

Tableau 30 : Effort tranchant dû à la surcharge B_c 1^{er} cas

		$T_i(x; \alpha)$							$T_i B_c$	$T_i B_c$	
		Cas $\alpha \leq x$:				Cas $\alpha > x$:					
P_i (T)	α (m)	0	12	12	0	0	12	12	0		
	x (m)	0,00	1,10	2,60	7,10	0,00	1,10	2,60	7,10		
	0,00	0,00				0,00	7,08	5,28	0,00		12,36
	4,10	0,00	-4,92				7,08	5,28	0,00	-4,92	12,36
	5,60	0,00	-4,92	-6,72				5,28	0,00	-11,64	5,28
	10,00	0,00	-4,92	-6,72	0,00					-11,64	

2^{ème} Cas :

Le deuxième essieu arrière est symétrique à la force équivalente par rapport à l'axe de la travée.

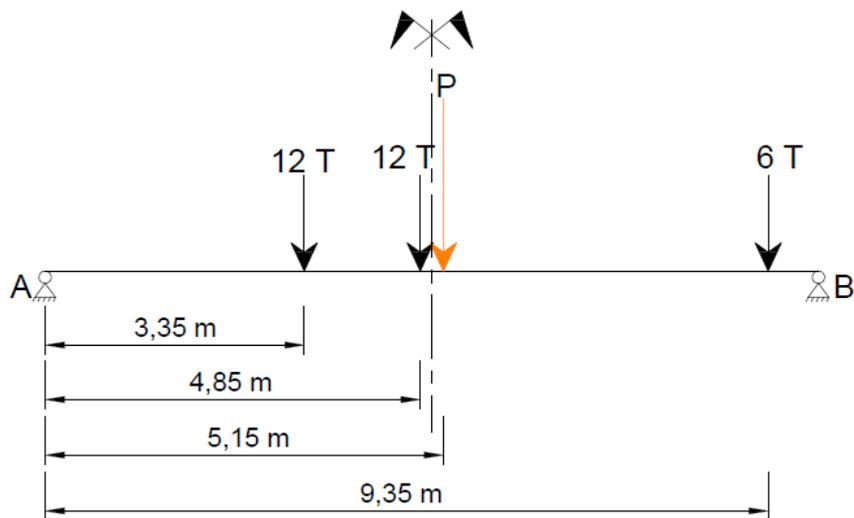


Figure 30 : Représentation du deuxième essieu arrière symétrique à la force équivalente

Tableau 31 : Moment fléchissant dû à la surcharge B_c 2^{ème} cas

		$M_i(x; \alpha)$								
		Cas $\alpha \leq x$:				Cas $\alpha > x$:				
P_i (T)	α (m)	0	12	12	6	0	12	12	6	$M_i B_c$
	0,00	0,00	3,35	4,85	9,35	4,85	4,85	4,85	9,35	
	3,35	0,00	26,73					20,70	1,31	48,74
	4,85	0,00	20,70	29,97					1,89	52,57
	9,35	0,00	2,61	3,78	3,65					10,04
	10,00	0,00	0,00	0,00	00,00					0,00

Tableau 32 : Effort tranchant dû à la surcharge B_c 2^{ème} cas

		$T_i(x; \alpha)$									
		Cas $\alpha \leq x$:				Cas $\alpha > x$:					
P_i (T)	α (m)	0	12	12	6	0	12	12	6	$T_i B_c$	$T_i B_c$
	0,00	0,00	1,10	2,60	7,10	0,00	1,10	2,60	7,10		
	1,10	0,00	-4,02				7,98	6,18	0,39	-4,02	14,55
	2,60	0,00	-4,02	-5,82				6,18	0,39	-9,84	6,57
	7,10	0,00	-4,02	-5,82	-5,61				0,39	-15,45	0,39
	10,00	0,00	-4,02	-5,82	-5,61					-15,45	

3^{ème} Cas :

L'essieu avant est symétrique à la force équivalente par rapport à l'axe de la travée.

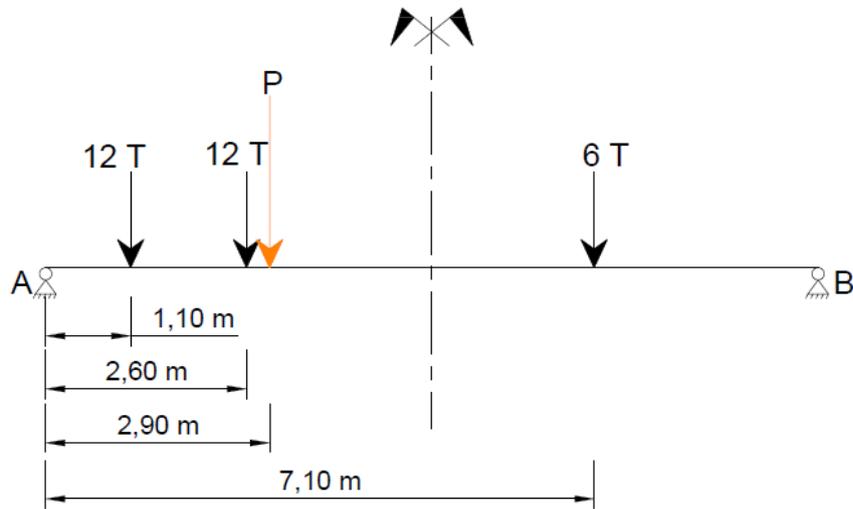


Figure 31 : Représentation de l'essieu avant symétrique à la force équivalente

Tableau 33 : Moment fléchissant dû à la surcharge B_c 3^{ème} cas

		$M_i(x; \alpha)$							$M_i B_c$	
		Cas $\alpha \leq x$:			Cas $\alpha > x$:					
P_i (T)	α (m)	0	12	12	6	0	12	12	6	
	x (m)	0,00	1,10	2,60	7,10	0,00	1,10	2,60	7,10	
	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	1,10	0,00	11,75					9,77	1,97	23,43
	2,60	0,00	9,77	23,09					4,52	37,78
	7,10	0,00	3,83	9,05	12,35					25,23
	10,00	0,00	0,00	0,00	00,00					0,00

