

VIII.1. Introduction :

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres.

L'hourdis a un rôle d'entretoisement, il assure la récupération transversale des efforts.

VIII.2. Ferrailage de l'hourdis :

VIII.2.1. Étude de la flexion transversale :

On aura à ferrailer l'hourdis en flexion simple. Mais pour cela il faut d'abord calculer les moments maximums.

Les moments fléchissant max et min sont, obtenus par la combinaison :

$$1,35(G+Mc120).$$

Le moment maximal positif : $M_{ELU} = 14,03 \text{ t.m.}$

Le moment maximal négatif : $M_{ELU} = 6 \text{ t.m.}$

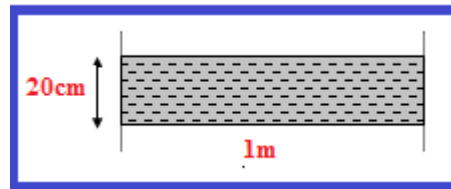


Figure : VIII.1. Coupe transversale.

➤ La nappe supérieure :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ Avec : } f_{c28} = 35 \text{ MPa ; } \theta = 1 ; \gamma_b = 1,5$$

$$\text{D'où ; } f_{bu} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \text{ Avec : } M_u = 0,06 \text{ MN.m (sous l'effet de la combinaison maximale)}$$

$$d = 0,9 \cdot h = 0,9 \cdot 0,20 = 0,18 \text{ m ; } b = 1 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{0,06}{1 \cdot (0,18)^2 \cdot 19,83} = 0,0933$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = 1,74 \cdot 10^{-3} \text{ Avec : } f_e = 400 \text{ MPa ; } E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\alpha_r = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \varepsilon_{es}} = 0,66$$

$$\mu_r = 0,8 \alpha_r (1 - 0,4 \alpha_r) = 0,39$$

$$\mu < \mu_r \text{ et } (\mu < 0,186 \text{ , } \varepsilon_s = 10 \cdot 10^{-3} \text{)}$$

Donc, Notre section sans armature comprimée

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \mu}}{0,8} = 0,122$$

$$Z = d(1-0,4\alpha) = 0,171 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{0,06}{0,171 \cdot 348} = 10,06 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L on prend **6 HA 16** = 12,06cm²

Vérification de condition de non fragilité :

$$\frac{A_{\min}}{b.d} \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \quad \rightarrow \quad A_{\min} = \frac{1 \times 0,18 \times 0,23 \cdot 2,7}{400} = 2,79 \text{ cm}^2$$

On constate que $2,79 < 21,99 \text{ cm}^2$ (la condition est **vérifiée**).

➤ **La nappe inférieure :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{Avec, ; } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \quad ; \theta = 1 \quad , \gamma_b = 1,5$$

D'où : $f_{bu} = 19,83 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{Avec :}$$

$$M_u = 0,14 \text{ MN.m} \quad (\text{sous l'effet de la combinaison maximale})$$

$$d = 0,9 \cdot h = 0,9(0,20) = 0,18 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{0,14}{1 \cdot (0,18)^2 \cdot 19,83} = 0,217$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \quad \text{Avec } f_e = 400 \text{ MPa} \quad ; E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } \varepsilon_{es} = \frac{400}{1,15 \cdot 200000} = 1,74 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_r = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \varepsilon_{es}} = 0,66$$

$$\mu_r = 0,8\alpha_r(1 - 0,4\alpha_r) = 0,38 ; \mu_c = 0,323$$

$\mu < \mu_r$. Dans ce cas, on est dans le domaine 2-a ($\mu < 0,186$ et $\mu < \mu_c$)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,234 ; \quad z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,163$$

$$\varepsilon_s = 11,45 \cdot 10^{-3} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{0,06}{0,171 \cdot 348} = 24,68 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L on prend **6HA25** = 29,45cm² (pour les armatures tendues)

Vérification de condition de non fragilité :

$$\frac{A_{\min}}{b.d} \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \quad \rightarrow \quad A_{\min} = \frac{1,0 \cdot 18,0 \cdot 23 \cdot 2,7}{400} = 2,79 \text{ cm}^2$$

On ne constate que $2,79 < 29,45 \text{ cm}^2$ (la condition est **vérifiée**).

