

III.6) Plancher en corps creux:

Les planchers sont des éléments plans horizontaux constituant une séparation entre deux niveaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan.

Ils ont pour rôle :

- transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Les planchers de (16+4) sont constitués de corps creux et de la dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées qui sont disposées dans le sens de la petite portée.

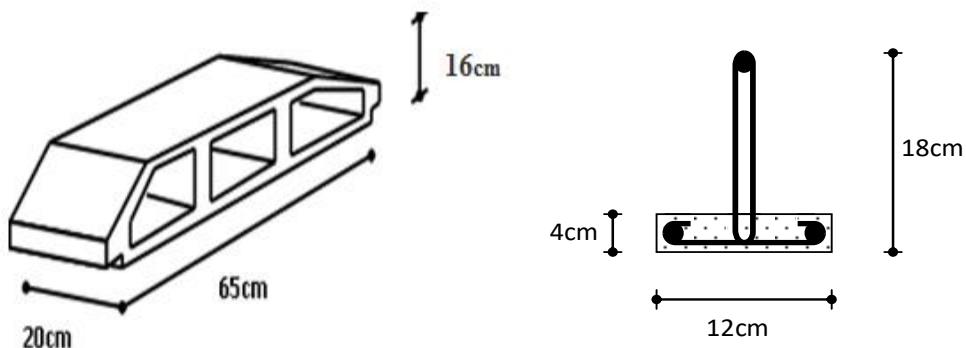


Fig. III.6.1 : corps creux

Fig. III.6.2 : poutrelle

III.6.1) Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés) de TS520.

L'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

a) Calcul des armatures :

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = 4 \cdot L / f_e = 4 \times 65 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L : Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm).

Nous adaptons :

$$6\Phi 5 / \text{ml} \Rightarrow A = 1,18 \text{ cm}^2$$

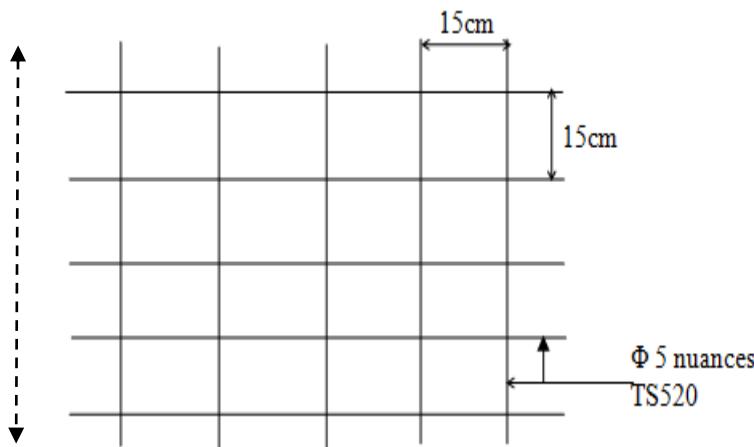
$$St = 15 \text{ cm}$$

- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1,18 / 2 = 0,59 \text{ cm}^2$$

$$6\Phi 5/\text{ml} \Rightarrow A = 1,18 \text{ cm}^2$$

$$St = 15\text{cm}$$



1.00 m

Fig. III.6.3 : Treillis soudé de 15x15cm

Conclusion :

Nous optons pour le ferraillage de la dalle de compression un treillis soudé TS520 de dimension (6x 6x 150x150) mm².

III.6.2) Calcul de la poutrelle :

a) Dimensionnement de la poutrelle :

$$b_1 \leq \min(L/2 ; L_1/10 ; 40\text{cm})$$

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. ($65 - 12 = 53\text{ cm}$)

L_1 : longueur de la plus grande travée. ($L_1 = 435\text{ cm}$)

b_0 : largeur de la nervure. ($b_0 = 12\text{ cm}$)

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4\text{cm}$).