Tableau 34 : Effort tranchant dû à la surcharge B_c 3^{ème} cas

		$T_i(x; \alpha)$									
		Cas $\alpha \leq x$:			Cas $\alpha > x$:						
P_i (T)		0	12	12	6	0	12	12	6		
α (m)	x (m)	0,00	1,10	2,60	7,10	0,00	1,10	2,60	7,10	$T_i B_c$	$T_i B_c$
	0,00	0,00				0,00	10,68	8,88	1,74		21,30
	1,10	0,00	-1,32				10,68	8,88	1,74	-1,32	21,30
	2,60	0,00	-1,32	-3,12				8,88	1,74	-4,44	10,62
	7,10	0,00	-1,32	-3,12	-4,26				1,74	-8,70	1,74
	10,00	0,00	-1,32	-3,12	-4,26					-8,70	

Voici la récapitulation des moments résultants des positions les plus défavorables du système B_c :

$$M_{\Sigma, \max} = 52,57 \text{ Tm}$$

$$T_{\Sigma, \max} = 21,30 \text{ T}$$

Surcharges dues au système B_r :

Le système B_r simule une roue isolée de 10T qui sera disposée au milieu de la travée pour avoir l'effet le plus défavorable :

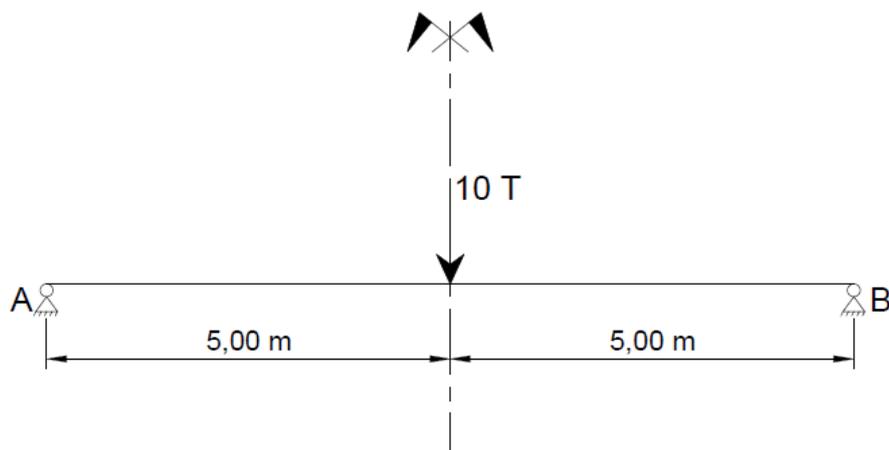


Figure 32 : Représentation de la roue isolée de 10T du système B_r

Tableau 35 : Moment fléchissant dû au système B_r

		M _i (x ; α)						
		Cas α ≤ x :			Cas α > x :			
P _i (T)	α(m)	0	10	0	0	10	0	M_iB_r
x(m)	0,00	0,00				0,00	0,00	
	5,00	0,00	25,00				0,00	
	10,0	0,00	0,00	0,00				
								0,00
								25,00
								0,00

Tableau 36 : Effort tranchant dû au système B_r

		T _i (x ; α)						T _i B _c	T _i B _r
		Cas α ≤ x :			Cas α > x :				
P _i (T)	α(m)	0	10	0	0	10	0		
x(m)	0,00	0,00			0,00	5,00	0,00		
	5,00	0,00	-5,00			5,00	0,00		
	10,0	0,00	-5,00	0,00					
									5,00
								-5,00	5,00
								-5,00	

Voici la récapitulation des moments résultants des positions les plus défavorables du système B_r :

$$M_{\max} = 25 Tm$$

$$T_{\max} = 5 T$$

8.3.3. Coefficient de Majoration Dynamique

Les surcharges du système B sont à affecter du coefficient de majoration dynamique qui sera le même pour les trois systèmes B_c, B_t et B_r pour chaque élément du pont :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + \frac{4P}{S}} \tag{8.16}$$

Avec :

$L = 10\text{m}$: longueur de la travée étudiée ;

$P = 5\text{T}$: Poids total de la travée (charge permanente) ;

$S = 30\text{T}$: Surcharge maximale B qui peut se trouver sur la travée.

