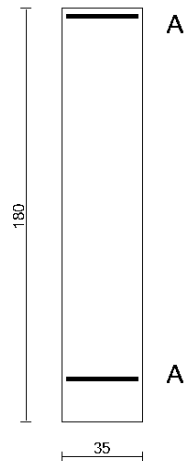


➤ **Armatures minimales**

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 46,95 \text{ cm}^2$$

Tableau 73 : Armatures longitudinales des poutres de rive

	Section d'armatures [cm ²]	Nombre de barres	Section réelle [cm ²]
Armatures comprimées	77,47	10HA32	80,42
Armatures inférieures	81,54	7HA40	87,96

b- Poutre centrale**Figure 37 : Section de calcul de la poutre centrale**❖ à l'ELU

$$M_u = 7,48 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = 0,9 > \mu_l = 0,278 \text{ donc la section est doublement armée}$$

$$M_{lu} = \mu_l b d^2 f_{bu} = 4,26 \text{ N.m}$$

$$A' = \frac{M_u - M_{lu}}{(d - d') \sigma_{sce}} \text{ avec } \sigma_{sce} = 9\gamma f_{c28} - \frac{d'}{d} (12f_{c28} + 370) = 213,43 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } A' = 114,39 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_l}) = 0,42$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 1,38$$

$$\text{Donc } A_u = \frac{M_u}{z f_{ed}} + A' \frac{\sigma_{sce}}{f_{ed}} = 70,16 \text{ cm}^2$$

❖ à l'ELS

$$M_s = 5,56 \text{ MN.m}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} b_0 d^2 \bar{\alpha}_1 \bar{\sigma}_{bc} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3} \right) = 2,99 \text{ MN.m}$$

$$\text{avec } \bar{\alpha}_1 = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201,63} = 0,53$$

d'où $M_{rb} < M_{ser,0,5}$ alors la section est doublement armée.

$$A' = \frac{M_s - M_{rb}}{(d - d') \sigma_{sc}} \text{ avec } \sigma_{sc} = 15 \bar{\sigma}_{bc} \left(\frac{\bar{\alpha}_1 - \delta'}{\bar{\alpha}_1} \right) = 212,20 \text{ MPa}$$

D'où $A' = 91,70 \text{ cm}^2$

$$\bar{z}_d = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3}\right) = 1,34 \text{ cm}$$

Donc $A_u = \frac{M_{rb}}{\bar{z}_d \bar{\sigma}_s} + A' \frac{\sigma_{sc}}{\bar{\sigma}_s} = 96,52 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures minimales**

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 41,08 \text{ cm}^2$$

Tableau 74 : Armatures longitudinales de la poutre centrale

	Section d'armatures [cm^2]	Nombre de barres	Section réelle [cm^2]
Armatures comprimées	91,70	12HA32	96,50
Armatures inférieures	96,52	8HA40	100,53

IX.4.6.2- 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 tel que :

$$V_u = 127,92 \text{ T}$$

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 $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{127,92 \cdot 10^{-2}}{0,40 \times 1,62} = 1,58 \text{ MPa}$

On a alors $\tau_u > \bar{\tau}_u$ donc les armatures d'âmes sont nécessaires.

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 $\phi_t \leq \min \{40 ; 51,43 ; 40\}$ d'où $\phi_t = 40 \text{ mm}$

Or $\phi_t \leq 12 \text{ mm}$, donc nous allons prendre $\phi_t = 0,3\phi_l = 12 \text{ mm}$

Soit $A_t = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$

c- Espacement des armatures

L'espacement initial correspondant à $A_t = 1 \text{ cm}^2$ est donné par la relation :

$$\theta_0 = \frac{0,9 \sigma_s}{b_0 (\tau_u - 0,3 k f_{t28})}$$

On trouve $\theta_0 = 8,24 \text{ cm/cm}^2$ d'où $s_{t0} = A_t \times \theta_0 = 37,30 \text{ cm}$

d- Pourcentage minimale d'armatures d'âme

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

On a $\frac{A_t}{b_0 s_t} f_e = 1,21 \text{ MPa}$, d'où la condition est vérifiée.

IX.4.6.3- Armatures de peau

Pour les poutres de grande hauteur, c'est-à-dire $h \geq 2 \left[80 - \frac{f_e}{10} \right]$, il faut mettre des armatures de peau tout au long de la paroi.