$$b_1 \leq \min(26,5 ; 43,5 ; 40)$$

$$b_1 = 26,5\text{cm}$$

$$b = 2 b_1 + b_0 = 65\text{cm}$$

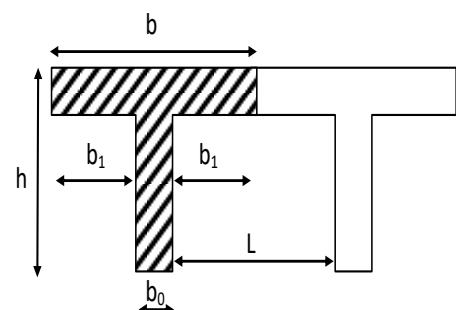


Fig. . III.6.4 : Dimensionnement de la Poutrelle

- ✓ La hauteur de la poutrelle est de $h = 20\text{cm}$
- ✓ La hauteur de la dalle de compression... $h_0 = 4 \text{ cm}$
- ✓ La largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$
- ✓ Enrobage $c = 2 \text{ cm}$
- ✓ La hauteur utile $d = 18 \text{ cm}$
- ✓ La largeur de la dalle de compression ... $b = 65 \text{ cm}$

b) étude des poutrelles:

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes à savoir avant et après le coulage de la table de compression :

• **1^{ère} étape : avant le coulage de la table de compression :**

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant posées sur deux appuis simples et soumis aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle : $25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

• **Combinaison de charges :**

ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times (0,74) + 1,5 \times (0,65)$$

$$q_u = 1,974 \text{ KN/ml.}$$

ELS

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 0,74 + 0,65$$

$$q_{ser} = 1,39 \text{ KN/ml.}$$

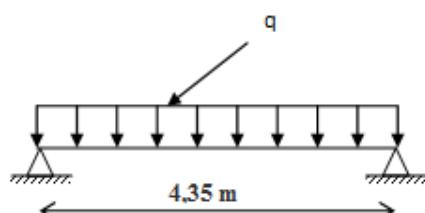


Fig. III.6.5 : schéma statique de poutrelle

• **Calcul des moments :**

$$M_u = q_u \frac{l^2}{8} = 7,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = q_{ser} \frac{l^2}{8} = 5,45 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du Ferraillage à l'ELU :**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

$$M_u = 7,74 \text{ KNm} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa.}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple on a:

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{4,67 \times 10^{-3}}{0,12 \times (0,02^2) \times 14,2} = 6,85$$

Avec : c = 2cm d : la hauteur utile (d = h-c = 4 - 2 = 2 cm)

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 \times f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1,42 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0,306$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{7,74}{5,45} = 1,42$$

$\mu \gg \mu_l = 0,392 \rightarrow$ la section est doublement armée $A' \neq 0$,

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, mais vu la faible section du béton il est impossible de les placées. Il faut donc prévoir un étayage pour soutenir les poutrelles lors de la pose des corps creux et de coulage du béton.

- a) **2ème étape : après le coulage de la dalle de compression**

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle sera calculée comme une poutre en Té qui repose sur plusieurs appuis et qui est soumise aux charges suivantes

- **Charges et surcharges :**

	Terrasse inaccessible	Etage courante et RDC
Charge permanente (KN/m)	6.56	5.1
Charge d'exploitation (KN/m)	1	1.5

- **Sollicitations combinées :**

- **Terrasse :**

$$\begin{cases} E.L.U: q_u = (10,36) \times 0,65 = 6,73 \text{ KN/ml} \\ E.L.S: q_u = (7,56) \times 0,65 = 4,91 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- **Etage courant RDC:**

$$\begin{cases} E.L.U: qu = (9,14) \times 0,65 = 5,94 \text{ KN/ml} \\ E.L.S: qu = (6,60) \times 0,65 = 4,29 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Remarque :

Comme le plancher de la terrasse est plus chargé que celui de RDC, on fait le calcul pour le plancher de la terrasse seulement.

• schéma statique :