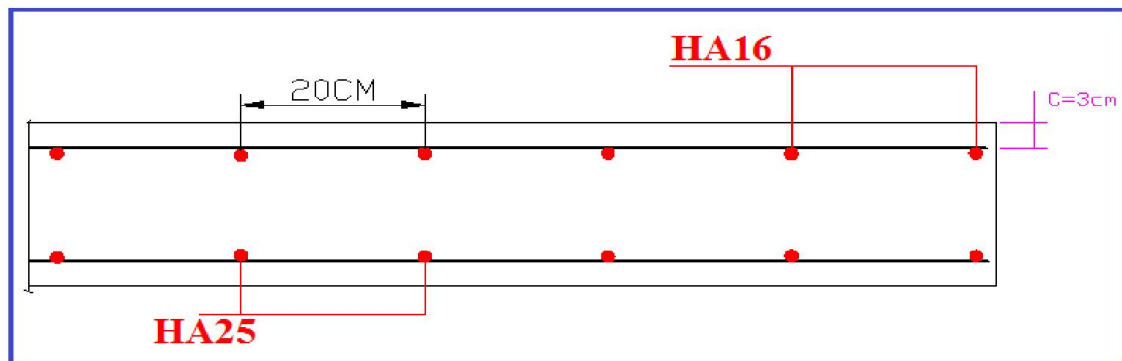


Figure : VIII.2. Ferrailage transversale de l'hourdis.

VIII.2.2. Étude de la flexion longitudinale :

- **Étude de la flexion localisée :**

Pour l'étude de la flexion localisée, on part du principe que la dalle travaille dans les deux sens X, Y et elle repose sur ses quatre cotés, ensuite on détermine les moments fléchissant dus aux différents cas de charges.

Dans notre cas les âmes des poutres sont minces et la rigidité à la torsion de telles poutres est faible. La dalle peut être considérée comme simplement appuyée sur les poutres.

Mais il faut tenir compte de la continuité de la dalle.

Les moments fléchissant au centre de la dalle se calculent en les supposant limitées au rectangle formé par les poutres et les entretoises et simplement appuyées sur celles-ci. Ces moments sont obtenus au moyen des abaques de PIGEAUD qui visent à déterminer directement les moments fléchissant maximaux produits au centre de la dalle par les surcharges civiles et militaires.

- **Moments M_a et M_b au centre de la dalle :**

Les abaques donnent les moments M_a et M_b qui sont :

M_a : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la petite portée (bande parallèle à OX de portée (a) et de largeur d'unité sur une section perpendiculaire à OX ; ce moment est dit « transversal »

M_b : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la grande portée (bande parallèle à OY de portée b est de largeur d'unité) ; ce moment est dit « longitudinal ».

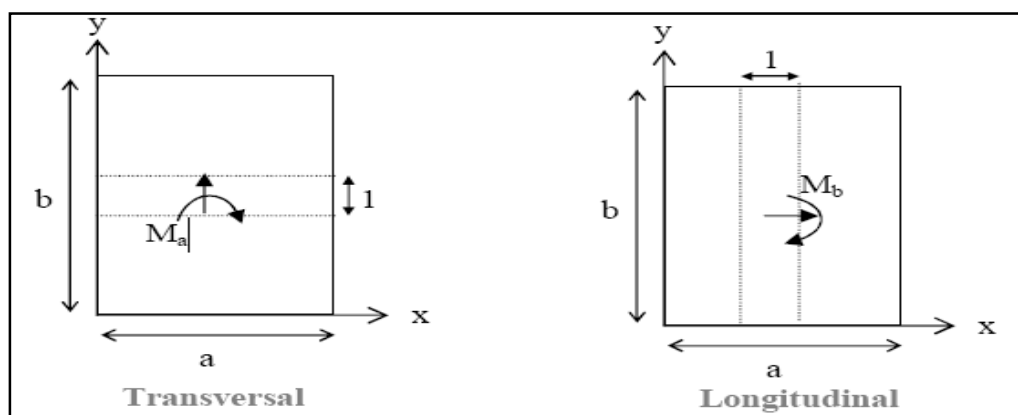


Figure : VIII.3. Moments M_a et M_b au centre de la dalle.