Pour une fissuration préjudiciable, la section minimale est de 3 cm^2 par mètre de parement. On prend alors une section de $A_p = 4,52 \text{ cm}^2$ correspondant à **4HA12**.

CHAPITRE X : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

L'infrastructure est l'ensemble des éléments de structures destinés à transmettre les charges appliquées au terrain auquel elle se repose. Elle est formée par :

- la fondation : qui est la partie en contact direct avec le sol, c'est-à-dire les pieux et les semelles ;
- l'appui en élévation : qui est la partie servant de soutènement de remblai c'est-à-dire la culée.

Pour compléter l'ouvrage, l'infrastructure est reliée à la superstructure par des appareils d'appui.

X.1- Les appareils d'appuis

Les appareils d'appui sont des éléments intermédiaires destinés à assurer la transmission des charges du tablier vers les appuis. Ils ont aussi pour rôle d'absorber les déformations de la structure respectivement par rotation et par distorsion.

Dans notre cas, on utilise des appareils d'appui en élastomères frettés comportant n feuillets de caoutchoucs en néoprène d'épaisseur constante et de $n + 1$ frettes en acier doux inoxydables entièrement enrobés.

X.1.1- Dimensionnement des appareils d'appui

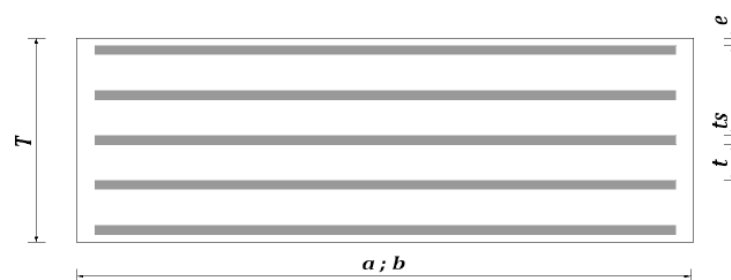


Figure 38 : Schéma de calcul d'un appareil d'appui

a : côté parallèle à l'axe du pont

b : côté perpendiculaire à l'axe du pont

n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomères

t : épaisseur d'un feuillet élémentaire d'élastomères

t_s : épaisseur d'une frette intermédiaire

e : enrobage

L'épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui est définie par :

$$T = n(t + t_s) + t_s + 2e$$

Procédé de calcul

- Imposer les dimensions des appareils
- Calculer la répartition des efforts horizontaux
- Vérifier les contraintes et la stabilité des appareils

Si les contraintes et la stabilité des appareils ne sont pas vérifiées, il faudra les redimensionner et refaire les calculs des contraintes et de vérification.

Voici donc les dimensions prises :

- $a = 300 \text{ mm}$
- $b = 600 \text{ mm}$
- $n = 4$
- $t = 12 \text{ mm}$
- $t_s = 3 \text{ mm}$
- $e = 2,50 \text{ mm}$

D'où $T = 68 \text{ mm}$

X.1.2- Distribution des efforts horizontaux

Dans les calculs de l'infrastructure, on considère les réactions suivantes :

- Les réactions du tablier provenant des charges permanentes et des surcharges d'exploitations
- Les réactions provenant du mouvement des surcharges (effort de freinage)
- Les variations linéaires dues à la température, au retrait et fluage du béton

X.1.2.1- Effort de freinage

a- Calcul des coefficients de souplesse des appuis

Le coefficient de souplesse des culées est le même que celui des appareils d'appui suivant l'écriture suivante :

$$\frac{1}{K_c} = \frac{1}{K_a} = \frac{T}{nGab}$$

Avec G : module d'élasticité transversale de l'appui

$$\begin{cases} G_i = 160 \text{ T/m}^2 \text{ module d'élasticité instantané} \\ G_v = 80 \text{ T/m}^2 \text{ module d'élasticité différé} \end{cases}$$

Tableau 75 : coefficient de souplesse des appareils d'appui

Coefficient de souplesse [mm/T]	instantané	0,79
	différé	1,57

b- Distribution des efforts de freinage

b.1- Dus à la surcharge A(L)

$$H(f) = \frac{A(L)L_c L}{20}$$

avec $A(L) = 1,24 \text{ T/m}^2$

$L_c = 7,00 \text{ m}$: largeur de la chaussée

$L = 23,51 \text{ m}$: longueur de la travée de calcul

D'où $H(f) = 10,20 \text{ T}$

b.2- Dus à la surcharge B_c

Chaque essieu d'un camion peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions du système B_c qu'on peut disposer sur le pont, un seul est supposé freiner et l'effort développé par freinage vaut $H(f) = 30 T$.