ELU

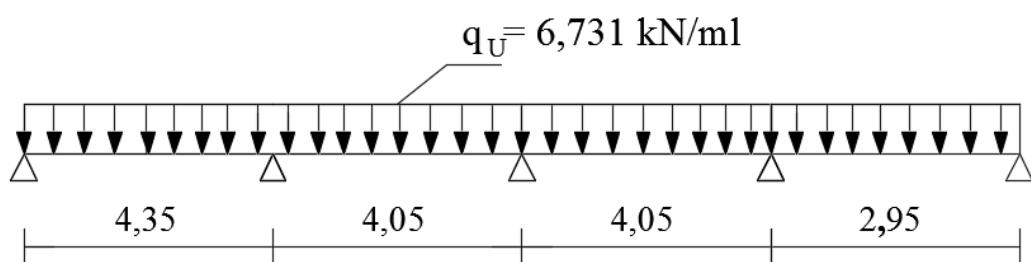


Fig III.6.6 : schéma statique ELU

ELS

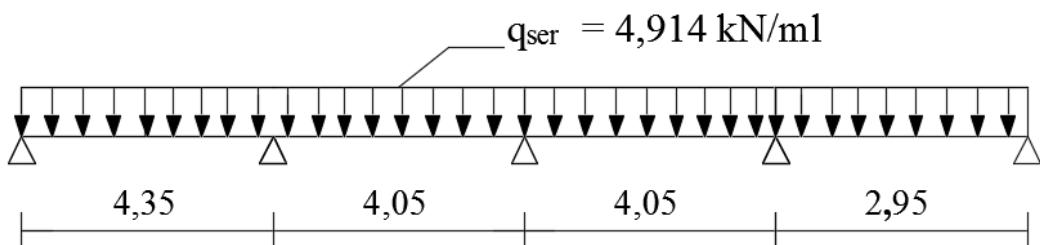


Fig III.6.7 : schéma statique ELS

• Méthode de calcul :

Les deux méthodes utilisées pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles sont :

- ✓ la méthode forfaitaire.
- ✓ la méthode de Caquot

• Méthode forfaitaire :

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges d'exploitations modérées

➤ Conditions d'applications :

$$1- \begin{cases} Q < 2G \\ \delta u \\ Q < 5KN/m \end{cases}$$

2- Moment d'inertie est le même pour toutes les travées.

$$3- \text{Les portées successives sont : } \begin{cases} 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \end{cases}$$

4- Fissuration peu préjudiciable.

➤ **Vérification du domaine d'application :**

- ✓ 1^{ere} condition : $Q = 1 \text{ KN/m} \leq 5 \text{ KN/m}$ satisfait
- ✓ 2^{eme} condition : $I = \text{constant}$ satisfait.
- ✓ 3^{eme} condition : fissuration peu préjudiciable satisfait.
- ✓ 4^{eme} condition : $\frac{l_i}{l_{i-1}} = \frac{2,95}{4} = 0,74 < 0,8$ non satisfait.

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 4ème condition n'est pas vérifiée, on utilise alors la méthode de Caquot

• **Méthode de Caquot :**

➤ **PRINCIPE DE LA METHODE :**

La méthode de Caquot. Elle tient compte :

- ✓ De la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre par suite de la variation de la largeur efficace de la dalle supérieure qui à pour effet de réduire dans une certaine mesure les moments sur appuis et corrélativement d'accroître les moments en travée par rapport à la continuité théorique.
- ✓ De l'amortissement des effets des chargements des travées successives, amortissement qui est plus important que le prévoit la continuité théorique, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charges d'exploitation
- .
- ✓ La méthode de Caquot initialement établie pour les poutres non solidaires des poteaux a été étendue au calcul des poutres solidaires des poteaux. Elle peut être appliquée en tenant compte ou non de cette continuité

*** DOMAINE D'APPLICATION :**

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées mais elle peut s'appliquer aussi si la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

★ Principe de calcul :

- ✓ Notation de longueur :

$$L' = 0,8 L \text{ travée intermédiaire.}$$

$$L' = L \text{ travée de rive.}$$

- ✓ Cas des charges uniformément réparties.

- Moment en appuis : $M_i(q) = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} \text{ Appuis intermédiaire.}$

$$M_i(q) = 20\% M_0 \text{ Appuis de rive.}$$

- Moment en travée :
$$\begin{cases} x_0 = \frac{-V_w}{q} \\ M_t = M_w - V_w x - \frac{qx_0^2}{2} - \sum_{a_i < x_0} P_i x \end{cases}$$

- Efforts tranchants :
$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} - \sum P_i \left(1 - \frac{a_i}{L}\right) \\ V_e = V_w + qL + \sum P_i \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-après