D'où :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 10} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 \times 5}{30}} = 1,49$$

8.3.4. Surcharge du Trottoir :

Pour le calcul des poutres principales, on appliquera la surcharge générale du trottoir de 150 kg/m^2 de façon à produire l'effet maximale recherché. Pour deux trottoirs surchargés on aura : cas

$$q_t = 0,15 \times 2 \times 0,5 = 0,15 \text{ T/ml}$$

$$M_{q_t} = \frac{q_t \times l^2}{8} \quad (8.11)$$

On a : $M_{q_t} = 1,87\text{Tm}$

$$V_{q_t} = \frac{q_t \times l}{2} \quad (8.18)$$

On a : $V_{q_t} = 0,75\text{Tm}$

Avec : $l=10,00\text{m}$

Voici le tableau récapitulatif des moments et efforts tranchant maximum agissant sur le tablier :

Tableau 37 : Récapitulation des sollicitations maximales agissant sur le tablier

	G	A(l)	B _c	B _r	Q	Trottoir
M(Tm)	133,25	72,32	52,57	25,00	72,32	1,87
V(T)	53,30	28,93	21,30	5,00	28,93	0,75

CHAPITRE IX : ETUDE DES ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE

La superstructure d'un pont se réfère à la partie structurelle qui se tient sur des éléments de soutiens comme les piles et les culées. C'est principalement le tablier constitué des garde-corps, des trottoirs, de la dalle, des poutres, et des entretoises.

9.1. Dalle

La dalle représente un composant de la superstructure désignant une plaque horizontale s'appropriant une forme rectangulaire. La dalle supporte la charge de circulation des convois répartie sur toute sa surface uniformément.

9.1.1. Calcul du Poids Total de la Travée

$$P = P_{\text{dalle}} = 2,5 \times 0,20 \times 0,95 \times 9,55 = 4,54 \text{ T}$$

9.1.2. Calcul du Coefficient de Majoration Dynamique

Voici l'expression du coefficient de majoration dynamique (selon la formule 8.16):

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

L = 10m : longueur de la travée étudiée ;

P = 4,54T : Poids total de la travée (charge permanente) ;

S = 30T : Surcharge maximale B qui peut se trouver sur la travée.

D'où :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 10} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 \times 4,54}{30}} = 1,51$$

9.1.3. Calculs des Sollicitations de la Dalle

Epaisseur de la dalle : $e_d = 20 \text{ cm}$;

Portée entre nus des poutres : $l_a = 95 \text{ cm}$;

Portée entre nus des entretoises : $l_b = 955 \text{ cm}$.



Le rapport des dimensions de la dalle est donnée par :

$$\rho = \frac{l_a}{l_b} \quad (9.1)$$

-Si $\rho < 0,4$: alors la dalle porte dans le sens de la largeur ;

-Si $\rho \geq 0,4$: alors la dalle porte dans les 2 sens.

$$\rho = \frac{l_a}{l_b} = \frac{95}{955} = 0,099 < 0,4$$

Dans ce cas la dalle porte dans le sens de la largeur.

9.1.3.1. Calculs des Moments Fléchissant

La base du calcul des moments fléchissant est de :

- considérer la dalle comme une poutre indépendante en travée reposant sur deux (2) appuis simples ;
- déterminer les moments maximales à l'ELU et à l'ELS ;
- multiplier les moments antérieurement calculés par des coefficients pour obtenir les moments réels aux appuis.

a) Moment fléchissant du système B_c :

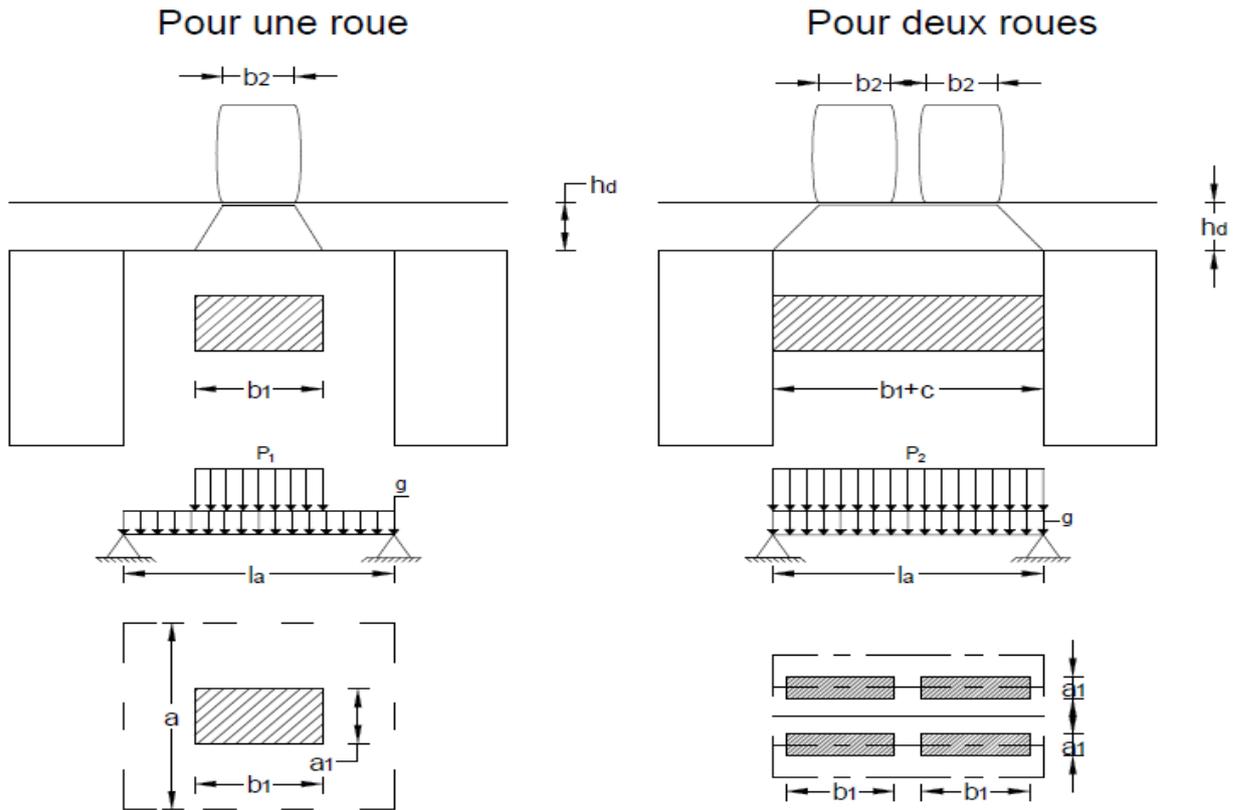


Figure 33 : Répartition des surcharges des roues pour le système B_c

-Cas d'une roue :

