
CHAPITRE VIII : HYPOTHESES DE CALCUL

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des états limites : BAEL 91 modifiées 99.

VIII.1- Les Etats limites

Un état limite est un état qui satisfait strictement aux conditions de stabilité, de durabilité et des déformations admissibles sous l'effet des charges appliquées sur une construction ou un de ces éléments. On distingue deux (02) états limites : les états limites ultimes et les états limites de service.

VIII.1.1- Les Etats Limites Ultimes ou ELU

Ce sont des états limites qui mettent en jeu la sécurité des biens et des personnes. Cela correspond à l'atteinte du maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments avant le dépassement par perte d'équilibre statique, rupture de section par déformation excessive, instabilité de forme ou flambement, transformation de la structure en mécanisme.

Les critères de calcul à l'ELU sont :

- la déformation limite ;
- le calcul à la rupture.

VIII.1.2- Les Etats Limites de Service ou ELS

Ce sont des états limites qui considèrent les conditions d'exploitation et de durabilité, en particulier les fissures et les déformations. Ils correspondent aux phénomènes d'ouverture excessive des fissures dues à la déformation des éléments porteurs, à la compression excessive du béton et à la perte d'étanchéité.

Les critères de calcul à l'ELS sont :

- la contrainte limite ;
- le calcul de type élastique.

VIII.2- Actions et combinaisons d'actions

VIII.2.1- Actions

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction c'est-à-dire toute cause produisant un état de contrainte dans la construction. On distingue :

VIII.2.1.1- Les actions permanentes

Elles comprennent notamment :

- le poids propre de la structure ;
- le poids des équipements fixes ;
- les poids, les poussées et les pressions dues aux terres ou liquides lorsque le niveau de ces derniers varie peu ;
- les déformations imposées à la construction (retrait, tassement différentiel des appuis).

VIII.2.1.2-Les actions variables

Ces action sont celles dont l'intensité varie fréquemment et de façon considérable dans le temps. Elles comprennent en particulier :

- les charges d'exploitation ;
- les charges climatiques ;
- les charges appliquées en cours d'exécution des travaux et qui proviennent en général des équipements et engins de chantier ;
- les effets dus à la température.

Pour la conception des ouvrages d'art à Madagascar, seules les charges d'exploitation correspondant à l'utilisation prévue de l'ouvrage et du vent sont prises en compte.

VIII.2.1.3-Les actions accidentelles

Ces actions sont celles provenant des phénomènes se produisant rarement et ayant une faible durée d'application.

VIII.2.2-Combinaisons d'actions

Pour déterminer les sollicitations auxquelles une construction est soumise, nous utiliserons les combinaisons d'actions suivant :

- G : ensemble des actions permanentes ;
- Q_1 : actions variables de base ;
- $Q_{i(i=1 \text{ à } n)}$: actions variables d'accompagnement.

VIII.2.2.1-Combinaison d'actions à l'ELU

La combinaison d'actions à l'ELU à considérer est donnée par la relation suivante :

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_1 + \sum_{i=1}^n 1,3 \cdot \Psi_{0i} \cdot Q_i$$

VIII.2.2.2-Combinaison d'actions à l'ELS

La combinaison d'actions à l'ELS à considérer est donnée par la relation suivante :

$$G + Q_1 + \sum_{i=1}^n \Psi_{0i} \cdot Q_i$$

VIII.3- Caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux de construction

VIII.3.1- Béton armé

- dosage $400 [kg/m^3]$ et $350 [kg/m^3]$;
- résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge : $f_{c28} = 25 [MPa]$;
- résistance à la compression du béton à j jour d'âge : $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28}$;

- résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge : $f_{t28} = 2,10 \text{ [MPa]}$;
- résistance à la traction du béton à j jour d'âge : $f_{tj} = 0,6 + (0,06 \times f_{cj})$;
- résistance limite à la compression relative à l'ELS : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ [MPa]}$;
- contrainte de compression du béton relative à l'ELU : $f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \times \gamma_b} \times f_{c28} = 16,67 \text{ [MPa]}$.

avec : $\begin{cases} \gamma_b = 1,15 : \text{coefficient pour les actions accidentelles} \\ \gamma_b = 1,50 : \text{coefficient de sécurité du béton pour les combinaisons fondamentales} \end{cases}$

$\begin{cases} \theta = 1 \text{ si la durée d'application des charges est supérieure à 24 heures} \\ \theta = 0,9 \text{ si la durée d'application des charges varie entre 1 heure et 24 heures} \\ \theta = 0,85 \text{ si la durée d'application des charges est inférieure à 1 heure} \end{cases}$

VIII.3.2- Acier

- barres à haute adhérence de classe FeE 400 ;
- limite d'élasticité : $f_e = 400 \text{ [MPa]}$;
- contrainte de traction de l'acier à l'ELU :

$$\sigma_s = f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ [MPa]} \text{ si } \varepsilon_s \geq \varepsilon_{sl} \text{ et } \gamma_s = 1,15 \text{ (coefficient de sécurité)}$$

- Contrainte de traction de l'acier à l'ELS :

Il est à noter que les règles BAEL 91 modifié 99 définissent 3 degrés de nocivité de fissure en fonction des caractéristiques d'une construction :

- Cas de fissuration préjudiciable : la fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations et peuvent être alternativement ouverts, noyés et immergés dans l'eau douce ;
- Cas de fissuration très préjudiciable : la fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif (atmosphère marine, eau de mer, eau très pure, gaz ou sol particulièrement corrosifs) ;
- Cas de fissuration peu préjudiciable : la fissuration est considérée comme peu préjudiciable dans les autres cas.

Pour notre projet, on a un cas de **fissuration préjudiciable**.

D'où la contrainte limite des armatures : $\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3}f_e ; \max(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}})\right\}$

Pour $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration on obtient : $\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ [MPa]}$

VIII.4- Système de surcharges

VIII.4.1- Surcharges de chaussée

Il existe deux systèmes de surcharges A et B qui peuvent être disposés sur les chaussées des ouvrages d'art.

VIII.4.1.1- Système de surcharge A(L)

La chaussée supporte une surcharge uniforme A telle que :

$$A(L) = 230 + \frac{36\,000}{(L + 12)} [kg/m^2]$$

avec L la longueur surchargée [m]

NB : les surcharges du système A n'ont pas à être affectées du coefficient de majoration dynamique (CMD), car il a déjà été tenu compte de ce coefficient lors de l'établissement de la formule.

VIII.4.1.2-Système de surcharge B

Le système de surcharge B comprend 3 systèmes distincts dont il y aura lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément de l'ouvrage.

a- Système B_c

Le système B_c se compose de camion type dont les caractéristiques sont données par les figures suivantes :

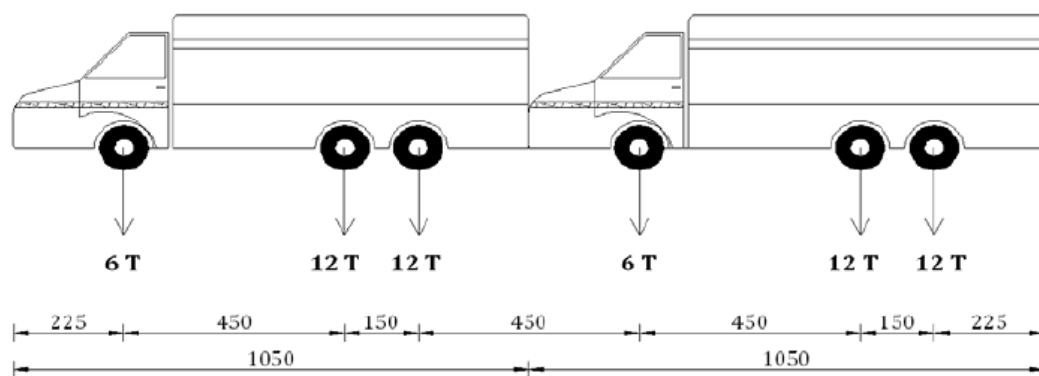


Figure 11 : Disposition longitudinale du système B_c

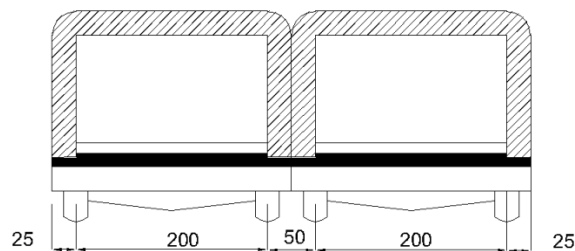


Figure 12 : Disposition transversale du système B_c

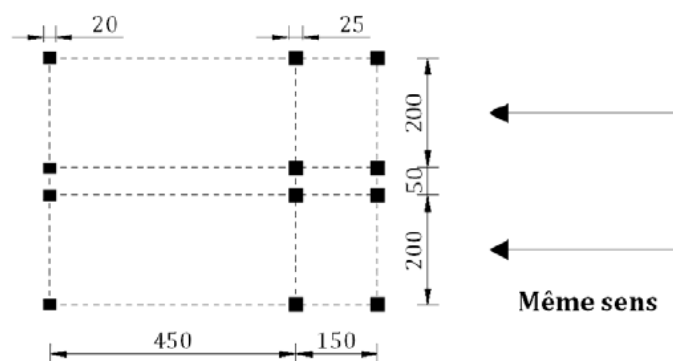


Figure 13 : Surface d'impact

On disposera sur la chaussée autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte deux voies de circulations et l'on placera toujours ces convois dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré. Une voie de circulation comporte au plus 2 camions.

b- Système B_e

L'essieu isolé qui constitue le système B_e est assimilé au rouleau. Le rectangle d'impact de l'essieu B_e disposé perpendiculairement à l'axe longitudinal de la chaussée pourra être placé n'importe où à la surface de cette dernière sans toutefois empiéter sur ces bords.

