

CHAPITRE 1

PROGRAMME DE CHARGES

1 INTRODUCTION

Un pont doit être capable de résister, avec une marge de sécurité appropriée, non seulement à son poids propre, mais aussi aux actions naturelles et fonctionnelles.

Actions naturelles : - Action du séisme.

- Action de l'eau et de la glace sur les piles.

- Actions climatiques telles que la variation de température, la neige et le vent.

Actions fonctionnelles : - Charges roulantes telles que les camions, les trains, le convoi militaire et le convoi exceptionnel.

- Forces de freinage des véhicules roulants et les forces centripètes.

- Actions accidentelles dues aux chocs des véhicules, des bateaux et d'autres objets contre les piles, le tablier et les autres équipements du pont.

Le programme de charges et épreuves utilisé en Algérie est le fascicule 61 titreII du CPC. Approuvé le 19 août 1960 et modifié le 28 décembre 1971 par le ministère de l'équipement, ce règlement est applicable à nos jours. En Europe, le programme de charges utilisé est l'eurocode 1.

2 LES CHARGES PERMANENTES

2-1 Poids propre de la structure

- Le poids volumique du béton armé est de 25 KN/m^3 .

- Le poids volumique de l'acier est de 78.5 KN/m^3 .

2-2 Poids propre des équipements

Ces charges sont données par le CPC :

- Le poids volumique du béton non armé est de 22 KN/m^3 .

- Le poids volumique du béton bitumineux est de 22 KN/m^3 .

- Le poids volumique de la chape étanchéité est de 20 KN/m^3 .

- Le poids volumique du ballast est de 18.5 KN/m^3 .

- Le poids par mètre linéaire de la glissière de sécurité ou du garde corps est de 1 KN/ml .

- Le poids par mètre linéaire de la corniche préfabriquée avec le trottoir est de 11.25 KN/ml .

Dans certains cas, il convient de calculer le poids propre de certains équipements tels que les trottoirs larges, les canalisations passant sous le tablier, les écrans acoustiques etc.

3 LES SURCHARGES D'UN PONT ROUTIER

3-1 Considérations générales

3-1-1 La largeur roulable (L_r)

C'est la largeur mesurée entre les dispositifs de sécurité ou les bordures de trottoir se trouvant de part et d'autre de la chaussée. La glissière ou barrière de sécurité sont appelées dispositifs de sécurité. La largeur roulable comprend donc outre la chaussée proprement dite les réservations additionnelles telles que bandes dérasées (BD) ou bandes d'arrêt (BA). Dans le cas d'un éventuel élargissement de la chaussée, celle-ci sera considérée dans son état définitif.

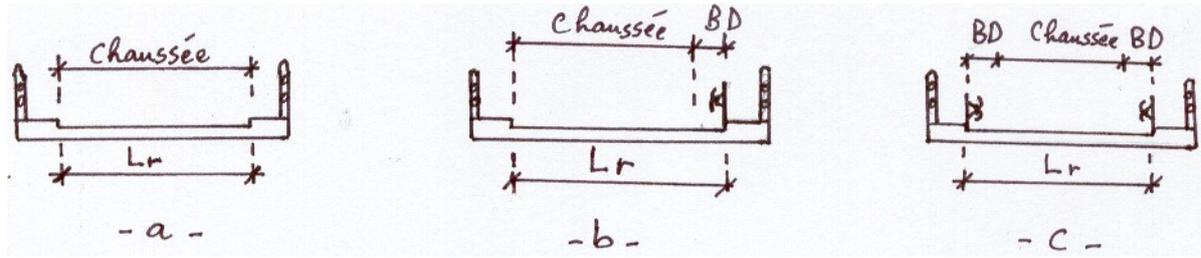


Fig. 1 Largeur roulable.

3-1-2 La largeur chargeable (Lc)

C'est la largeur roulable diminuée de 50 cm le long de chaque dispositif de sécurité lorsqu'il existe.

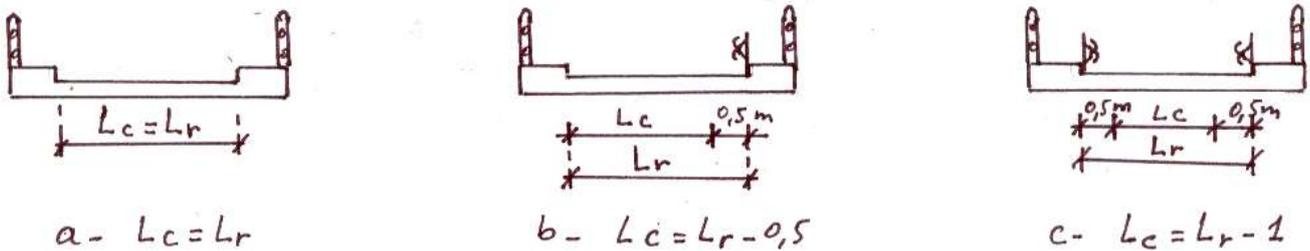


Fig. 2 Largeur chargeable.

3-1-3 Le nombre de voies (n)

C'est la partie entière du quotient par 3m de la largeur chargeable Lc en mètres.

$$n = \text{int} \left(\frac{Lc}{3} \right) \quad (1)$$

Exemple : Dans l'ouvrage de la figure 3, on a

$$Lr = 8m$$

$$\text{et } Lc = Lr - 0.5 = 7.5 m$$

$$n = \text{int} \left(\frac{7.5}{3} \right) = \text{int} (2.5) = 2$$

On a 2 voies.