Détermination des dimensions de la surface chargée

$$a_1 = a_2 + e_d + 2e_r \tag{9.2}$$

$$b_1 = b_2 + e_d + 2e_r \tag{9.3}$$

Avec :

$a_2 = 0,25\text{m}$ largeur de la surface d'impacte

$b_2 = 0,25\text{m}$ longueur de la surface d'impacte

$e_d = 0,20\text{m}$ épaisseur de la dalle

$e_r = 0,00\text{m}$ épaisseur de l'enrobé car on n'a pas utilisé de revêtement pour la chaussée

D'où :

$$a_1 = b_1 = 0,45 \text{ m}$$

Détermination de la largeur influencée causée par l'application des surcharges B

$$a = a_1 + \frac{l_a}{3} \quad (9.4)$$

On a : $a = 0,77\text{m}$

Avec :

$$a \geq \frac{2}{3}l_a \quad (9.5)$$

$l_a = 0,95\text{ m}$: Portée entre nus des poutres.

Les moments fléchissant sont exprimés comme suit :

A l'ELU :

$$M_0 = 1,35M_{G_{\max}} + 1,605\delta M_{Qi} \quad (9.6)$$

A l'ELU :

$$M_0 = M_{G_{\max}} + 1,2\delta M_{Qi} \quad (9.7)$$

Avec :

P_1 : Poids de chacun des essieux arrière qui est de 12 T

$$q = \frac{P_1}{2b_1 \times a} \quad (9.8)$$

$$M_{G_{\max}} = \frac{gl_a^2}{8} \quad (9.9)$$

$$M_{Qi} = M_{Bc} + M_p = \frac{qb_1}{4} \left(l_a - \frac{b_1}{2} \right) \quad (9.10)$$

On a : $q = 17,32\text{ T/m}^2$; $M_{G_{\max}} = 0,056\text{ Tm}$; $M_{Qi} = 1,41\text{ Tm}$

D'où

A l'ELU :

$$M_0 = 3,49\text{ Tm}$$

A l'ELU :

$$M_0 = 2,63\text{ Tm}$$

-Cas de deux roues :

Détermination des dimensions de la surface chargée selon les formules (9.2) et (9.3) :

$$a_1 = a_2 + e_d + 2e_r$$

$$b_1 = b_2 + e_d + 2e_r$$

$$a_1 = b_1 = 0,45 \text{ m}$$

Calcul des moments fléchissant selon les formules (9.9) et (9.10) et celle ci-dessous:

Avec :

P_2 : Poids de chacun des essieux arrière qui est de 12 T et $c=0,50 \text{ m}$

$$q = \frac{P_2}{(b_1 + c)a} \quad (9.11)$$

$$M_{G_{\max}} = \frac{gl_a^2}{8} = 0,056 \text{ Tm}$$

$$M_{Q_i} = M_{Bc} + M_p = \frac{q(c + b_1)}{4} \left(l_a - \frac{c + b_1}{2} \right)$$

On a : $q = 16,40 \text{ T/m}^2$; $M_{G_{\max}} = 0,056 \text{ Tm}$; $M_{Q_i} = 1,85 \text{ Tm}$

D'où

A l'ELU :

$$M_0 = 4,56 \text{ Tm}$$

A l'ELU :

$$M_0 = 3,43 \text{ Tm}$$

b) Moment fléchissant du système B_r :

Détermination des dimensions de la surface chargée

$$a_1 = a_2 + e_d \quad (9.12)$$

$$b_1 = b_2 + e_d \quad (9.13)$$

Avec :

$a_2 = 0,60 \text{ m}$ largeur de la surface d'impact ;

Mémoire de fin d'études

$b_2=0,30\text{m}$ longueur de la surface d'impact ;

$e_d=0,20\text{m}$ épaisseur de la dalle ;

D'où :

$$a_1 = 0,80 \text{ m}$$

$$b_1 = 0,50 \text{ m}$$

Détermination de la largeur influencée causée par l'application des surcharges B selon la formule (9.4) :

$$a = a_1 + \frac{l_a}{3} = 1,12 \text{ m}$$

Et selon la formule (9.5) :

$$a \geq \frac{2}{3}l_a$$

$l_a = 0,95 \text{ m}$: Portée entre nus des poutres.