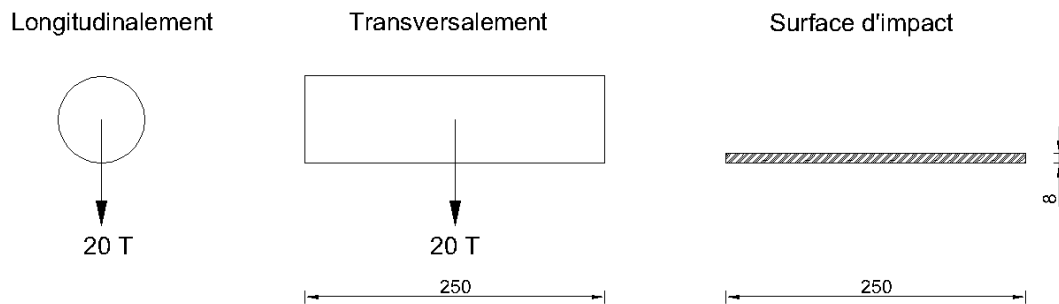


Figure 14 : Système B_e

c- Système B_r

Il se compose d'une roue isolée de 10 T, la surface d'impact pourra être disposée n'importe où sur la chaussée.

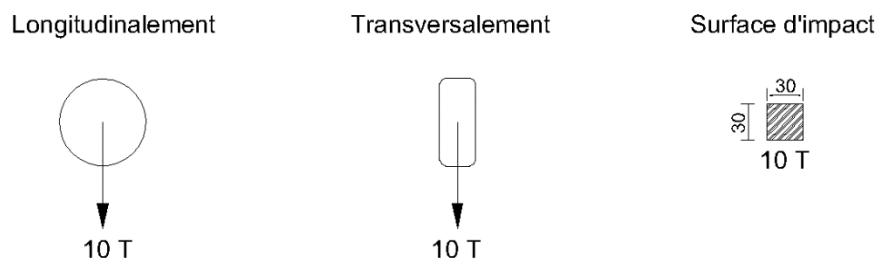


Figure 15 : Système B_r

d- Coefficient de majoration dynamique CMD

Le CMD est aussi appelé coefficient de surcharge dynamique. Il y a lieu de prendre en considération le fait que les surcharges étant appliquées rapidement. Les efforts sont plus grands que si ces surcharges étaient appliquées d'une manière lente et qu'en outre il y a production de choc. On tient compte de ces phénomènes en multipliant les charges indiquées pour le système B par un coefficient de valeur supérieure à 1 et exprimé par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + \frac{4P}{S}}$$

avec L : longueur de l'élément considéré

P : charge permanente de l'élément considéré

S : surcharge maximale du système B

VIII.4.1.3-Surcharges de trottoirs

Les surcharges de trottoirs n'ont pas à être affectées du CMD. Les surcharges à considérer sont différentes suivant que l'on envisage le calcul du tablier (surcharge locale) ou le calcul des poutres principales (surcharge générale).

Pour le calcul du tablier, nous considérerons successivement :

- une surcharge uniforme de $450 [kg/m^2]$. Elle sera disposée tant en longueur qu'en largeur pour produire l'effet maximal envisagé. Ces effets pourront éventuellement se cumuler avec ceux du système B ;
- une roue isolée de 3 T (sur les trottoirs en bordure de chaussées seulement) qui sera disposée dans la position la plus défavorable. Les effets de cette roue ne se cumuleront pas avec ceux des autres surcharges de chaussée ou de trottoirs.

Pour le calcul des poutres principales, nous appliquerons sur les trottoirs une charge uniforme de $150 [kg/m^2]$ de façon à produire l'effet maximal cherché.

CHAPITRE IX : ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE

La superstructure est l'élément constitutif du pont se trouvant à la partie supérieure de l'ouvrage. Elle est constituée par la dalle, les entretoises et les poutres principales.

IX.1- Etude de la dalle

La dalle est la partie de la superstructure qui sera appelée à recevoir directement les effets des surcharges. Elle est aussi appelée hourdis.

IX.1.1- Hourdis central

Pour les dimensions, nous allons retenir les valeurs du prédimensionnement dans la partie II :

- Epaisseur $e_d = 0,20 \text{ m}$;
- Distance entre nus des poutres $l_b = 2,65 \text{ m}$;
- Distance entre nus des entretoises $l_a = 7,44 \text{ m}$;
- Epaisseur du revêtement $e_r = 0,04 \text{ m}$.

Soit le rapport $p = \frac{l_b}{l_a}$:

- Si $< 0,40$, on admet que la dalle porte dans un seul sens (sens de la largeur) ;
- Si $\geq 0,40$, on admet que la dalle porte dans les deux sens.

Dans notre cas, $p = 0,36$ donc la dalle porte dans le sens de sa largeur et les efforts seront déterminés par mètre linéaire de la largeur de la dalle tandis que les charges permanentes par mètre carré.

➤ Charges permanentes

Revêtement du tablier.....	$2,30 \times 0,04 = 0,092 \text{ T/m}^2$
Hourdis.....	$2,50 \times 0,20 = 0,500 \text{ T/m}^2$
Total.....	$g_h = 0,592 \text{ T/m}^2$

➤ Coefficient de majoration dynamique ou CMD

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + \frac{4P}{S}}$$

Pour le calcul du CMD de la dalle, il faut la considérer comme un carré de côté L.

L : largeur roulable égale à 7,00 m

P : poids total d'une section de longueur L et toute la largeur avec $P = g_h \times L^2 = 29,01 \text{ T}$

S : surcharge maximale du système B, soit $S = 60 \text{ T}$

D'où : $\delta = 1,37$.

IX.1.1.1- Calcul des moments fléchissant

a- Largeur influencée par l'application des surcharges B

- La surface d'impact des surcharges est de : $a_2 \times b_2$

avec a_2 : largeur de la surface d'impact d'un pneu

b_2 : longueur de la surface d'impact d'un pneu

- La largeur a_1 et la longueur b_1 de la surface surchargée suivant la travée de la dalle est :

$$a_1 = a_2 + 2e_r$$

$$b_1 = b_2 + 2e_r$$

Où e_r : épaisseur du revêtement

- La largeur de répartition influencée par l'application de la charge B est :

$$a = a_1 + \frac{l_b}{3} \text{ mais } a \geq \frac{2}{3}l_b$$

Dans le cas où la valeur trouvée est telle que $a > 1,50 \text{ m}$, la largeur influencée deviendra : $a = \frac{1}{2}(a_1 + 1,5 + \frac{l_b}{3})$ mais $a \geq \frac{l_b}{3} + 0,8$

➤ Pour le système B_c

On a : $a_2 = b_2 = 0,25 \text{ m}$ donc $a_1 = b_1 = a_2 + 2e_r = 0,33 \text{ m}$

Ce qui donne $a = 1,21 \text{ m}$ mais $a \geq 1,77 \text{ m}$ Soit $a = 1,77 \text{ m}$