- **Moments dus au poids propre :**

Le poids propre étant une charge uniformément répartie, on utilise les abaques de PIGAUD (document SETRA), l'abaque donne la fonction M1 obtenue avec l'argument $r = b/a$.

($a < b$) et la fonction M2 obtenue avec l'argument inverse.

$$\rho' = b/a$$

$$M_A = (M_1 + \lambda M_2) \cdot P$$

$$M_b = (M_2 + \lambda M_1) \cdot P$$

λ : Est le coefficient de poisson qui est égale à 0,15 pour le béton.

$\lambda = 0,2$ pour le béton précontraint.

$$\rho' = 1/\rho$$

$$\rho = I_x/I_y = 2/28,1 = 0,071$$

abaque n°61 (voir annexe)

(Le panneau travaille dans un seul sens, celui de la petite portée).

$$M_1 = M_2 = 0,006$$

$$M_A = (0,006 + \lambda \cdot 0,006) \cdot P$$

$$M_b = (0,006 + \lambda \cdot 0,006) \cdot P$$

Nous s'intéressons par moment longitudinal M_b .

- **Poids propre :**

La hauteur de répartition est donnée par :

$$E = 3/4(\text{épaisseur de la chaussée}) + 1/2(\text{épaisseur de la dalle})$$

$$E = 3/4(8) + 0,5 \times 20 = 16 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre de la dalle} : 2,5 \times 0,2 = 0,5 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Poids propre de la de revêtement} : 2,2 \times 0,08 = 0,176 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Donc le poids total est } (0,5 + 0,176) \times 2 \times 40 = 54,08 \text{ t}$$

$$M_b = (0,006 + 0,15 \cdot 0,006) \cdot 54,08 = 0,373 \text{ tm/ml}$$

- **Surcharge bc(2voies) :**

$L = \text{inf.} [\text{sup. (entre axe des poutres de rive, longueur roulable)} ; \text{ portée de la poutre}]$

$$L = \text{inf.} [\text{sup.} (11,3, 9) ; 28,1] \quad \text{d'où: } L = 11,3 \text{ m}$$

Impact: (0,25 x 0,25)

G : poids total d'une section de couverture sur un carré de côté $L = 11,3 \text{ m}$

Poids propre de l'hourdis :

$$0,20 \times 9^2 \times 2,5 = 29,10 \text{ t}$$

$$\text{Poids propre de revêtement} : 0,08 \times 9^2 \times 2,4 = 10,24 \text{ t}$$

$$\text{Poids propre de la superstructure} : 3,35 \times 11,3 = 25,54 \text{ t}$$

$$\Sigma G = 72,51 \text{ t}$$

$$S : \text{surcharge maximales} : 2 \times 30 = 60 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 11,3 \times 0,2} + \frac{0,6}{1 + 4 \times 72,51 / 60 \times 1,1} = 1,269$$

- **Moment longitudinal :**

$$\begin{aligned}
 a &= 2 \text{ m} ; \\
 E &= 16 \text{ cm} && \text{abaque N° 25 (voir annexe)} && M_b = 1,263 \text{ t.m/ml} \\
 b &= 28,1 \text{ m} \\
 M_b &= 1,263 \times 1,269 = 1,60 \text{ t.m/ml}
 \end{aligned}$$

- **Surcharge D240:**

Le camion D240 est une charge uniformément répartie sur un rectangle (UxV) au milieu de la dalle.