Les moments fléchissant selon les formules (9.6) et (9.7) sont exprimés comme suit :

A l'ELU :

$$M_0 = 1,35M_{G\max} + 1,605\delta M_{Qi}$$

A l'ELU :

$$M_0 = M_{G\max} + 1,2\delta M_{Qi}$$

Et selon les formules (9.8), (9.9) et (9.10) :

P_1 : Poids de chacun des essieux arrière qui est de 10 T

$$q = \frac{P_1}{2b_1 \times a} = 8,93 \text{ T/m}^2$$

$$M_{G\max} = \frac{gl_a^2}{8} = 0,056 \text{ Tm}$$

$$M_{Qi} = M_{Bc} + M_p = \frac{qb_1}{4} \left(l_a - \frac{b_1}{2} \right) = 0,78 \text{ Tm}$$

D'où

A l'ELU :

$$M_0 = 1,96 \text{ Tm}$$

A l'ELS :

$$M_0 = 1,49 \text{ Tm}$$

Tableau 38 : Récapitulation des moments dus aux surcharges du système B

Surcharge	B _c	B _r	Unités
A l'ELU	4,56	1,96	Tm
A l'ELS	3,43	1,49	Tm

c) Moment fléchissant à mi- travée et aux appuis :

Il faut déterminer les coefficients multiplicateurs α et β qui tiennent compte de l'encastrement pour obtenir les moments fléchissant à mi- travée et aux appuis. Ces coefficients dépendent du coefficient η' donné par la formule suivante :

$$\eta' = \frac{Dla^3}{10^3GI_t} \quad (9.14)$$

Avec $G=0,435E$

E : module de déformation du béton homogénéisé ;

D : raideur en flexion de la dalle (plaque) :

$$D = \frac{Eh_0^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (9.15)$$

Avec :

$\nu=0,2$: pour le béton non fissuré (coefficient de poisson) ;

h_0 : Épaisseur de la dalle ;

I_t : Moment d'inertie de torsion :

$$I_t = \frac{1}{3} \sum \left[\left(\frac{a_i}{t_i} - 0,63 \right) \cdot t_i^4 \right] \text{ (cm}^4\text{)} \quad (9.16)$$

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

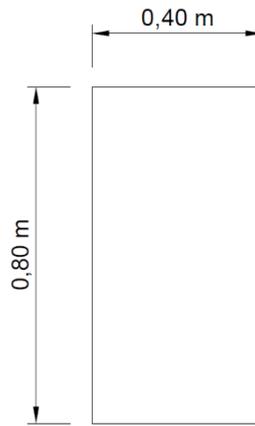


Figure 34 : Représentation de la section transversale de la poutre

$$I_t = \frac{1}{3} \left(\frac{0,80}{0,40} - 0,63 \right) \cdot (0,4)^4 = 1\,169\,066,67 \text{ cm}^4$$

D'où :

$$D = \frac{Eh_0^3}{12(1 - \nu^2)} = 694,44E$$

$$\eta' = \frac{694,44 \cdot E \cdot 95^3}{0,435 \cdot E \cdot 1\,169\,066,6710^3} = 1,17$$

Comme $\eta' = 1,17 < 30$ donc les valeurs α et β sont les suivantes :

$\alpha = 0,5$ et $\beta = -0,8$

Tableau 39 : Surcharges du système B à mi travée et aux appuis

Surcharge		B_c	B_r	Unités
A mi- travée	A l'ELU	2,28	0,98	Tm
	A l'ELS	1,71	0,74	Tm
Aux appuis	A l'ELU	-3,65	-1,57	Tm
	A l'ELS	-2,74	-1,19	Tm

9.1.3.2. Calculs des Efforts Tranchant

Le principe de calcul de l'effort tranchant dû à une charge concentrée peut être basé sur l'utilisation de la méthode de calcul des plaques. On placera le rectangle d'impact de dimension $a \times b$ avec $a \leq b$ dans sa position la plus défavorable sur la surface située au plan moyen de la dalle.

Rappelons-nous que :

$e_d=0,20\text{m}$ épaisseur de la dalle ;

Portée entre nus des poutres : $l_a = 95 \text{ cm}$;

Portée entre nus des entretoises : $l_b = 955 \text{ cm}$.

Pour le calcul des plaques portant sur les quatre côtés, l'effort tranchant par unité de longueur est donné par les formules suivantes :

Tableau 40 : Formules des efforts tranchants pour les plaques s'appuyant sur 4 côtés

Charge totale P uniformément répartie sur la surface de la plaque	Charge totale P uniformément répartie sur un rectangle de dimensions $u \times v$ concentrique à la plaque : u= dimension du rectangle parallèle à l_x v= dimension du rectangle parallèle à l_y		
Au milieu de l_y $T = \frac{P}{2l_y + l_x}$	Au milieu de u	$u > v$	$u < v$
Au milieu de l_x $T = \frac{P}{3l_y}$		$T = \frac{P}{2u + v}$	$T = \frac{P}{3v}$
	Au milieu de v	$T = \frac{P}{3u}$	$T = \frac{P}{2v + u}$

Source : Cours Résistance des Matériaux (Année 2013-2014)

a) Efforts tranchants dû à la charge permanente

P : Charge totale uniformément répartie sur toute la surface de la dalle :

$$P = 2,50 \times 0,20 \times 0,95 \times 9,55 = 4,54 \text{ T}$$

D'où, d'après le Tableau 42:

Dans le sens transversal :

$$T_x = \frac{4,75}{3 \times 10,00} = 0,16 \text{ T}$$

Dans le sens longitudinal :

$$T_y = \frac{4,75}{2 \times 10 + 0,95} = 0,23 \text{ T}$$

b) Efforts tranchants dû à la surcharge d'exploitation

Par rapport à l'effort tranchant, la surcharge B_r qui comporte une roue de 10T doit être la plus à considérer.