➤ Pour le système B_e

On a $a_2 = 0,08 \text{ m}$ et $b_2 = 2,50 \text{ m}$ d'où $a_1 = 0,16 \text{ m}$ et $b_1 = 2,58 \text{ m}$

de même $a = 1,77 \text{ m}$

➤ Pour le système B_r

On a $a_2 = b_2 = 0,30 \text{ m}$ d'où $a_1 = b_1 = 0,38 \text{ m}$

de même $a = 1,77 \text{ m}$

Tableau 39 : Largeur influencé par le système B

Surcharge B	B_c	B_e	B_r
$a_2 \text{ [m]}$	0,25	0,08	0,30
$b_2 \text{ [m]}$	0,25	2,50	0,30
$a_1 \text{ [m]}$	0,33	0,16	0,38
$b_1 \text{ [m]}$	0,33	2,58	0,38
$a \text{ [m]}$	1,77	1,77	1,77

b- Moment fléchissant de calcul M_0

Le moment fléchissant M_0 au centre de la dalle, la dalle qui est considérée comme une poutre reposée sur deux appuis simples, est obtenue en la surchargeant d'une charge uniformément répartie p_1 sur 1 m^2 de surface :

$$p_1 = \frac{P}{a \cdot b_1}$$

P : charge venant du système de surcharge étudié

➤ **Pour le système B_c**

$$P = 6 T \text{ alors } p_1 = 10,27 T/m^2$$

➤ **Pour le système B_e**

$$P = 20 T \text{ alors } p_1 = 4,38 T/m^2$$

➤ **Pour le système B_r**

$$P = 10 T \text{ alors } p_1 = 14,87 T/m^2$$

Par la suite, le moment fléchissant M_0 est donné par les formules suivantes :

$$\begin{aligned} - \text{ à l'ELU : } M_0 &= 1,35 \frac{g_h \cdot l_b^2}{8} + 1,07 \left[1,5 \cdot \delta \frac{p_1 \cdot b_1}{4} \left(l_b - \frac{b_1}{2} \right) \right] \\ - \text{ à l'ELS : } M_0 &= \frac{g_h \cdot l_b^2}{8} + 1,20 \left[\delta \frac{p_1 \cdot b_1}{4} \left(l_b - \frac{b_1}{2} \right) \right] \end{aligned}$$

Les valeurs trouvées sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 40 : Moment de calcul du système B

Surcharge B	B_c	B_e	B_r
ELU [T.m]	5,34	9,16	8,35
ELS [T.m]	3,98	6,84	6,24

c- Moments fléchissants réels à mi-travée et aux appuis $M_{0.5}$ et M_{app}

$$\text{On a : } M_{0.5} = \alpha \cdot M_0 \text{ et } M_{app} = \beta \cdot M_0$$

Les valeurs de α et β dépendent du schéma statique de la dalle et du coefficient η' qui est égal au rapport de la rigidité volumique (cylindrique) de la dalle à la rigidité en torsion des poutres qui la supporte.

$$\eta' = 0,001 \frac{D \cdot l_b^3}{G \cdot I_t} [cm^2]$$

$$\text{avec : } D = \frac{E \cdot h_d^3}{12(1-\nu^2)} : \text{rigidité cylindrique de la dalle [kgf.cm]}$$

$$G = 0,435E : \text{module de déformation cylindrique [bars]}$$

E : module de déformation du béton homogénéisé

ν : coefficient de Poisson ($\nu = 0,2$ pour les bétons supposés non fissurés)

h_d : épaisseur de la dalle

$$I_t = \frac{1}{3} \sum \left(\frac{a_i}{t_i} - 0,63 \right) t_i^4 : \text{moment d'inertie en torsion de la poutre}$$

a_i et t_i : respectivement la longueur et la largeur (épaisseur) des rectangles composant la section de la poutre

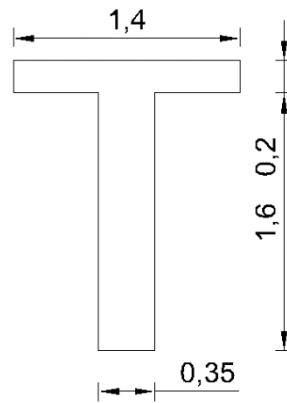


Figure 16 : Schéma de calcul pour la détermination de I_t

Donc :

$$I_t = \frac{1}{3} \left[\left(\frac{140}{20} - 0,63 \right) 20^4 + \left(\frac{160}{35} - 0,63 \right) 35^4 \right]$$

$$I_t = 2\,311\,268,75 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$\text{et : } D = \frac{E \cdot 20^3}{12(1-0,2^2)} = 694,44 \cdot E$$

$$\text{d'où } \eta' = 0,001 \frac{694,44 \times E \times 265^3}{0,435 \times E \times 2\,311\,268,75}$$

soit $\eta' = 12,85 < 30$,

Ceci correspond, suivant le tableau en annexe, à : $\alpha = 0,5$ et $\beta = -0,8$

Tableau 41 : Moments fléchissant réels à mi-travée et aux appuis

Surcharge B	à mi-travée		aux appuis	
	ELU [T.m]	ELS [T.m]	ELU [T.m]	ELS [T.m]
B_c	2,67	1,99	-4,27	-3,19
B_e	4,58	3,42	-7,33	-5,47
B_r	4,17	3,12	-6,68	-4,99

IX.1.1.2- Calcul des efforts tranchants

Pour le calcul des efforts tranchants, on considère deux sections I et II qui limitent la position du gousset aux abscisses respectives : $x_0 = 0 \text{ m}$ et $x_0 = 0,15 \text{ m}$ selon le schéma de calcul suivant :

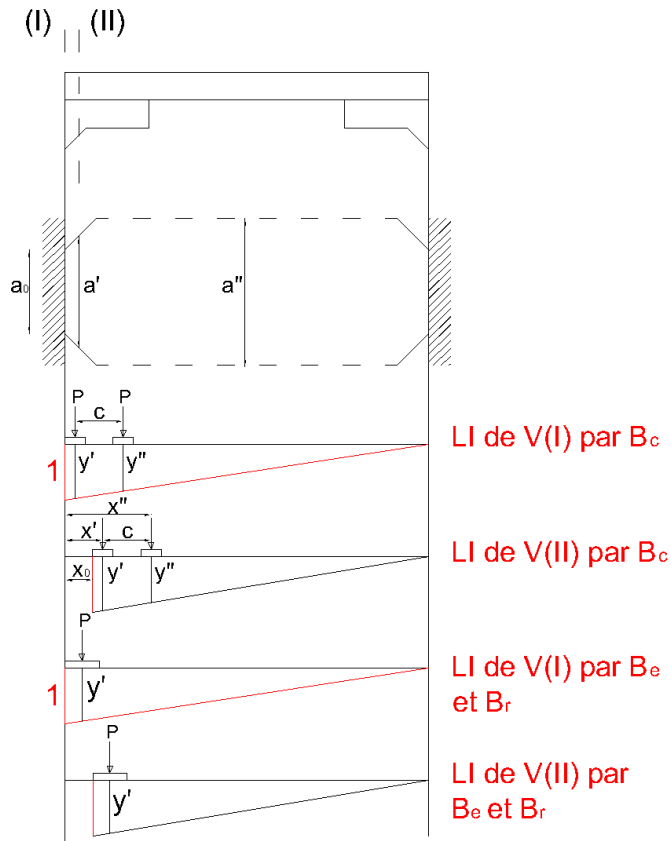


Figure 17 : Ligne d'influence pour la détermination des efforts tranchants

Les formules aux états limites sont les suivantes :

- à l'ELU : $V = 1,35 \cdot g_h \left(\frac{l_b}{2} - x_0 \right) + 1,07 \left(1,5 \cdot \delta \cdot P \cdot \sum \frac{y_x}{a_x} \right)$
- à l'ELS : $V = g_h \left(\frac{l_b}{2} - x_0 \right) + 1,2 \left(\delta \cdot P \cdot \sum \frac{y_x}{a_x} \right)$

où x_0 : distance de la section considérée au nu de l'appui considéré

y_x : ordonnée de la ligne d'influence de V sous la charge de calcul P

a_x : largeur influencée par l'application de la charge P du système étudié

- $a_x = a_0 + 2x$ si $x \leq \frac{l_b}{6}$
- $a_x = a_0 + \frac{l_b}{3}$ si $\frac{l_b}{6} < x < \frac{5 \cdot l_b}{6}$

x : distance de la charge concentrée au nu de l'appui considéré

a- Détermination des paramètres

Pour les trois systèmes à considérer, nous aurons à calculer les valeurs de : a_0 ; a'_x ; y'_x ; a''_x ; y''_x

a.1- Surcharge B_c

❖ Section I

On a $a_0 = a_1 = 0,33 \text{ m}$ mais $a_0 \geq \frac{l_b}{3} = 0,88$. Prenons alors $a_0 = 0,88 \text{ m}$

$$x' = x_0 + \frac{b_1}{2} = 0 + \frac{0,33}{2} = 0,17 < \frac{l_b}{6} = 0,44$$

donc $a'_x = 0,88 + 2 \times 0,17 = 1,22 \text{ m}$

$$y'_x = \frac{l_b - x'}{l_b} = 0,94 \text{ m}$$

$$x'' = x_0 + \frac{b_1}{2} + c = 0 + \frac{0,33}{2} + 0,50 = 0,67$$

$$a''_x = 0,88 + \frac{2,65}{3} = 1,76 \text{ m mais } a''_x \geq \frac{2.l_b}{3} = 1,76 \text{ m. Prenons alors } a''_x = 1,76 \text{ m}$$

$$y''_x = \frac{l_b - x''}{l_b} = 0,75 \text{ m}$$

❖ Section II

$$a_0 = 0,88 \text{ m}$$

$$x' = x_0 + \frac{b_1}{2} = 0,15 + \frac{0,33}{2} = 0,32 < \frac{l_b}{6} = 0,44$$