L'intensité de la force horizontale de freinage agissant sur l'appui i est :

$$H_i = \frac{k_i}{\sum k_i} H(f)$$

Comme appui, on a que la culée donc $H_c = H(f)$

Tableau 76 : Distribution des efforts de freinage

Désignation	$A(L)$	B_c
Coefficient de souplesse $1/k_c$	0,787	0,787
coefficient de rigidité k_c	1,271	1,271
Effort développé $H(f)$	10,228	30,000
Effort de freinage H_c	10,228	30,000

X.1.2.2- Efforts dus au retrait, au fluage et à la variation de température

Les déformations relatives du tablier sont :

- $\varepsilon_1 = 3.10^{-4} m/m$: raccourcissement unitaire du tablier dû au retrait et fluage du béton
- $\varepsilon_2 = 3.10^{-4} m/m$: raccourcissement unitaire du tablier dû à la variation de température à long terme
- $\varepsilon_3 = 2.10^{-4} m/m$: raccourcissement unitaire du tablier dû à la variation de température à court terme

Pour calculer la distribution des efforts horizontaux dus au retrait, au fluage et à la variation de température, on adoptera les étapes de calculs suivantes :

- Calcul du raccourcissement d_i du tablier au niveau de l'appui tel que $d_i = \varepsilon_i x_i$

où x_i est la distance entre l'appui et le point du tablier où le raccourcissement est nul (abscisse de l'appui considéré)

- Calcul du déplacement des appuis par la formule : $U_0 = -\frac{\sum k_i d_i}{\sum k_i}$
- Calcul de la distribution des efforts par la formule : $F_i = k_i U_i$

Tableau 77 : Effort dû au retrait et au fluage

Désignation	Culée
Coefficient de souplesse $1/k_c$	1,574
Rigidité différé de l'appui k_c	0,635
Abscisse de l'appui $[m]$	0,000
Raccourcissement d_i $[mm]$	0,000
Déplacement de l'appui U_0 $[mm]$	0,000
Effort horizontal encaissé par l'appui H_c $[mm]$	0,000

Tableau 78 : Effort dû à la variation de température à long terme

Désignation	Culée
Coefficient de souplesse $1/k_c$	1,574
Rigidité différée de l'appui k_c	0,635
Abscisse de l'appui $[m]$	0,000
Raccourcissement d_i $[mm]$	0,000
Déplacement de l'appui U_0 $[mm]$	0,000
Effort horizontal encaissé par l'appui H_c $[mm]$	0,000

Tableau 79 : Effort dû à la variation de température à court terme

Désignation	Culée
Coefficient de souplesse $1/k_c$	0,787
Rigidité instantanée de l'appui k_c	1,271
Abscisse de l'appui $[m]$	0,000
Raccourcissement d_i $[mm]$	0,000
Déplacement de l'appui U_0 $[mm]$	0,000
Effort horizontal encaissé par l'appui H_c $[mm]$	0,000

On peut donc dire que pour notre cas les efforts dus au retrait, au fluage et à la variation de température sont nuls.

X.1.3- Vérification des appareils d'appui

X.1.3.1- Efforts sur les appareils d'appui

Les appareils d'appui sont sollicités par les efforts suivants :

- les efforts verticaux (poids et surcharges)
- les efforts horizontaux (dus au fluage, retrait et variation de température)

✓ Charges permanentes dues au poids propre du tablier : $N_G = \frac{G \times L}{2} = 157,53 T$

✓ Surcharge B_c : $N_{B_c} = 2\delta \sum P_i y_i = 56,40 T$

✓ Surcharge $A(L)$: $N_{A(L)} = \frac{A(L) \times L \times l_c}{2} = 102,03 T$

✓ Surcharge de trottoir : $N_{A(t)} = \frac{2 \times A(t) \times L \times l_t}{2} = 2,64 T$

Résultante des efforts

- Efforts verticaux : $N_{max} = N_G + \max\{N_{A(L)} ; N_{B_c}\} + N_{A(t)} = 262,20 T$

$N_{min} = N_G = 157,53 T$

- Efforts horizontaux : $H_{max} = \text{Freinage} + \text{Fluage} + \text{effet de la température à court terme} = 30 T$