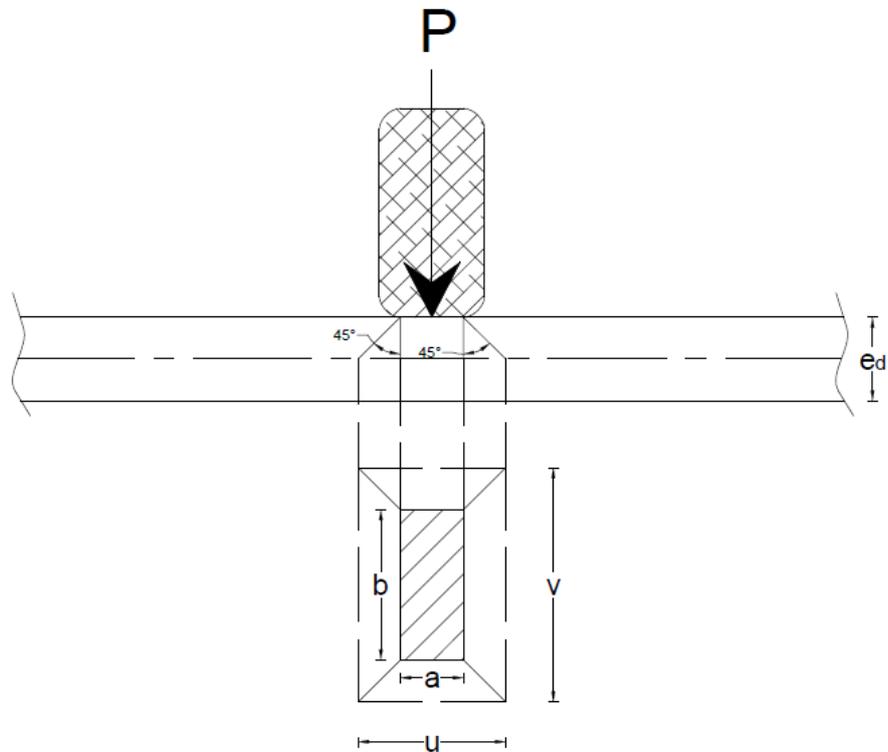


Figure 35 : Représentation de la surface d'impacts de la roue

Dimensions des surfaces chargées :

$$u = a + e_d \quad (9.17)$$

$$v = b + e_d \quad (9.18)$$

Avec :

$a = 0,30\text{m}$ largeur de la surface d'impact ;

$b = 0,60\text{m}$ longueur de la surface d'impact ;

$e_d = 0,20\text{m}$ épaisseur de la dalle ;

D'où :

$$u = 0,50 \text{ m}$$

$$v = 0,80 \text{ m}$$

On calcul ensuite les coefficients qui tiennent compte des valeurs des paramètres de calcul des efforts tranchants :

$$\alpha = \frac{u}{l_x} \tag{9.19}$$

$$\beta = \frac{v}{l_y} \tag{9.20}$$

On a : $\alpha = 0,84$; $\beta = 0,052$

Voici l'expression des efforts tranchants du système B_r d'après le Tableau 42:

$$T_x = \frac{P}{2\beta + \alpha} = \frac{10}{2 \times 0,052 + 0,84} = 0,94 \text{ T}$$

$$T_y = \frac{P}{3\beta} = \frac{10}{3 \times 0,052} = 0,156 \text{ T}$$

9.1.4. Calcul des Armatures

Le calcul des armatures se fera par mètre linéaire suivant la largeur de la dalle. Voici une représentation de la section de calcul :

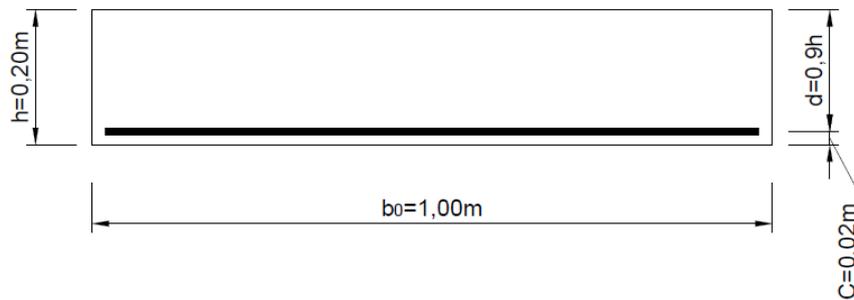


Figure 36 : Disposition des armatures tendues de la dalle

9.1.4.1. Calcul des Armatures aux Appuis

a) Armature longitudinale à l'ELU :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \tag{9.21}$$

Avec :

M_u : Moment à mi- travée du système B_c ;

$$M_u = 2,28 \text{ Tm} = 2,28 \cdot 10^5 \text{ daN} \cdot \text{cm} ;$$

Mémoire de fin d'études

$$b_0 = 100 \text{ cm ;}$$

$$h = 20 \text{ cm (épaisseur de la dalle)}$$

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

$$f_{bu} = 255 \text{ daN/cm}^2$$

D'où :

$$\mu_{bu} = \frac{2,28 \cdot 10^5}{100 \cdot 18^2 \cdot 255} = 0,027$$

$$\text{Pour HAFe500 : } \mu_{lu} = 0,372$$

Comme $\mu_{bu} < \mu_{lu}$, on a une section à simple armature ;

Et $\mu_{bu} < 0,30 < \mu_{lu}$, on passe au calcul simplifié

$$z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) \quad (9.22)$$

$$\text{On a : } z_b = 17,71 \text{ cm}$$

L'armature longitudinale à l'ELU se calcul comme suit :

$$A_u = \frac{M_u}{z_b \cdot f_{ed}} \quad (9.23)$$

Avec

$$f_{ed} = 4347,8 \text{ daN/cm}^2$$

D'où :

$$A_u = \frac{2,28 \cdot 10^5}{17,71 \cdot 4347,8} = 2,96 \text{ cm}^2$$

b) Vérification de la section à l'ELS

Il faut vérifier si :

$$M_{ser} \leq M_{rb} \quad (9.24)$$

Avec :

M_{ser} : Moment fléchissant à l'ELS ;

M_{rb} : Moment résistant du béton (moment maximal auquel le béton peut résister sans avoir besoin d'armature).

