on prend 25 cm pour 4 HA 8.

- o **E. Vérification de l'effort tranchant:**

$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 3 \text{ MPa})$ fissuration préjudiciable.

On a: $\bar{\tau}_u = 2,2 \text{ MPa}$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{1,1867 \times 10^{-2}}{1 \times 0,144} = 0,08 \quad \Rightarrow \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ (Vérifié).}$$

F-Vérification des contraintes:

M_{ser}(KN.m)	I m⁴	y(m)	d(m)	σ_{bc} MPa	σ_{st} MPa	σ_{bc} ≤ σ̄_{bc}	σ_{st} ≤ σ̄_{st}
4.55	3.6023*10⁻⁴	0.0266	0.144	0.336	22.24	verifiée	verifiée

Tableau (IV.24) : Vérification des contraintes

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

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 266.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} \cdot y) / I, \quad \sigma_{st} = n M_{ser} (d - y) / I$$

$$I = b y^3 / 3 + n_{AS} (d - y)^2$$

G- Les armatures de constructives:

$$A_{s'} = A_s / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2$$

On prend: 3 HA 6 avec un espacement de 33 cm

K-vérification de la flèche :

Selon (**BEAL91**) La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée :

- $h/L \geq 1/16$
- $A_s / bd \leq 4.2 / f_e$
- $h/L \geq 1/10(M_0/M_t)$

$$\frac{16}{80} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.2 \geq 0.0625$$

$$\frac{2.01}{100 * 14.4} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0014 \leq 0.0105$$

$$\frac{16}{80} \geq \frac{0.6}{10(0.6)} \Rightarrow 0.2 \geq 0.1$$

Toutes les Conditions sont vérifiées alors La vérification de la flèche n'est **pas nécessaire**.