Travée	1-2		2-3		3-4		4-5	
$q_u(\text{KN/m})$	6.731		6.731		6.731		6.731	
$L(\text{m})$	4.35		4.05		4.05		2.85	
$L'(m)$	4.35		3.24		3.24		2.95	
Appui	1	2	3	4	5			
$L'_w(\text{m})$	0	4.35	3.24	3.24	3.24			
$L'_e(\text{m})$	4.35	3.24	3.24	2.95	0			
$M_a(\text{KN.m})$	3.18	-12.14	-8.31	-7.64	1.46			
Travée	1-2		2-3		3-4		4-5	
$M_w(\text{KN.m})$	0		-12.14		-8.31		-7.64	
$M_e(\text{KN.m})$	-12.14		-8.31		-7.64		0	
$V_w(\text{m})$	-11.85		-14.58		-13.80		-12.52	
$V_e(\text{m})$	17.43		12.68		13.46		7.34	
$X_0(\text{m})$	1.76		2.17		2.05		1.86	
$M_t(\text{KN.m})$	10.43		3.65		5.85		4.00	

Tableau III.6.1 : moments et efforts tranchants à l'EI.U

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
$q_u(\text{KN/m})$	4.914	4.914	4.914	4.914
$L(\text{m})$	4.35	4.05	4.05	2.85

Tableau III.6.2 : moments et efforts tranchants à L'ELS

à ELU

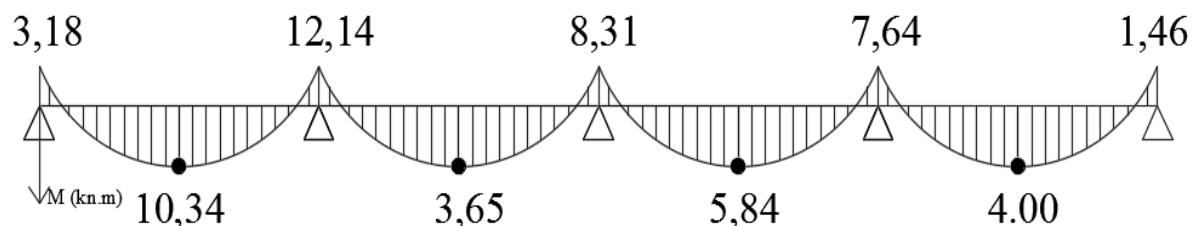


Fig III.6.8. Diagramme des moments à L'ELU

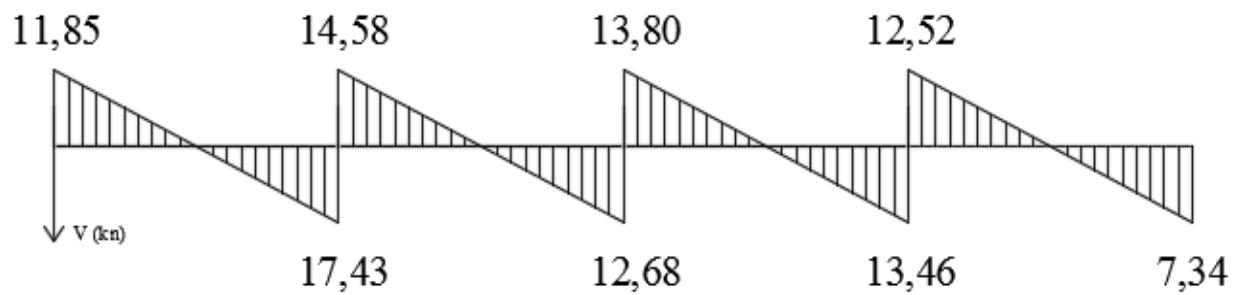


Fig. III.6.9. Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

Mas



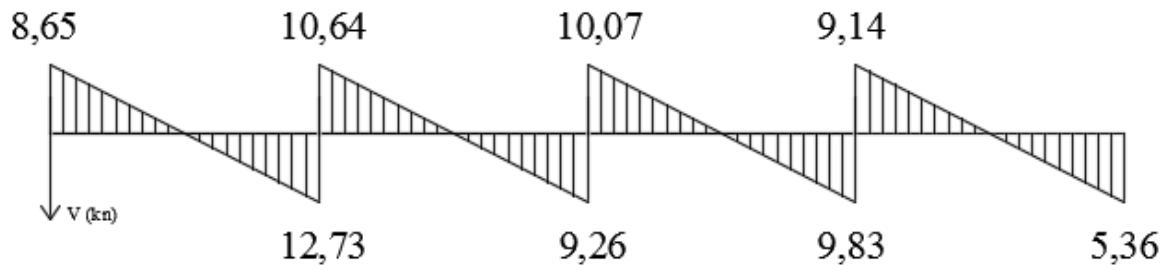


Fig. III.6.11. Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

★ Calcul du Ferraillage :