$$\text{donc } a'_x = 0,88 + 2 \times 0,32 = 1,52 \text{ m}$$

$$y'_x = \frac{l_b - x'}{l_b} = 0,88 \text{ m}$$

$$x'' = x_0 + \frac{b_1}{2} + c = 0,15 + \frac{0,33}{2} + 0,50 = 0,82$$

$$a''_x = 1,76 \text{ m}$$

$$y''_x = \frac{l_b - x''}{l_b} = 0,69 \text{ m}$$

a.2- Surcharge B_e

❖ Section I

$$a_0 = 0,88 \text{ m}$$

$$x' = x_0 + \frac{b_1}{2} = 0 + \frac{2,58}{2} = 1,29 \in]0,44 ; 2,21[$$

$$\text{donc } a'_x = 0,88 + \frac{2,65}{3} = 1,76 \text{ m}$$

$$y'_x = \frac{l_b - x'}{l_b} = 0,51 \text{ m}$$

❖ Section II

$$a_0 = 0,88 \text{ m}$$

$$x' = x_0 + \frac{b_1}{2} = 0,15 + \frac{2,58}{2} = 1,44 \text{ m}$$

$$a'_x = 1,76 \text{ m}$$

$$y'_x = \frac{l_b - x'}{l_b} = 0,46 \text{ m}$$

a.3- Surcharge B_r

❖ Section I

$$a_0 = 0,88 \text{ m}$$

$$x' = x_0 + \frac{b_1}{2} = 0 + \frac{0,38}{2} = 0,19 < \frac{l_b}{6} = 0,44$$

$$\text{donc } a'_x = 0,88 + 2 \times 0,19 = 1,26 \text{ m}$$

$$y'_x = \frac{l_b - x'}{l_b} = 0,93 \text{ m}$$

❖ Section II

$$a_0 = 0,88 \text{ m}$$

$$x' = x_0 + \frac{b_1}{2} = 0,15 + \frac{0,38}{2} = 0,34 \text{ m} < \frac{l_b}{6} = 0,44 \text{ m}$$

$$\text{donc } a'_x = 0,88 + 2 \times 0,34 = 1,56 \text{ m}$$

$$y'_x = \frac{l_b - x'}{l_b} = 0,87 \text{ m}$$

Tableau 42 : Récapitulation des valeurs des paramètres

Surcharge	B_c		B_e		B_r	
section	I	II	I	section	I	II
x_0 [m]	0,00	0,15	0,00	0,15	0,00	0,15
a_0 [m]	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88
x' [m]	0,17	0,32	1,29	1,44	0,19	0,34
a'_x [m]	1,22	1,52	1,76	1,76	1,26	1,56
y'_x [m]	0,94	0,88	0,51	0,46	0,93	0,87
x'' [m]	0,67	0,82	-	-	-	-
a''_x [m]	1,76	1,76	-	-	-	-
y''_x [m]	0,75	0,69	-	-	-	-

b- Efforts tranchants dans les deux sections (I) et (II)

Tableau 43 : Efforts tranchants dans les deux sections (I) et (II)

Surcharge	B_c		B_e		B_r	
Section	I	II	I	II	I	II
ELU [T]	16,86	13,76	13,81	12,44	17,30	13,21
ELS [T]	10,63	8,68	8,73	7,86	10,90	8,34

IX.1.2- Hourdis console

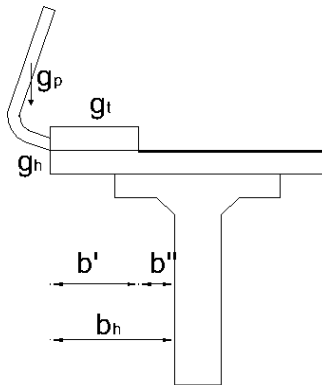


Figure 18 : Schéma de calcul du hourdis console

IX.1.2.1- Sollicitations dues aux charges permanentes

Les charges permanentes à prendre en compte sont :

- Hourdis (+revêtement)..... $g_h = 0,592 \text{ T/m}^2$
- Trottoir..... $g_t = 2,50 \times 0,20 = 0,50 \text{ T/m}^2$
- Parapet..... $g_p = 0,06 \text{ T/mL}$

a- Moment fléchissant

La valeur du moment fléchissant est déterminée par la formule suivante :

$$M_g = g_h \frac{b_h^2}{2} + g_t \cdot b' \left(b'' + \frac{b'}{2} \right) + g_p b_h$$

Avec $b' = 0,75 \text{ m}$

$b'' = 0,30 \text{ m}$

$b_h = 1,05 \text{ m}$

D'où $M_g = 0,64 \text{ T.m}$

b- Effort tranchant

On a : $V_g = g_h \cdot b_h + g_t \cdot b' + g_p$

D'où $V_g = 1,06 \text{ T}$

IX.1.2.2- Sollicitations dues aux surcharges d'exploitation

Pour les efforts dus aux surcharges d'exploitation, on ne considérera pas l'effet du système B car la distance entre le bord du trottoir et le nu de la poutre est de 0,05m. Or la première roue du système de surcharge doit être placée au minimum à 0,25m du bord du trottoir.

Les charges à considérer se seront donc que celles du trottoir, à savoir :

- une roue isolée de 3 T avec une surface d'impact $0,20 \text{ m} \times 0,20 \text{ m}$, disposée dans la position la plus défavorable
- une surcharge de trottoir de $0,45 \text{ T/m}^2$, disposée tant en longueur qu'en largeur pour produire l'effet maximal envisagé

a- Pour une surcharge uniformément répartie $p_0 = 0,45 \text{ T/m}^2$,a.1- Moment fléchissant

$$M_{p_0} = p_0 \cdot b' \left(b'' + \frac{b'}{2} \right)$$

$$M_{p_0} = 0,23 \text{ T.m}$$

a.2- Effort tranchant

$$V_{p_0} = p_0 \cdot b'$$

$$V_{p_0} = 0,34 \text{ T}$$

b- Pour une surcharge concentrée $P = 3 \text{ T}$

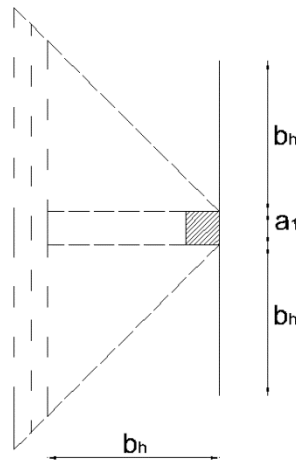


Figure 19 : Disposition de la roue isolée de 3T sur le trottoir

b.1- Moment fléchissant

$$M_P = \frac{P}{2b_h + a_1} \left[b_h - \frac{a_1}{2} \right]$$

$$M_P = 1,24 \text{ T.m}$$

b.2- Effort tranchant

$$V_P = \frac{P}{2b_h + a_1}$$

$$V_P = 1,30 \text{ T}$$

IX.1.2.3- Combinaisons d'actions

Dans tous les cas, on ne considère que la combinaison qui donne l'effet le plus défavorable :

- à l'ELU : $M_{app.c} = 1,35M_g + 1,605[M_P + M_{p_0}]$

$$V_{app.c} = 1,35V_g + 1,605[V_P + V_{p_0}]$$

- à l'ELS : $M_{app.c} = M_g + 1,20[M_P + M_{p_0}]$

$$V_{app.c} = V_g + 1,20[V_P + V_{p_0}]$$

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 44 : Moments fléchissants et efforts tranchants dans l'hourdis console

$M_{app.c} \text{ [T.m]}$		$V_{app.c} \text{ [T]}$	
ELU	ELS	ELU	ELS
3,22	2,40	4,06	3,03

IX.1.3- Sollicitations de calcul

En comparant les valeurs de M_{app} et de $M_{app.c}$ ainsi que celle de V_{app} et de $V_{app.c}$, les valeurs des sollicitations de calcul pour la dalle sont rassemblées dans le tableau ci-dessous.

Les moments fléchissant et effort tranchant aux appuis sont tels que :

$$M = \sup(M_{app} ; M_{app.c})$$

$$V = \sup(V_{app} ; V_{app.c})$$

Tableau 45 : Valeurs des sollicitations de calcul

Sollicitation	Moment fléchissant [T.m]		Effort tranchant [T]	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Aux appuis	-7,33	-5,47	17,30	10,90
A mi-travée	4,58	3,42	-	-

IX.1.4- Calcul des armatures

Les armatures aux appuis et en travées de la dalle sont calculées séparément. Le calcul se fait par mètre linéaire de la dalle dans le sens de sa petite portée, suivant les règles BAEL 91 modifiées 99.

Puisque les éléments sont exposés aux intempéries, la fissuration est jugée préjudiciable.