X.1.3.2- Vérification des appareils d'appui

a- Vérification de la contrainte de compression du béton

On doit vérifier la condition suivante : $\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{n \times a \times b} < 15 Mpa$

$$\sigma_{max} = 3,65 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée. Donc, les contraintes normales de compression du béton sont admissibles.

b- Vérification de la contrainte de non cheminement

$$\text{Il faut que : } \sigma_{min} = \frac{N_{min}}{n a b} > 2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = 2,92 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

c- Vérification de la condition de non glissement

La condition est la suivante : $H_{max} < f N_{max}$

avec : $H_{max} = 30 T$: effort horizontal maximal appliquée à l'appareil d'appui

$$f = 0,1 + \left(\frac{0,6}{\sigma_{max}} \right) = 0,22 : \text{coefficient de frottement}$$

$$f N_{max} = 57,88 T > H_{max}$$

La condition de non glissement est vérifiée.

d- Vérification de l'épaisseur des frettes

$$\text{Il faut que : } t_s \geq \max \left\{ \frac{a \sigma_{max}}{\beta \sigma_e} ; 2 \text{ mm} \right\}$$

$$\text{avec } \beta = \frac{a b}{2 t (a+b)} = 8,333 : \text{coefficient de forme de l'appareil d'appui}$$

$\sigma_e = 235 \text{ MPa}$: limite d'élasticité en traction de l'acier constitutif de la frette métallique

$$\frac{a \sigma_{max}}{\beta \sigma_e} = 0,60 \text{ mm}$$

$$t_s = 3 \text{ mm} > 2 \text{ mm}$$

La condition est vérifiée.

CONCLUSION

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la stabilité des appareils d'appuis est assurée.

X.2- Les culées

Une culée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front, s'appuie le tablier de l'ouvrage ; les autres sont des murs latéraux appelés murs en aile ou en retour selon qu'ils sont ou pas parallèles à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

X.2.1- Mur garde grève

X.2.1.1- Dimensions

- Longueur $L_{gg} = 8,50 \text{ m}$
- Hauteur $h_{gg} = 2,10 \text{ m}$
- Epaisseur $e_{gg} = 0,30 \text{ m}$

X.2.1.2- Actions et sollicitations

Le mur garde grève est soumis à :

- la poussée des terres
- la poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève
- la force de freinage d'un essieu du camion B_c

a- Poussée des terres

Cette poussée est créée par le remblai qui se trouve derrière la culée. La distribution de la poussée des terres est linéaire et la résultante se situe à $2/3$ au-dessous du sommet du mur garde grève.

Pour exécuter correctement tout travail de remblayage, on doit choisir convenablement les types de matériaux à adopter. Le sol d'emprunt ne doit pas être ni trop pulvérulent ni trop cohérent.

Pour les calculs, on va admettre les caractéristiques suivantes :

- angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- poids volumique humide : $\gamma = 1,8 \text{ T/m}^3$
- charge d'exploitation du remblai : $q = 1 \text{ T/m}^2$

La poussée des terres suit une distribution linéaire d'intensité :

$$q_r = k_{ay}\gamma r + q k_{aq}$$

dans laquelle k_a : coefficient de poussée de remblai

$$k_{ay} = k_{aq} = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = 0,34$$

$$\text{Soit : } q_r = 0,60 r + 0,34$$

La poussée totale obtenue est donnée par :

$$Q = \int_0^{h_{gg}} q_r dr = \int_0^{h_{gg}} (0,60 r + 0,34) dr$$

$$\text{D'où } Q = 2,04 \text{ T/ml}$$

Le moment maximal à l'encastrement a pour expression :

$$M_P = Q \frac{h_{gg}}{3}$$

L'effort tranchant dû à cette poussée est :

$$V_P = \frac{dM_P}{dr}$$

$$\text{D'où : } M_P = 1,43 \text{ T.m/ml}$$

$$V_P = 1,12 \text{ T/ml}$$

b- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève

La sollicitation la plus défavorable est l'effet de l'essieu arrière de 12T de camion de type B_c placé de telle manière que le rectangle d'impact soit en contact de la face arrière du mur garde grève. Cette charge est répartie sur une surface de $0,25 \text{ m} \times 0,75 \text{ m}$ et se diffuse sous un angle de 45° .