Voici les formules correspondantes :

$$M_{rb} = \frac{\bar{\sigma}_s}{30} \cdot \bar{\alpha}_1 \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3}\right) b_0 \cdot d^2 \quad (9.25)$$

Et :

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,61 \quad (9.26)$$

D'où :

$$M_{rb} = 13,36 \text{ Tm}$$

Or

$$M_{ser} = 1,71 \text{ Tm}$$

Comme : $M_{ser} < M_{rb}$ on n'a pas besoin d'armature travaillant contre la compression.

c) Calcul des armatures longitudinales à l'ELS :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b_0 \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s} \quad (9.27)$$

$$\bar{z}_b = d \times \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3}\right) \quad (9.28)$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{z}_b \cdot \bar{\sigma}_s} \quad (9.29)$$

On a : $\mu_s = 0,0021$; $\bar{z}_b = 14,34 \text{ cm}$; $A_{ser} = 4,71 \text{ cm}^2$

On s'aperçoit ici que : $A_{ser} > A_u$ or on prendra compte de la valeur trouvée à l'ELS

D'où : $A_x = A_{ser} = 4,71 \text{ cm}^2$

Soit : $A_x = 6\phi 10 = 4,71 \text{ cm}^2$

Comme : $\mu_s = 0,0021 > 0,0018$; la vérification des armatures minimales n'est pas nécessaire.

d) Calcul de l'espacement des armatures longitudinales à l'ELS :

La condition suivante est à respecter :

$$s_t \leq \min \{ 1,5 \times h_0 ; 20 \text{ cm} \} \quad (9.30)$$

$$s_t \leq \min \{ 30\text{cm} ; 20 \text{ cm} \}$$

$$s \leq 20 \text{ cm}$$

Voici la formule de l'espacement :

$$s_t = \frac{b_0}{n + 1} \quad (9.31)$$

D'où :

$$s_t = \frac{100}{6 + 1} = 15 \text{ cm}$$

e) Calcul des armatures de répartition :

Le calcul de la section des armatures de répartition s'effectue de la façon suivante :

$$A_y = \frac{A_x}{3} \quad (9.32)$$

On a : $A_y = 1,57 \text{ cm}^2$

D'où : $A_y = 4\phi 8 = 2,01\text{cm}^2$

Voici l'espacement des armatures de répartition en appliquant la formule (9.31) :

$$s_t = \frac{b_0}{n + 1} = \frac{100}{4 + 1} = 20 \text{ cm}$$

9.1.4.2. Calcul des Armatures en Travée

On se réfère à la même méthode de calcul utilisée avec la détermination des armatures aux appuis.

a) Armature longitudinale à l'ELU :

$$\mu_{bu} = 0,044 ; M_u = 3,65 \text{ Tm} = 3,65 \cdot 10^5 \text{ daN} \cdot \text{cm} ; \mu_{lu} = 0,372 ; z_b = 17,52 \text{ cm}$$

D'où :

$$A_u = 4,79 \text{ cm}^2$$

b) Vérification de la section à l'ELS

Comme : $M_{rb} = 13,10 \text{ Tm}$ et $M_{ser} = 2,74 \text{ Tm}$ or on constate que : $M_{ser} < M_{rb}$ donc la condition est vérifiée, la section est simplement armée.

c) Calcul des armatures longitudinales à l'ELS :

$$\mu_s = 0,0033 ; A_{ser} = 7,56 \text{ cm}^2$$

On s'aperçoit ici que : $A_{ser} < A_u$ or on prendra compte de la valeur trouvée à l'ELS

$$\text{D'où : } A_x = A_{ser} = 7,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 7\phi 12 = 7,92 \text{ cm}^2$$

Comme: $\mu_s = 0,0033 > 0,0018$; la vérification des armatures minimales n'est pas nécessaire.

d) Calcul de l'espacement des armatures longitudinales à l'ELS :

La condition suivante est à respecter selon la formule (9.30) :

$$s_t \leq \min \{ 1,5 \times h_0 ; 20 \text{ cm} \}$$

$$s_t \leq 20 \text{ cm}$$

Voici la formule de l'espacement en appliquant la formule (9.31) :

$$s_t = \frac{b_0}{n + 1} = \frac{100}{7 + 1} = 13 \text{ cm}$$

e) Calcul des armatures de répartition :

Le calcul de la section des armatures de répartition s'effectue de la façon suivante selon la formule (9.32) :

$$A_y = \frac{A_x}{3} = 2,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où : } A_y = 4\phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Voici l'espacement des armatures de répartition d'après la formule (9.31) :

$$s_t = \frac{b_0}{n + 1} = \frac{100}{4 + 1} = 20 \text{ cm}$$

9.1.4.3. Récapitulation des Calculs des Armatures aux Appuis et en Travée

Tableau 41 : Récapitulation des armatures de la dalle

ARMATURES		Section (cm ²)	Dimension	Espacement (cm)
AUX APPUIS	Longitudinales	4,71	6φ10	15
	Répartition	2,01	4φ8	20
EN TRAVEE	Longitudinales	7,92	7φ12	13
	Répartition	3,14	4φ10	20