$$\begin{aligned}
 U &= a + 2 E = 2 + 2 \times 0,16 = 2,32 \text{ m} \\
 V &= b + 2 E = 18,6 + 2 \times 0,16 = 18,92 \text{ m} \\
 U/a &= 1,16
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V/b &= 0,473 \\
 a/b &= 2/18,6 = 0,107 && \text{abaque N°61 de PIGEAUD (voir annexe)} \\
 M_1 &= 0,036 && M_2 = 0,015 \\
 P &= 4,03 \times 18,92 \times 2,32 = 176,99 \text{ t} \\
 \text{Moment longitudinal :} \\
 M_b &= (M_2 + 0,15 M_1) \times P = (0,015 + 0,15 \times 0,036) \times 176,99 = 3,61 \text{ t.m/ml}
 \end{aligned}$$

➤ **Ferrailage longitudinale :**

La nappe supérieure :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{Avec, } f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; \quad \theta = 1 ; \quad \gamma_b = 1,5$$

$$\text{D'où ; } f_{bu} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{Avec :}$$

$$M_u = 0,036 \text{ MN.m (sous l'effet de la combinaison maximale)}$$

$$d = 0,9 \cdot h = 0,9 \cdot 0,20 = 0,18 \text{ m} ; \quad b = 1 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{0,036}{1 \cdot (0,18)^2 \cdot 19,83} = 0,056$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \quad \text{Avec ; } f_e = 400 \text{ MPa} \quad ; E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } \varepsilon_{es} = \frac{400}{1,15 \cdot 200000} = 1,74 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_r = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \varepsilon_{es}} = 0,66$$

$$\mu_r = 0,8 \alpha_r (1 - 0,4 \alpha_r) = 0,39$$

$$\mu < \mu_r \quad \text{et} \quad (\mu < 0,186 \quad \varepsilon_s = 10 \cdot 10^{-3})$$

$$\text{Donc, Notre section sans armature comprimée : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,072$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,175 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} ; \quad \text{Avec : } \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{0,036}{0,175 \cdot 348} = 5,91 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L on prend **6 HA12** = 6,79cm²

Vérification de condition de non fragilité :

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \quad \rightarrow \quad A_{\min} = \frac{1 \times 0,18 \times 0,23 \times 2,7}{400} = 2,79 \text{ cm}^2$$

On constate que $2,79 < 6,79 \text{ cm}^2$ (la condition est vérifiée).

De la même manière on trouve les mêmes armatures dans la nappe inférieure.

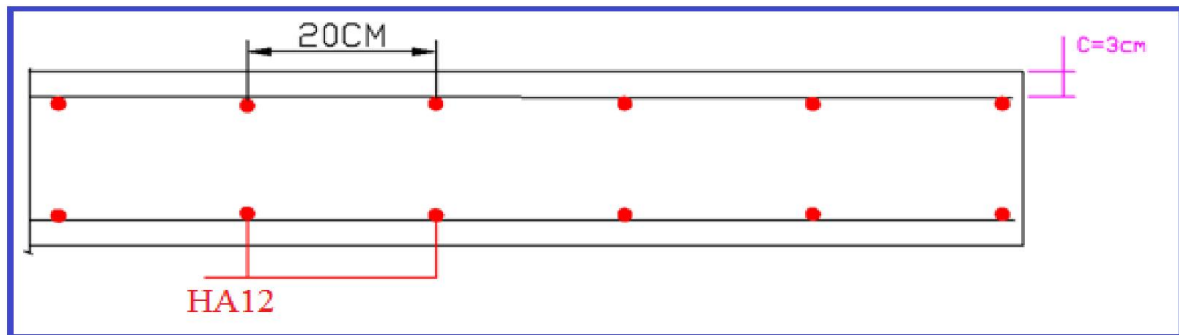


Figure : VIII.5. Ferrailage longitudinale de l'hourdis.