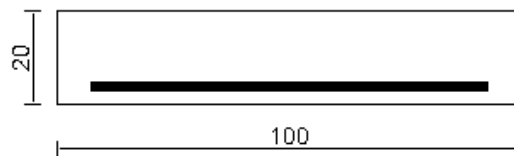


Figure 20 : Section de calcul pour l'armature de la dalle

IX.1.4.1- Section à mi-travée

On a $d = 0,9h_d = 18 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

a- Armatures longitudinales

❖ à l'ELU

$$M_{ul;0,5} = 45\,800 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ul;0,5}}{b_0 d^2 f_{bu}} = 0,085 < \mu_l = 0,278 \text{ donc on a une section simplement armée}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,11$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 17,20$$

$$A_{ul;0,5} = \frac{M_{ul;0,5}}{z \sigma_s} = 7,65 \text{ cm}^2$$

❖ à l'ELS

$$M_{ser;0,5} = 34\,200 \text{ N.m}$$

$$\text{Le moment résistant du béton est : } M_{rb} = \frac{1}{2} b_0 \bar{y}_1 \bar{\sigma}_{bc} \left(d - \frac{\bar{y}_1}{3} \right)$$

$$\text{avec } \bar{y}_1 = \bar{\alpha}_1 d = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 250} \times 18 = 9,49 \text{ cm}$$

d'où $M_{rb} = 105\,626 \text{ N.m} > M_{ser;0,5}$ ce qui veut dire que les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\bar{z}_d = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3} \right) = 14,84 \text{ cm}$$

$$A_{ser;0,5} = \frac{M_{ser;0,5}}{\bar{z}_d \cdot \bar{\sigma}_s} = 11,43 \text{ cm}^2$$

Finalement : $A_{ser;0,5} > A_{ul;0,5}$ d'où $A_l = A_{ser;0,5}$

soit $A_l = 12,32 \text{ cm}^2$ correspondant à **8 HA14**

b- Armatures de répartition

$$A_t = \frac{A_l}{3} = 4,11 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 4,71 \text{ cm}^2$ correspondant à **6HA10**

c- Pourcentage minimal d'armatures

- Suivant l_b (armatures de répartition) :

$$A_{lb,min} = 8h_d = 1,60 \text{ cm}^2$$

On a donc $A_t > A_{lb,min}$ (pourcentage minimal respecté)

- Suivant l_a (armatures longitudinales) :

$$A_{la,min} = A_{lb,min} \times \frac{3-\alpha}{2}$$

avec $\alpha = \frac{l_b}{l_a} = 0,36$ d'où $A_{la,min} = 2,10 \text{ cm}^2$

aussi $A_l > A_{la,min}$ (pourcentage minimal respecté)

IX.1.4.2- Section aux appuis

$$d = 0,9h_d = 18 \text{ cm}$$

Les calculs s'effectuent de la même manière que précédemment.

a- Armatures longitudinales

❖ à l'ELU

$$M_{ul;app} = 73\,300 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ul;app}}{b_0 d^2 f_{bu}} = 0,136 < \mu_l = 0,278 \text{ donc on a une section simplement armée}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,18$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 16,68$$

$$A_{ul;app} = \frac{M_{ul;app}}{z\sigma_s} = 12,63 \text{ cm}^2$$

❖ à l'ELS

$$M_{ser;app} = 54\,700 \text{ N.m}$$

$$\bar{y}_1 = 9,49 \text{ cm}$$

$M_{rb} = 105\,626 \text{ N.m} > M_{ser;app}$ ce qui veut dire que les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\bar{z}_d = 14,84 \text{ cm}$$

$$A_{ser;app} = 18,29 \text{ cm}^2$$

Finalement : $A_{ser;app} > A_{ul;app}$ d'où $A_l = A_{ser;app}$

soit $A_l = 18,85 \text{ cm}^2$ correspondant à **6 HA20**

b- Armatures de répartition

$$A_t = \frac{A_l}{3} = 6,28 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 6,78 \text{ cm}^2$ correspondant à **6HA12**

c- Pourcentage minimal d'armatures

- Suivant l_b (armatures de répartition) :

$$A_{lb,min} = 1,60 \text{ cm}^2$$

On a donc $A_t > A_{lb,min}$ (pourcentage minimal respecté)

- Suivant l_a (armatures longitudinales) :

$$A_{la,min} = 2,10 \text{ cm}^2$$

aussi $A_l > A_{la,min}$ (pourcentage minimal respecté)

IX.1.5- Vérification du non poinçonnement de la dalle

La vérification s'effectue au centre de la dalle. Pour chaque surcharge du système B , on écrit :

$$Q_u \leq \bar{Q}_u = 0,045 u_c h_d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

avec Q_u : charge de calcul à l'ELU ($Q_u = 1,5P$)

u_c : périmètre du rectangle d'impact à considérer au niveau du feuillet moyen de la dalle

h_d : épaisseur de la dalle

IX.1.5.1- Surcharge B_c

On a $u_c = 2(a_m + b_m)$ tels que :

$$a_m = a_2 + \frac{h_d}{2} + 2h_r = 0,43 \text{ m}$$

$$b_m = b_2 + \frac{h_d}{2} + 2h_r = 0,43 \text{ m}$$

D'où $u_c = 1,72 \text{ m}$

$$Q_u = 1,5 \times 6 = 9 \text{ T}$$

$$\bar{Q}_u = 0,045 \times 1,72 \times 0,20 \times \frac{2500}{1,5} = 25,80 \text{ T}$$

On a donc $Q_u \leq \bar{Q}_u$: la résistance au poinçonnement est assurée pour le système B_c .

IX.1.5.2- Surcharge B_e

$$a_m = 0,26 \text{ m}$$

$$b_m = 2,43 \text{ m}$$

$$u_c = 5,38 \text{ m}$$

$$Q_u = 1,5 \times 20 = 30 \text{ T}$$

$$\bar{Q}_u = 0,045 \times 1,72 \times 0,20 \times \frac{2500}{1,5} = 80,70 \text{ T}$$

On a donc $Q_u \leq \bar{Q}_u$: la résistance au poinçonnement est assurée pour le système B_e .

IX.1.5.3- Surcharge B_r

$$a_m = 0,48 \text{ m}$$

$$b_m = 0,48 \text{ m}$$

$$u_c = 1,92 \text{ m}$$

$$Q_u = 1,5 \times 10 = 15 \text{ T}$$

$$\bar{Q}_u = 0,045 \times 1,72 \times 0,20 \times \frac{2500}{1,5} = 28,80 \text{ T}$$

On a donc $Q_u \leq \bar{Q}_u$: la résistance au poinçonnement est assurée pour le système B_r .

Conclusion

Pour les 3 systèmes, la résistance au poinçonnement de la dalle est vérifiée.

IX.1.6- Vérification du cisaillement du béton

Avant d'utiliser les armatures transversales, il faut d'abord vérifier s'il y a cisaillement du béton. Cette vérification se fait par le calcul de la contrainte de cisaillement τ_u selon la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 1,5 \right\} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{19,07 \cdot 10^{-2}}{1 \times 0,18} = 1,06 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$; aussi les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IX.2- Etude de la prédalle

Ayant pour rôle principal de servir de coffrage perdu du fond de l'hourdis, les prédalles sont des plaques préfabriquées en BA dont la surface intérieure est parfaitement lisse et celle extérieure rugueuse pour recevoir l'hourdis ; de plus elle supporte les armatures inférieures de ce dernier.

Les caractéristiques géométriques de la prédalle sont :

- largeur suivant la coupe transversale : 2,00 m
- largeur de calcul : 1,80 m
- épaisseur : 0,08 m

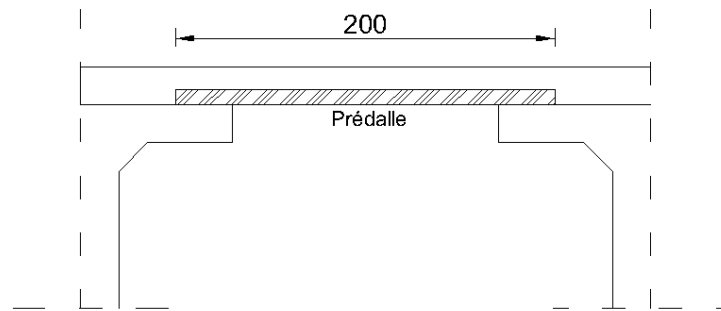


Figure 21 : Schéma de la prédalle

IX.2.1- Détermination des sollicitations

Poids propre de la prédalle et du hourdis : $g = 2,50 \times 0,20 \times 1,00 = 0,50 \text{ T/ml}$

IX.2.1.1- Moment fléchissant

$$M_0 = \frac{gl_0^2}{8} = \frac{0,50 \times 1,80^2}{8} = 0,20 \text{ T.m}$$

- à l'ELU : $M_u = 1,35M_0 = 0,28 \text{ T.m}$
- à l'ELS : $M_s = M_0 = 0,20 \text{ T.m}$

IX.2.1.2- Effort tranchant

$$V_0 = \frac{gl_0}{2} = \frac{0,50 \times 1,68}{2} = 0,45 \text{ T}$$

- à l'ELU : $V_u = 1,35V_0 = 0,61 \text{ T}$
- à l'ELS : $M_s = V_0 = 0,45 \text{ T}$

IX.2.1.3- II.2.Calcul des armatures

Comme pour la dalle, la fissuration est toujours préjudiciable car l'élément est exposé à un milieu agressif.