Le calcul se fait à **ELU** en flexion simple, pour la poutrelle la plus sollicitée. Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

• à L'ELU :

$M^a_{u(\max)}$ (KN.m)	$M^t_{u(\max)}$ (KN.m)	$V_{W(\max)}$ (KN)	$V_{e(\max)}$ (KN)
12.14	10.43	17.43	17.43

• à L'ELS :

$M^a_{u(\max)}$ (KN.m)	$M^t_{u(\max)}$ (KN.m)	$V_{W(\max)}$ (KN)	$V_{e(\max)}$ (KN)
8.86	7.61	12.73	12.73

1) Armatures longitudinales :

En travée :

$$M_{t\max}^t = 10,43 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table :

$$M_o = f_{bu} \times b \times h_0 \times (d - 0,5 h_0)$$

$$M_o = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,5 \times 0,04)$$

$$M_o = 59,07 \text{ KN.m} > M_{t\max}^t = 10,43 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression,
on aura à calculer une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_{t\max}^t u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{10,43 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,18^2) \times 14,2} = 0,034$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 \times f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{M_{t\max}^t u}{M_{t\max}^t \text{ ser}} = \frac{10,43}{7,61} = 1,37$$

$$\mu_{bu} = 0,034 < \mu_{lu} = 0,29 \quad \text{Alors } A' = 0 \quad (\text{pas d'armature comprimée})$$

$\mu_{bu} < 0,275$ on utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d(1 - 0,6 \times \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0,18 (1 - 0,6 \times 0,034) = 0,176 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{10,43 \times 10}{0,176 \times 348} = 1,70 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_t = 3 \text{ HA12} = 3,39 \text{ cm}^2$

Sur appuis:

$$M_a^{\max} = 12,14 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{Z_b d^2 f_{bu}} = \frac{12,14 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,041$$

$$\mu_{bu} = 0,041 < \mu_{lu} = 0,302 \quad \text{Alors } A' = 0 \quad (\text{pas d'armature comprimée})$$

$\mu_{bu} < 0,275$ on utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d(1 - 0,6 \times \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0,18 (1 - 0,6 \times 0,041) = 0,176 \text{ m}$$

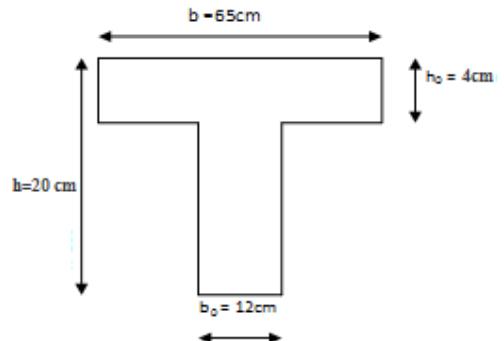


Fig. III.6.12. section de plancher
a considéré

$$A_a = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{12,14 \times 10}{0,176 \times 348} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_a = 1\text{HA12} + 1\text{HA14} = 2,67 \text{ cm}^2$

Avec : 1HA14 filant et 1HA16 comme chapeau.