9.1.4.4. Vérification du Non Poinçonnement de la Dalle

La condition à vérifier est que :

$$Q_u \leq \bar{Q} \quad (9.33)$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'ELU ;

\bar{Q} : Charge admissible ;

$$\bar{Q} = 0,045 \cdot U_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (9.34)$$

U_c : Périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle ;

$$U_c = 2(a_1 + b_1) \quad (9.35)$$

h_0 : Epaisseur de la dalle.

a) Vérification du non poinçonnement pour le système de surcharge B_C :

Ici, on a une roue jumelée de 6T :

$$P = 2 \times 6 = 12 \text{ T}$$

$$Q_u = 1,5 \times 12 = 18 \text{ T}$$

$$\bar{Q} = 0,045 \cdot 2(a_1 + b_1) \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\bar{Q} = 0,045 \times 2 \times (0,45 + 0,45) \times 0,20 \times \frac{2500}{1,5} = 60,75 \text{ T}$$

Puisque $Q_u \leq \bar{Q}$: la condition de non poinçonnement est vérifiée pour ce système.

b) Vérification du non poinçonnement pour le système de surcharge B_r :

Une roue du système B_r pèse 10 T :

$$P = 10T ; Q_u = 15 T ; \bar{Q} = 87,75 T \text{ avec : } a_1 = 0,80m ; b_1 = 0,50m$$

Puisque $Q_u \leq \bar{Q}$: la condition de non poinçonnement est vérifiée pour ce système.

9.1.4.5. Vérification de la Contrainte Tangentielle de la Dalle

La condition à vérifier est la suivante :

$$\tau_U < \tau_{Uadmin} \quad (9.36)$$

$$\tau_{Uadmin} \geq \frac{1}{\gamma_b} 0,53^3 \sqrt{f_{c28}} \quad (9.37)$$

$$\text{On a : } \tau_{Uadmin} \geq 1,26\text{MPa}$$

Avec

$$f_{c28}=45 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

Et :

$$\tau_U = \frac{T_u}{b_0 d} \quad (9.38)$$

$$\text{On a : } \tau_U = 0,052 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$T_u = 0,94 T ; b_0 = 100 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$

On perçoit que $\tau_U < \tau_{Uadmin}$ donc la résistance du béton vis-à-vis de la contrainte tangentielle est garantie.

9.2. Les Entretoises

Les entretoises sont des éléments en béton armé. Elles ont pour rôle de maintenir la répartition des charges entre les poutres principales dans le sens transversal. Les entretoises sont assimilées à des poutres transversales à deux travées dont l'une des travées supposée encastrées dans les deux poutres consécutives, l'entretoise est calculée pour supporter :

- son poids propre ;
- le poids du hourdis ;
- la surcharge A.

Le calcul des sollicitations est basé sur la méthode des lignes d'influence et l'étude considèrera l'entretoise intermédiaire qui est la plus sollicitée.

9.2.1. Dimensions de l'Entretoise et Répartition des Charges

- Longueur : $l_e = 0,95 \text{ m}$
- épaisseur : $e_e = 0,30 \text{ m}$
- hauteur : $h_e = 0,60 \text{ m}$

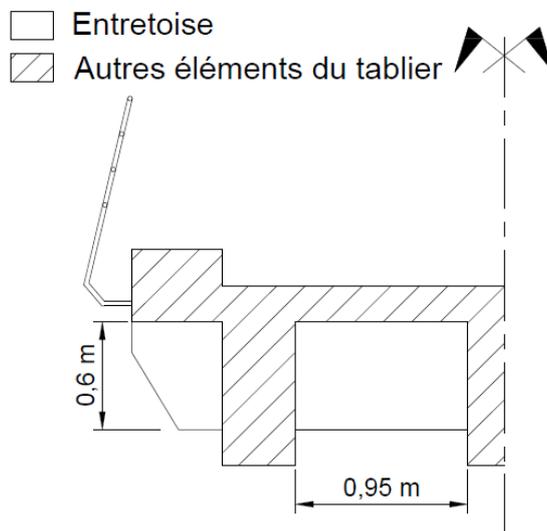


Figure 37 : Coupe transversale du pont

Voici la répartition des charges supportées par les entretoises :

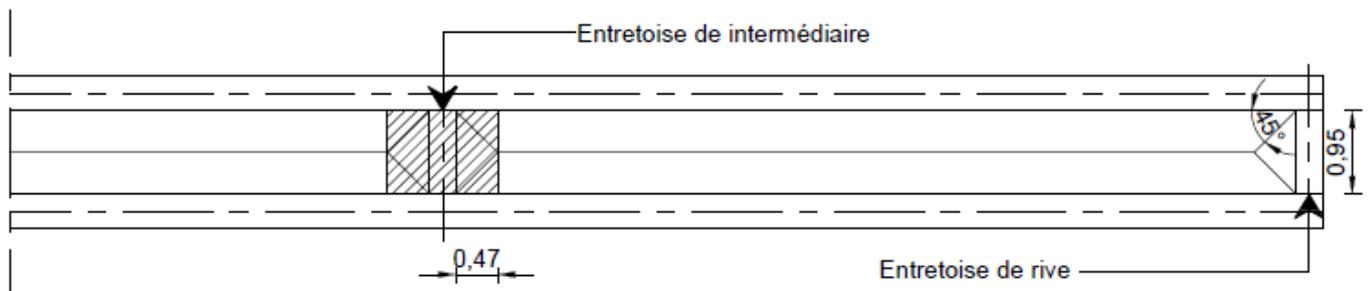


Figure 38 : Schéma de calcul de l'entretoise