Les calculs des armatures se feront à l'ELS.

a- Armatures longitudinales

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 8 \text{ cm}$$

$$d = 5 \text{ cm}$$

- à l'ELU : $A_{ul} = 1,67 \text{ cm}^2$
- à l'ELS : $A_{ser} = 2,41 \text{ cm}^2$

Comme $A_{ul} < A_{ser}$, on prend donc $A = A_{ser} = 2,41 \text{ cm}^2$

Soit **$A = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2$**

b- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{3} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Soit **$A_r = 5HA5 = 0,98 \text{ cm}^2$**

Dans tous les cas, les prédalles doivent être considérées comme des coffrages perdus et à ce titre ne participe pas à la résistance de la structure. Il s'agit donc d'un poids mort.

IX.3- Etudes des entretoises

Les entretoises ou diaphragmes sont des éléments en béton armé, disposés suivant la coupe transversale du pont. Elles permettent le levage des poutres pour une opération de changement des appareils d'appui et donnent une rigidité de torsion aux poutres principales. Elles assurent aussi la rigidité du tablier aux surcharges routières. Il existe deux types d'entretoises, leurs caractéristiques sont explicitées dans le tableau suivant :

Tableau 46 : Caractéristiques géométriques des entretoises

Caractéristiques géométriques	Entretoises d'about	Entretoises intermédiaires
Epaisseur b_e [m]	0,30	0,30
Hauteur h_e [m]	1,40	1,40
Distance entre nus des poutres l_e [m]	2,60	2,65

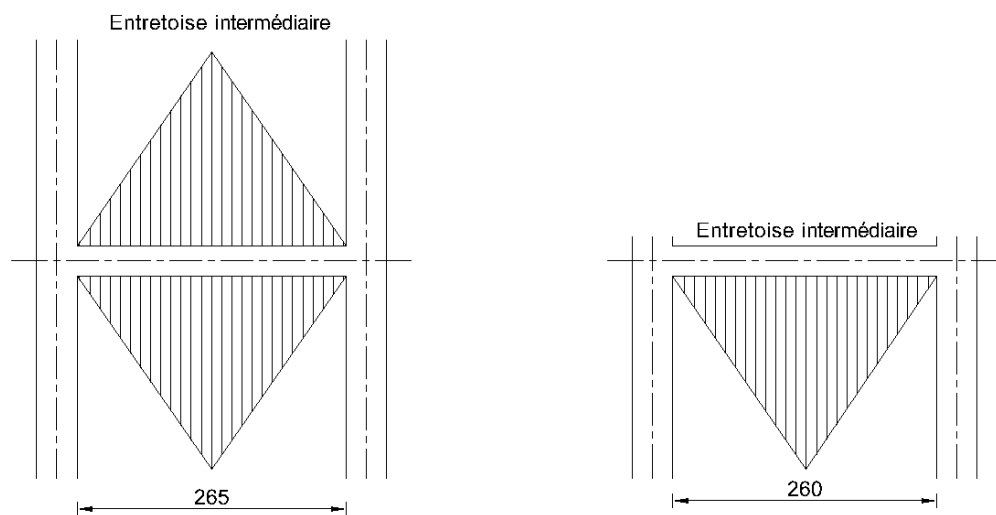


Figure 22 : Distribution triangulaire des charges des entretoises

Hypothèses de calcul :

Les entretoises sont parfaitement encastées aux poutres et jouent le rôle de poutre transversale. Les sollicitations maximales appliquées sur les entretoises sont :

- les moments fléchissant au milieu de travée et près des appuis pour pouvoir quantifier les sections des armatures utilisées
- les efforts tranchants maximaux au voisinage des appuis pour qu'on puisse vérifier les contraintes de cisaillement, de traction et de compression.

Les sollicitations sont déterminées à l'aide de la méthode de la ligne d'influence.

IX.3.1- Sollicitations dues aux charges permanentes

IX.3.1.1- Entretoises d'about

a- Charges permanentes

Les charges permanentes prises en compte sont :

- poids propre de l'entretoise : $g_e = 0,30 \times 1,40 \times 2,50 = 1,05 \text{ T/ml}$
- poids propre de la dalle et du revêtement sont réparties de façon triangulaire suivant le schéma de calcul ci-dessus.

$$g_m = \frac{g_h l_e}{3} = 0,51 \text{ T/ml pour le calcul des moments fléchissants}$$

$$g_v = \frac{g_h l_e}{4} = 0,33 \text{ T/ml pour le calcul des efforts tranchants}$$

Nous obtenons par la suite les valeurs des charges permanentes à prendre en compte :

$$g_M = 1,56 \text{ T/ml pour le calcul des moments fléchissants}$$

$$g_V = 1,38 \text{ T/ml pour le calcul des efforts tranchants}$$

b- Moments fléchissants et efforts tranchants

On considère les entretoises comme partiellement encastées aux poutres principales. Les efforts dus aux charges permanentes peuvent être calculés par la méthode de la RDM, en assimilant l'entretoise à une poutre isostatique.

$$\text{Le moment maximal en travée est : } M_0 = g_M \frac{l_e^2}{8} = 1,32 \text{ T.m}$$

Nous tiendrons ensuite compte des coefficients $-0,5$ aux appuis et $0,8$ en travée, coefficients dus aux encastrements partiels.

L'effort tranchant aux appuis s'écrit (en valeur absolue) :

$$V_0 = g_M \frac{l_e}{2} = 1,80 \text{ T}$$

Tableau 47 : Moments fléchissants et efforts tranchants sous charges permanentes des entretoises d'about

Sollicitations	Aux appuis	En travée
Moments fléchissants [T.m]	-0,66	1,06
Efforts tranchants [T]	-0,90	1,44

IX.3.1.2- Entretoises intermédiaires

a- Charges permanentes

Les charges permanentes prises en compte sont :

- poids propre de l'entretoise : $g_e = 0,30 \times 1,40 \times 2,50 = 1,05 \text{ T/ml}$
- poids propre de la dalle et du revêtement sont réparties de façon triangulaire suivant le schéma de calcul ci-dessus.

$$g_m = \frac{g_h l_e}{3} = 0,52 \text{ T/ml pour le calcul des moments fléchissants}$$

$$g_v = \frac{g_h l_e}{4} = 0,33 \text{ T/ml pour le calcul des efforts tranchants}$$

Nous obtenons par la suite les valeurs des charges permanentes à prendre en compte :

$$g_M = 1,57 \text{ T/ml pour le calcul des moments fléchissants}$$

$$g_V = 1,38 \text{ T/ml pour le calcul des efforts tranchants}$$

b- Moments fléchissants et efforts tranchants

Le moment maximal en travée est : $M_0 = g_M \frac{l_e^2}{8} = 1,38 T.m$

L'effort tranchant aux appuis s'écrit (en valeur absolue) :

$$V_0 = g_V \frac{l_e}{2} = 1,83 T$$

Tableau 48 : Moments fléchissants et efforts tranchants sous charges permanentes des entretoises intermédiaires

Sollicitations	Aux appuis	En travée
Moments fléchissants [T.m]	-0,69	1,11
Efforts tranchants [T]	-0,92	1,47

IX.3.2- Coefficient de majoration dynamique

$$\delta_1 = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4P/S}$$

avec L : distance entre axe des poutres de rives qui est de $3,00 m \times 2 = 6,00 m$

P : intensité de la charge permanente telle que $P = L \times g_M = 10,74 T$

S : surcharge B maximale telle que $S = 60 T$

On obtient alors $\delta_1 = 1,53$

IX.3.3- Sollicitations dues aux surcharges d'exploitation

Pour calculer les efforts développés dans l'entretoise, on détermine les efforts dus aux surcharges locales des essieux ou roues rapprochées des camions du système B_c en considérant les entretoises comme des poutres hyperstatiques sur appuis rigide.

Il est nécessaire de faire l'installation transversale des charges par rapport aux diaphragmes, c'est-à-dire placer les charges suivant la longueur du pont. C'est pourquoi il est nécessaire de déterminer les LI de la compression sur les entretoises.