Conclusion :

a- Les armatures transversales

Fibre inférieure :

6HA 25 espacée de 15 cm

Fibre supérieure :

6HA 16 espacée de 15 cm

b- Les armatures longitudinales

Fibre inférieure :

6 HA 12 espacée de 20 cm

Fibre supérieure :

HA 12 espacée de 20 cm

VIII. 3. Calcul des déformations :

Le calcul des déformations peut répondre à différents objectifs d'ordre :

- **Constructif :**

le problème étant alors double, puisqu'il y a lieu : d'assurer, d'une part, la continuité des déformations entre différentes parties d'ouvrages, lorsque la structure est réalisée en plusieurs phases, de façon à obtenir un profil régulier en fin de construction, d'atteindre, à terme, une fois faites les déformations différées du béton, la géométrie escomptée au projet.

Dans ces conditions, il s'agit essentiellement d'évaluer les déformations probables, compte tenu des différentes phases de construction, dans l'ouvrage sous l'effet des actions

permanentes ou de la combinaison quasi-permanente, pour les compenser par des contreflèches appropriées.

- **Fonctionnel :**

Lorsque les déformations conditionnent l'exploitation ou la durabilité de l'ouvrage. Compte tenu des incertitudes affectant le calcul, il y a lieu d'évaluer pour les déformations ou pour leurs variations sous certaines combinaisons d'actions, des valeurs possibles définies ci-après, que l'on compare aux valeurs fixées définissant l'état-limite de déformation.

VIII. 3.1. Flèches:

a) Flèche due au poids propre :

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie à raison de « q/ml ».

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$F_G = \frac{5 q l^4}{384 \cdot E_v \cdot I}$$

$$l = 28,1 \text{ m}$$

$$q = 3,115 \text{ t/ml}$$

$$I : \text{inertie de la poutre + hourdis} : 63971346,15 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{\sigma'_{28}} = 37000 \sqrt{35} = 12102,94 \text{ MPa}$$

$$f_G = \frac{5 \times 3,115 \times 10^{-2} \times (28,1)^4}{384 \times 12102,94 \times 0,6397} = 0,057 \text{ m}$$

$$f_G = 5,7 \text{ cm}$$

b) Flèche due aux surcharges D240 :

$$M_{D240} = ql^2/8 = 447,77 \text{ t.m}$$

$$q = 2,23 \text{ t/ml}$$

$$F_Q = \frac{5 q l^4}{384 \cdot E_v \cdot I}$$

$$F_Q = 5 \times 2,23 \times 10^{-2} \times 28,1^4 / (384 \times 12102,94 \times 0,6379) = 2,5 \text{ cm}$$

La flèche totale :

$$f = f_G + f_Q = 8,2 \text{ cm}$$

La flèche admissible des ponts est de $f_{adm} = L/300$ tel que :

$$L : \text{la portée de travée.} \quad f_{adm} = 28,1/300 = 9,3 \text{ cm}$$

Notre flèche est 8,2 cm est inférieure à la flèche admissible f_{adm} .

VIII. 3.2. Calcul des rotations :

- **Rotation sous le poids propre :**

$$B_p = \frac{qL^2}{24 \times E_v \cdot I}$$

I : moment d'inertie (poutre + hourdis) à l'about.

$$I = 143510075,6 \text{ cm}^4$$

E_v : module d'élasticité différée du béton

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{\sigma'_{28}} = 37000 \sqrt{35} = 12102,94 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } B_G = \frac{3,115 \times 10^{-2} \times (40)^2}{24 \times 12102,94 \times 1,4351} = 0,268 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

- **rotation sous surcharge D_{240} :**

La rotation est donnée par $\frac{p\alpha a}{24EIL} (4L^2 - 4a^2 - \alpha^2)$

$$a = \frac{L}{2} = 14,05 \text{ m}$$

α : Longueur de la surcharge $D_{240} = 27 \text{ m}$.

P : surcharge répartie/ml = 6,15t/ml

$$\theta = \frac{p \alpha (3L^2 - \alpha^2)}{48 EIL}$$

$$\text{D'où : } \theta = \frac{6,15 \times 39 \times (3 \times (28,1)^2 - (27)^2)}{48 \times 12102,94 \times 1,4351 \times 28,1}$$

$$\theta = 0,053 \text{ rd}$$

- **Rotation totale :**

$$B = B_G + B_G = 0,268 \times 10^{-3} + 0,053$$