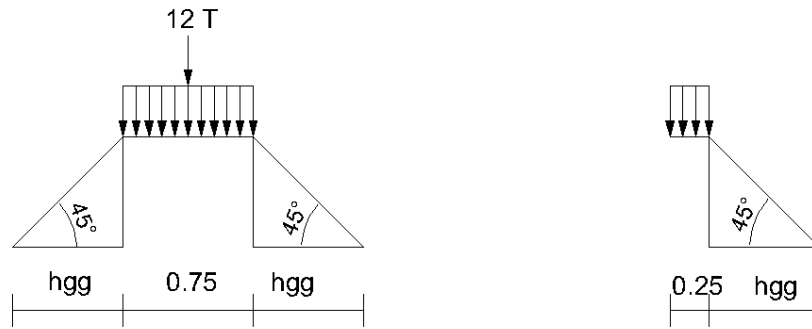


Figure 39 : Schéma de distribution de la poussée des surcharges du remblai

Le moment fléchissant sera :

$$M_q = \frac{12 \cdot K}{0,75 + 2h_{gg}} \int_0^{h_{gg}} \frac{h_{gg} - x}{0,25 + x} dx$$

dans laquelle K est un coefficient ayant pour expression $K = i \cdot \gamma \cdot \delta \cdot b_c$

où $i = 0,33$: coefficient de poussée

$\gamma = 1,2$: coefficient de pondération

$\delta = 1$: coefficient de majoration dynamique pour charge de remblai

$b_c = 1,1$: coefficient fonction du nombre de voies chargées (article 5.2.2 du titre II du fascicule 61)

D'où $K = 0,439$

Aussi $M_q = 3,37 \text{ T.m/ml}$

L'effort tranchant est : $V_q = 12 \cdot K \int_0^{h_{gg}} (0,25 + x) dx$

D'où $V_q = 14,38 \text{ T}$ soit $V_q = 1,69 \text{ T/ml}$

c- Force de freinage d'un essieu du camion B_c

On considère l'effet d'un essieu de 6T d'un camion du système B_c pour 1ml de la longueur du mur qui est une force de freinage égale au poids d'une roue.

Le moment dû à cette force de freinage sur le mur garde grève est donné par la formule suivante :

$$M_F = \frac{6h_{gg}}{0,25 + 2h_{gg}} \times q$$

où $q = 1 \text{ T/m}^2$ qui est la charge sur remblai

Ainsi $M_F = 2,83 \text{ T.m/ml}$

L'effort tranchant est $V_F = 0,67 \text{ T/ml}$

d- Combinaisons d'actions

- à l'ELU : $M_u = 1,35M_P + 1,50(M_q + M_F)$

$$V_u = 1,35V_P + 1,50(V_q + V_F)$$

- à l'ELS : $M_S = M_P + (M_q + M_F)$

$$V_S = V_P + (V_q + V_F)$$

Tableau 80 : Sollicitations à considérer pour le mur garde grève

	Moment fléchissant [T.m]	Effort tranchant [T]
ELU	11,23	5,05
ELS	7,63	3,48

X.2.1.3- Calcul des armatures

On peut assimiler le mur garde grève à un tablier soumis à la flexion simple.

Pour le calcul des armatures, on adopte les mêmes hypothèses que pour la détermination des armatures du hourdis.

L'enrobage des aciers est de 3cm.

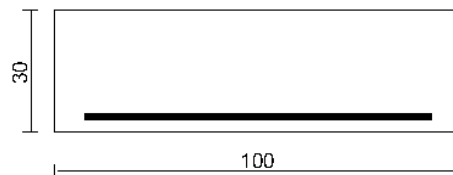


Figure 40 : Section de calcul pour l'armature du mur garde grève

a- Armature longitudinale

$$d = 27 \text{ cm}$$

$$\text{- à l'ELU : } A_{ul} = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{- à l'ELS : } A_{ser} = 17,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 3,26 \text{ cm}^2$$

Comme $A_{ul} < A_{ser}$, on prend donc $A = A_{ser} = 17,00 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit } A = 6HA20 = 18,85 \text{ cm}^2$$

b- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{3} = 6,28 \text{ cm}^2$$

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

c- Vérification de l'effort tranchant

La contrainte tangentielle sollicitant le mur garde grève est : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 0,19 \text{ MPa}$

La contrainte tangentielle limite est : $\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 1,17 \text{ MPa}$

On a $\tau_u = 0,19 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1,17 \text{ MPa}$ donc les armatures d'âmes ne sont pas nécessaires.

X.2.2- Mur en retour

Les murs en retour sont des voiles en BA d'épaisseur constante. Ils sont encastres avec le mur garde grève, le sommier et le mur de front formant ainsi un système unique et rigide.