La valeur de l'ordonnée au milieu de la travée l_1 c'est-à-dire au $1/4$ de la longueur de la LI peut être calculée par la formule suivante :

$$\xi = 0,5 \frac{l_2^3}{l_2^3 + l_1^3}$$

avec l_1 : entraxe de deux entretoises successives $l_1 = 7,74 m$

l_2 : entraxe des poutres principales $l_2 = 3,00 m$

D'où $\xi = 0,028 m$

La compression sur le diaphragme provenant d'une rangée de roue est :

$$P'_0 = 0,5 \sum P_i y_i$$

avec P_i : surcharge provenant d'un essieu du système B_c , disposée de façon la plus défavorable

y_i : ordonnée de la LI de compression sur le diaphragme

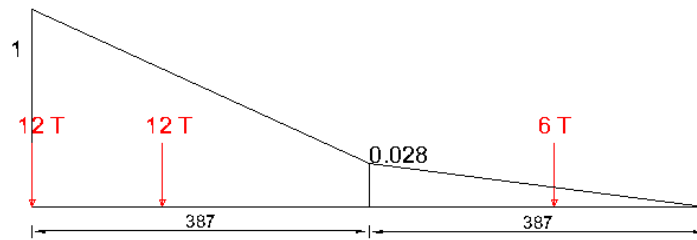


Figure 23 : Tracé et chargement de la ligne d'influence de la compression sur les entretoises d'about

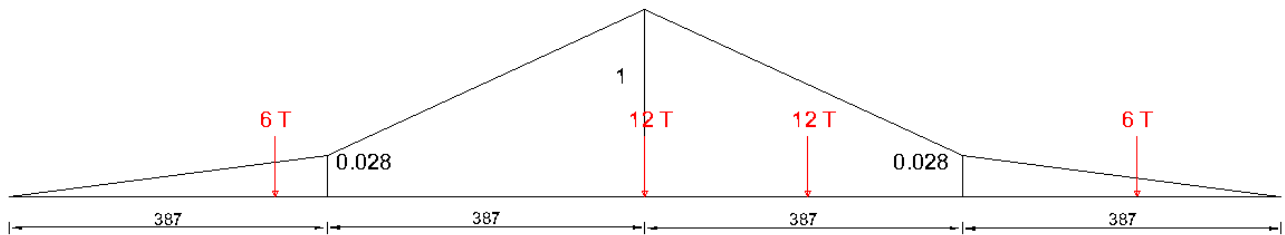


Figure 24 : Tracé et chargement de la ligne d'influence de la compression sur les entretoises intermédiaires

Après chargement de la ligne d'influence, nous obtenons :

- Entretoises d'about

$$P'_0 = 0,5[12(1,000 + 0,624) + 6(0,014)] = 9,783 \text{ T}$$

- Entretoises intermédiaires

$$P'_0 = 0,5[6(0,023 + 0,014) + 12(1,000 + 0,624)] = 9,851 \text{ T}$$

IX.3.3.1- Moments fléchissants

On détermine les moments dus aux surcharges locales en chargeant par la compression P'_0 la LI des moments dans le diaphragme supposé isostatique et en multipliant les résultats par des coefficients considérant la continuité de la structure.

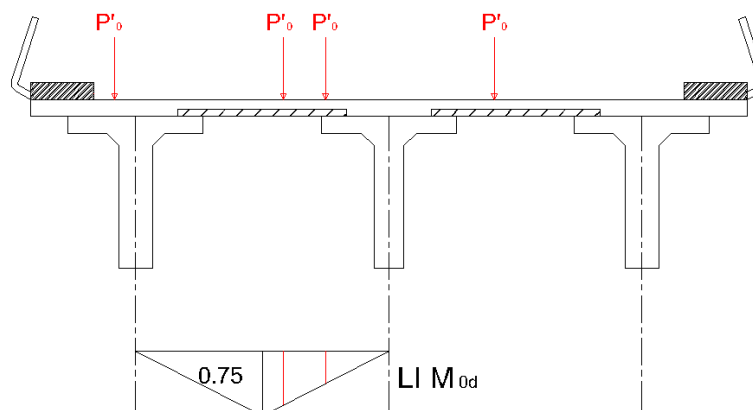


Figure 25 : Li du moment fléchissant M_{0d}

On a :

$$M_{0d} = \delta \sum P'_0 y'_i \text{ [T.m]}$$

Avec y'_i : ordonnée de la LI située sous chaque rangée de roue disposée de façon la plus défavorable

$\delta = 1,53$: coefficient de majoration dynamique

- Entretoises d'about : $M_{0,d} = 14,98 \text{ T.m}$
- Entretoises intermédiaires : $M_{0,d} = 15,09 \text{ T.m}$

On obtient alors les moments fléchissants de calcul :

❖ Au centre de la travée

$$M_{0,5 l_e}^{max} = 0,70. M_{0,d}$$

$$M_{0,5 l_e}^{min} = -0,25. M_{0,d}$$

❖ A l'appui intermédiaire

$$M_{app,i}^{max} = 0$$

$$M_{app,i}^{min} = -0,90. M_{0,d}$$

❖ Aux appuis de rive

$$M_{app,r}^{max} = 0$$

$$M_{app,r}^{min} = 0,50. M_{app,i}^{min}$$

Tableau 49 : Moments fléchissants des entretoises sous surcharges Bc

Moment fléchissant [T.m]		Entretoise d'about	Entretoise intermédiaire
Au centre de la travée	max	10,486	10,563
	min	-3,745	-3,773
A l'appui intermédiaire	max	0,000	0,000
	min	-13,482	-13,581
Aux appuis de rive	max	0,000	0,000
	min	-6,741	-6,791

IX.3.3.2- Efforts tranchants dus aux surcharges d'exploitation

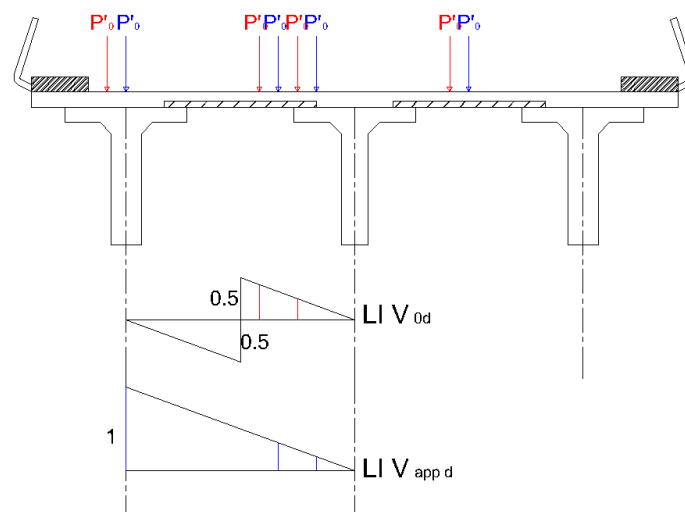


Figure 26 : Li des efforts tranchants (aux appuis et au milieu de la travée)

Après chargement des LI, nous obtenons les deux efforts tranchants suivants :

- $V_{0,d} = \delta \sum P'_0 y''_i \text{ [T.m]}$
- $V_{app,d} = \delta \sum P'_0 y'''_i \text{ [T.m]}$

y''_i et y'''_i : ordonnées des LI situées sous les charges de roue disposées de façon la plus défavorable

- Entretoises d'about

$$V_{0,d} = 9,98 \text{ T.m}$$

$$V_{app,d} = 22,45 \text{ T.m}$$

- Entretoises intermédiaires

$$V_{0,d} = 10,05 \text{ T.m}$$

$$V_{app,d} = 22,61 \text{ T.m}$$

On obtient alors les efforts tranchants de calcul sous surcharges :

❖ Au milieu de la première travée

$$V_{0,1} = -1,40.V_{0,d}$$

❖ Au milieu de la deuxième travée

$$V_{0,2} = 1,60.V_{0,d}$$

❖ A gauche de l'appui intermédiaire

$$V_{g,app} = -1,15.V_{app,d}$$

❖ A droite de l'appui intermédiaire

$$V_{d,app} = 1,15.V_{app,d}$$

❖ Aux appuis de rive

$$V_{app,r} = 0,95.V_{app,d}$$

Tableau 50 : Efforts tranchants des entretoises sous surcharges Bc

Effort tranchant [T]	Entretoise d'about	Entretoise intermédiaire
Au milieu de la 1ère travée	-13,972	-14,070
Au milieu de la 2ème travée	15,968	16,080
A gauche de l'appui intermédiaire	-25,818	-26,002
A droite de l'appui intermédiaire	25,818	26,002
Aux appuis de rive	21,328	21,480

IX.3.4- Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont obtenues en combinant les deux actions calculées précédemment.