2) Armatures transversales : (Art. A.7.2.2 / BAEL91)

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence de nuance.

$$\Phi_t \leq \min(h / 35, b_0 / 10, \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min(20/35, 12/10, 1.2)$$

$$\Phi_t = 0.57 \text{ cm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\Phi 6$

3) Espacement des armatures : (Art. A .5 .1, 22, BAEL 91)

$$St \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(16.2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

4) Calcul de l'ancrage : (Art A.5.1, 22 /BAEL91)

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \langle 1,5 \rangle^2 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,385} = 58.70 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse la largeur de la poutre on adoptera un crochet normal dont la longueur de recouvrement d'après le BAEL est fixée parfaitement pour les aciers à haute adhérence à

$$L_r = 0,4L_s = 0,4 \times 58.70 = 23.48 \text{ cm} \quad (L_r : \text{longueur d'ancrage}) \quad \text{Soit : } 25\text{cm}$$

III.6.2.3) Vérifications à l'E L U :

III.6.2.3.1) Condition de non fragilité :

(BAEL91 A4.2)

En travée :

$$A_{min} = 0,23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot 2,1 / 400$$

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

⇒ Condition vérifiée

Sur appuis :

$$A_{min} = 0,23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot 2,1 / 400$$

$$A_a = 3,55 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

⇒ Condition vérifiée

III.6.2.3.2) vérification de l'effort tranchant : (art .A.5, 1.1 /BAEL 91)

$$V_{umax} = 17,43 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{max} / b_0 \cdot d = 17,43 \times 10^{-3} / 0,12 \times 0,18 \Rightarrow \tau_u = 0,81 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(0,2 \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art : A. 5 .1 .313 BAEL)

$$2V_u/F_e \leq 0,8 \cdot F_{cj} / \gamma_b$$

$$V_u < 0,267 a f_{c28} = 129,76 \text{ KN} \quad \text{Avec : } a = 0,9 \text{ d}$$

• *Appuis de rive :* $V_u = 14,7 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN}$ condition vérifie

• *Appuis intermédiaires :* $V_u = 17,66 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN}$ condition vérifie

$$A_a > \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$A_{appuis} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H)$$

$$H = \frac{M_{a,max}}{0,9 \cdot d}$$

$$A_{appuis} \geq \frac{1,15}{400} \left(17,66 + \frac{-7,73}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,09 < 0$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

III.6.2.3.4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{v^{\max}_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$\sum u_i = (1 \times 1,4 + 1 \times 1,2) \times 3,14 = 8,17 \text{ cm}$: somme des périmètres utiles des armatures

$$\tau_{se} = \frac{17,43 \times 10}{0,9 \times 18 \times 8,17} = 1,32 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

III.6.6.4) Vérification à L'ELS :

a) Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration étant peu préjudiciable, 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 : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

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

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + n(A + A')y_1 - n(Ad + A'd) = 0$$

$$\text{On a: } I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + nA(d - y_1)^2 + nA'(y_1 - d)^2$$

$$K = \frac{M_{\max} ser}{I}$$

Aux appuis :

$$\Rightarrow 6y_1^2 + 15 \times 2,67y_1 - 15 \times 2,67 \times 18 = 0$$

$$\Rightarrow 6y_1^2 + 40,05y_1 - 720,9 = 0 \Rightarrow y_1 = 8,12 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + nA(d - y_1)^2 = 7105,24 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{8,86}{I} = 124,70 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 124,70 \times 8,12 \times 10^{-2} = 10,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En travée :

$$\Rightarrow 32,5y_1^2 + 15 \times 3,39y_1 - 15 \times 3,39 \times 18 = 0$$

$$\Rightarrow 32,5y_1^2 + 50,85y_1 - 915,3 = 0 \Rightarrow y_1 = 4,58 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + nA(d - y_1)^2 = 11239,46 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{7,61}{I} = 67,71 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 67,71 \times 4,58 \times 10^{-2} = 3,10 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3,10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

Vérification des contraintes dans l'acier:

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \quad ,$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

En travée :

$$\sigma_s = n \frac{M_{maxser}^t}{I} (d - y) = 15 \cdot \frac{7,61 \times 10^{-3}}{11239,46 \times 10^{-8}} (18 - 4,58) 10^{-2}$$

$\Rightarrow \sigma_s = 136,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$

Aux appuis:

$$\sigma_s = n \frac{M_{maxser}^a}{I} (d - y) = 15 \cdot \frac{8,86 \times 10^{-3}}{11239,46 \times 10^{-8}} (18 - 4,58) 10^{-2}$$

$\Rightarrow \sigma_s = 184,80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$

a) Vérification de la flèche :

(BAEL B.6.5.1)

On doit vérifier que:

$$1) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ Mpa}$$

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

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{435} = 0,046 \text{ cm} < \frac{1}{16} = 0,062 \text{ cm}$$

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit procéder au calcul de la flèche.

$$f = \frac{M_t \times L^2}{10 \times E_v \times I_{f_v}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$$

I_{f_v} : Moment d'inertie total de la section droite homogénéisée par rapport au CDG de la section.