Elles sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau 51 : Sollicitation dues aux moments fléchissants

Moment fléchissant [$T.m$]		Entretoise d'about		Entretoise intermédiaire	
		ELU	ELS	ELU	ELS
Au centre de la travée	max	17,160	11,546	17,343	11,673
	min	-4,187	-2,685	-4,160	-2,663
A l'appui intermédiaire	max	-0,891	-0,660	-0,932	-0,690
	min	-21,114	-14,142	-21,303	-14,271
Aux appuis de rive	max	-0,891	-0,660	-0,932	-0,690
	min	-11,003	-7,401	-11,117	-7,481

Tableau 52 : Sollicitations dues aux efforts tranchants

Effort tranchant [T]	Entretoise d'about		Entretoise intermédiaire	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Au milieu de la 1ère travée	-19,014	-12,532	-19,121	-12,600
Au milieu de la 2ème travée	25,896	17,408	26,105	17,550
A gauche de l'appui intermédiaire	-39,941	-26,718	-40,244	-26,922
A droite de l'appui intermédiaire	37,511	24,918	37,760	25,082
Aux appuis de rive	30,776	20,428	30,977	20,560

IX.3.5- Calcul des armatures

IX.3.5.1- Armatures longitudinales

a- Entretoise d'about

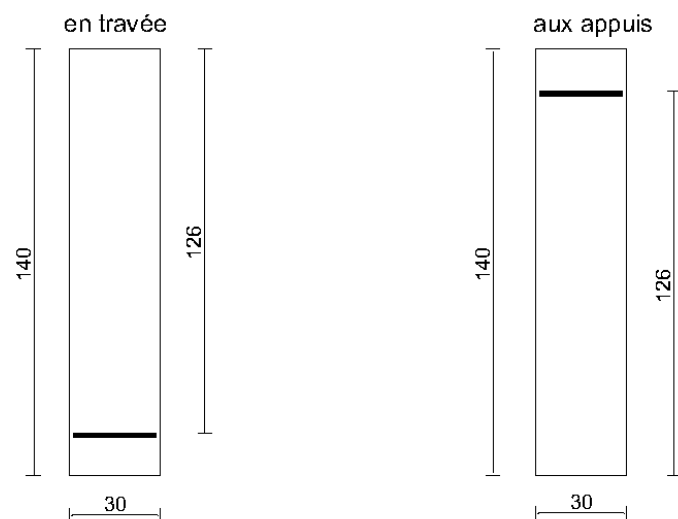


Figure 27 : Sections de calcul des entretoises d'about

$$h = 1,40 \text{ m}$$

$$d = 0,9h = 1,26 \text{ m}$$

$$b = 0,30 \text{ m}$$

a.1- A mi-travée

❖ à l'ELU

Tableau 53 : Calcul à l'ELU

M_u	μ	α	z	A_u
171 600	0,022	0,027	124,62	3,96

$\mu = 0,022 < \mu_l = 0,379$ donc on a une section simplement armée.

❖ à l'ELSTableau 54 : Calcul à l'ELS

M_s	M_{rb}	$\bar{y}_1$	$\bar{z}_b$	A_s	A_{min}
115 460	1 552 706	66,45	103,85	5,51	4,56

$M_{rb} = 1 552 706 \text{ N.m} > M_s$ donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Comme $A_s > A_u$ donc $A = A_s = 5,51 \text{ cm}^2$

Soit **$A = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2$**

a.2- Aux appuis❖ à l'ELUTableau 55 : Calcul à l'ELU

M_u	μ	α	z	A_u
211 140	0,027	0,034	124,30	4,88

$\mu = 0,0127 < \mu_l = 0,379$ donc on a une section simplement armée.

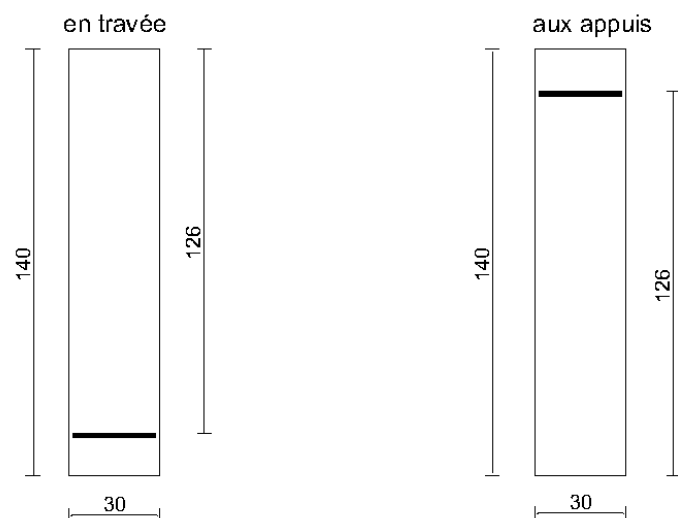
❖ à l'ELSTableau 56 : Calcul à l'ELS

M_s	M_{rb}	$\bar{y}_1$	$\bar{z}_b$	A_s	A_{min}
141 420	1 552 706	66,45	103,85	6,75	4,56

$M_{rb} = 1 552 706 \text{ N.m} > M_s$ donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Comme $A_s > A_u$ donc $A = A_s = 6,75 \text{ cm}^2$

Soit **$A = 6HA12 = 6,78 \text{ cm}^2$**

b- Entretoises intermédiairesFigure 28 : Sections de calcul des entretoises intermédiaires

b.1- A mi-travée**❖ à l'ELU****Tableau 57 : Calcul à l'ELU**

M_u	μ	α	z	A_u
173 430	0,022	0,028	124,61	4,00

$\mu = 0,022 < \mu_l = 0,379$ donc on a une section simplement armée.

❖ à l'ELS**Tableau 58 : Calcul à l'ELS**

M_s	M_{rb}	$\bar{y}_1$	$\bar{z}_b$	A_s	A_{min}
116 730	1 552 706	66,45	103,85	5,57	4,56

$M_{rb} > M_s$ donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Comme $A_s > A_u$ donc $A = A_s = 5,57 \text{ cm}^2$

Soit **$A = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2$**

b.2- Aux appuis**❖ à l'ELU****Tableau 59 : Calcul à l'ELU**

M_u	μ	α	z	A_u
213 030	0,027	0,034	124,29	4,93

$\mu = 0,027 < \mu_l = 0,379$ donc on a une section simplement armée.

❖ à l'ELS**Tableau 60 : Calcul à l'ELS**

M_s	M_{rb}	$\bar{y}_1$	$\bar{z}_b$	A_s	A_{min}
142 710	1 552 706	66,45	103,85	6,82	4,56

$M_{rb} = 2 126 051 \text{ N.m} > M_s$ donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Comme $A_s > A_u$ donc $A = A_s = 6,82 \text{ cm}^2$

Soit **$A = 7HA12 = 7,92 \text{ cm}^2$**

IX.3.5.2- Calcul des armatures d'âmes

Pour le dimensionnement des armatures d'âme, nous prendrons en compte seulement l'effet de l'effort tranchant V_u maximal entre les entretoises intermédiaires et d'about et dans toutes les sections de la structure.

$$V_u = 40,244 \text{ T}$$

a- Vérification de la contrainte tangentielle du béton

La condition suivante est à vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 1,5 \right\} = 1,17 \text{ MPa}$$

avec $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{40,244 \cdot 10^{-2}}{0,30 \times 1,53} = 0,94 \text{ MPa}$ pour les entretoises d'about

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{40,244 \cdot 10^{-2}}{0,30 \times 1,44} = 1,00 \text{ MPa} \text{ pour les entretoise intermédiaires}$$

La condition étant vérifiée, les armatures d'âme devant équilibrer l'effort tranchant ne sont pas nécessaires. Néanmoins, on mettra des armatures transversales ordinaires pour maintenir en place les armatures longitudinales avec des espacements réguliers.

b- Diamètres des armatures

Le diamètre maximal d'armature d'âme doit être :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right\}$$

Soit $\phi_t \leq \min\{12 ; 40 ; 30\}$

Prenons $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$

c- Espacement des armatures

Elle est donnée par la relation suivante :

$$\left(\frac{A_t}{b_0 S_t} \right) \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} k}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\text{On a : } S_t \leq \frac{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj} k)} A_t f_e$$

avec :

$$f_{tj} = \min\{f_{t28} ; 3,3 \text{ MPa}\} = 2,10 \text{ MPa}$$

$k = 1$ pour une fissuration préjudiciable

$\alpha = 90^\circ$ (armatures droites)

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\text{On obtient } S_t \leq \frac{0,9 \times 1 \times 1,01 \times 400}{30 \times 1,15 (1 - 0,3 \times 1 \times 2,10)} = 28,48 \text{ cm}$$

Prenons $S_t = 25 \text{ cm}$

d- Pourcentage minimale d'armatures d'âme

$$\text{Il faut que : } \frac{A_t}{b_0 S_t} f_e \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } \frac{A_t}{b_0 S_t} f_e = 0,54 \text{ MPa, d'où la condition est vérifiée.}$$

IX.3.5.3- Armatures de peau

Comme la hauteur des âmes des entretoises est supérieure à 80 cm, il faut mettre des armatures de peau pour minimiser le retrait.

Pour une fissuration préjudiciable, la section minimale est de 3 cm² par mètre de parement. On prend alors une section de **3,14 cm²** correspondant à **4HA10**.