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n = 15$) par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{b_0 \cdot (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0) \cdot h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0};$$

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe (x-x) passant par le centre de gravité de la section ;

B_0 : la section homogénéisée.

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0)h_0 + 15 \cdot A}$$

$$y_1 = \frac{12 \times \frac{25^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 18}{12 \times 25 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3,39} = 7,44 \text{ cm}$$

$$y_1 = 7,44 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 20 - 7,44 = 12,56 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (7,44^3 + 12,56^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,44 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3,39 \times (12,56 - 2)^2$$

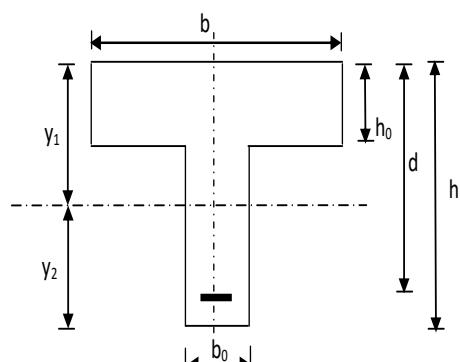
$$I_0 = 21799,84 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,01569$$

ρ : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right)$$



$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01569 \times 136,3 + 2,1}; 0 \right) = 0,35$$

$$\lambda_V = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3 \times b_0}{b}) \times \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,01569} = 1,048$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_V} = \frac{1,1 \times 21799,84}{1 + 0,35 \times 1,048} = 17544,50 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{7,61 \times 10^{-3} \times (4,35)^2}{10 \times 10818,87 \times 17544,50 \times 10^{-8}} = 7,59 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$f = 7,59 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4350}{500} = 8,7 \text{ mm} \dots \text{Condition vérifiée}$$

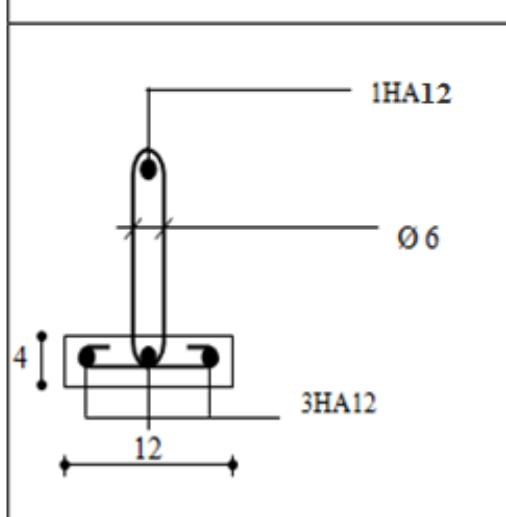
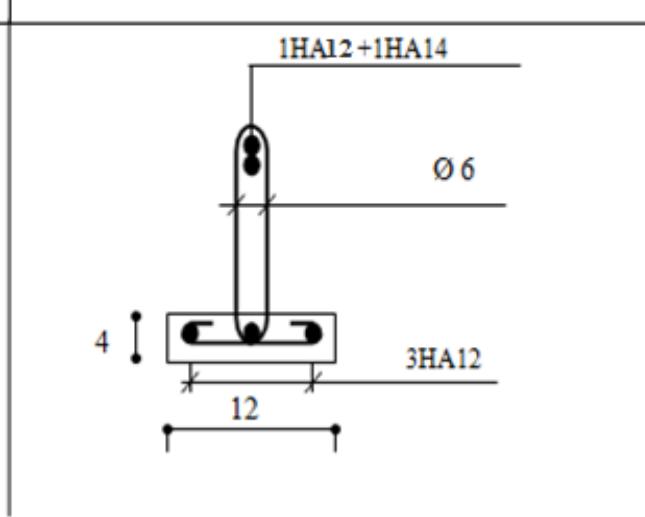
Ferraillages des poutrelles	
En travées	Sur appuis
	

Fig. III.6.13 : Ferraillage des poutrelles