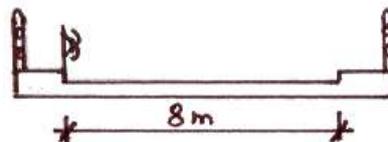


Fig. 3 Exemple d'un ouvrage avec une seule glissière de sécurité.

Cas particulier : Si la largeur chargeable est comprise entre 5m et 6m, la chaussée est considérée comme comportant 2 voies de circulation.

$$5m \leq Lc \leq 6m \Rightarrow n = 2 \quad (2)$$

3-1-4 La largeur d'une voie (v)

C'est la largeur chargeable divisée par le nombre de voies.

$$v = \frac{Lc}{n} \quad (3)$$

D'après l'exemple précédent, on a

$$v = \frac{7.5}{2} = 3.75 \text{ m}$$

3-1-5 Les classes d'un pont routier

Les ponts routes sont rangés en 3 classes selon la largeur roulable et leur destination.

Classe	Largeur roulable (Lr)
I	$Lr \geq 7\text{m}$
II	$5.5\text{m} < Lr < 7\text{m}$
III	$Lr \leq 5.5\text{m}$

Tab. 1 Classes d'un pont route.

Remarques :

- 1- Tous les ponts routiers supportant des bretelles d'accès à d'autres voies, sont considérées de 1^{ère} classe (fig. 4).
- 2- On peut considérer de 1^{ère} classe les ponts de largeur roulable inférieure à 7m qui sont désignés par le CPS (cahier des prescriptions spéciales), tels que les ponts sur lesquels il y a risque d'accumulation de poids lourds, surtout dans les zones urbaines ou industrielles.

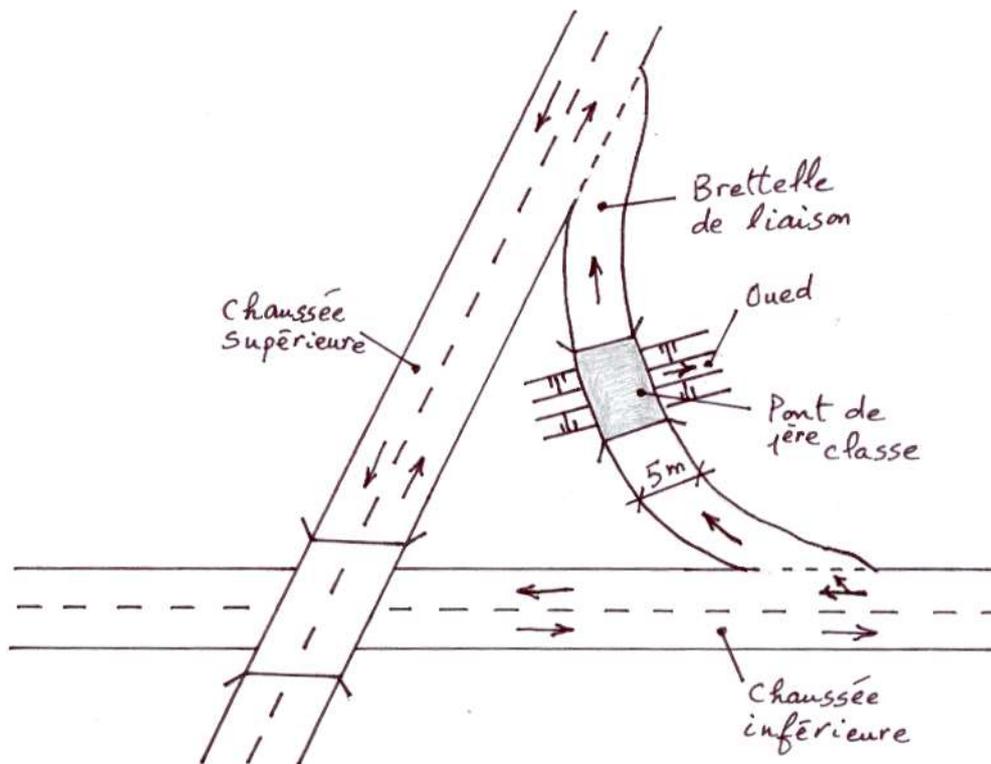


Fig. 4 Exemple d'un pont bretelle considéré de 1^{ère} classe.

3-2 Le système de charges A(l)

3-2.1 Définition

Dans les ponts de portée unitaire inférieure ou égale à 200 m, la chaussée est supposée supporter une charge uniformément répartie.

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{12+l} \quad [KN/m^2] \quad (4)$$

Où l est la longueur chargée en mètres.

N.B : Dans les ponts qui comportent une ou plusieurs portées unitaires dépassant les 200 m, le CPS décrira les charges à prendre en compte.

La charge $A(l)$ est multipliée par le coefficient a_1 de dégressivité transversale donné par le tableau 2.

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
I	1	1	0.9	0.75	0.7
II	1	0.9	-	-	-
III	0.9	0.8	-	-	-

Tab. 2 Valeurs du coefficient a_1 .

A partir de $A(l)$ on calcule $A_1(l)$ selon la relation

$$A_1(l) = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 \times A(l) \\ 4 - 0.002 l \end{array} \right. \quad [KN/m^2] \quad (5)$$

Les deux fonctions $A_1(l)$ décrites par la relation 5 sont représentées graphiquement dans la figure 5. On peut déduire que

$$A_1(l) = \begin{cases} a_1 \times A(l) & \text{pour } l \notin [l_1, l_2] \\ 4 - 0.002 l & \text{pour } l \in [l_1, l_2] \end{cases} \quad (6)$$

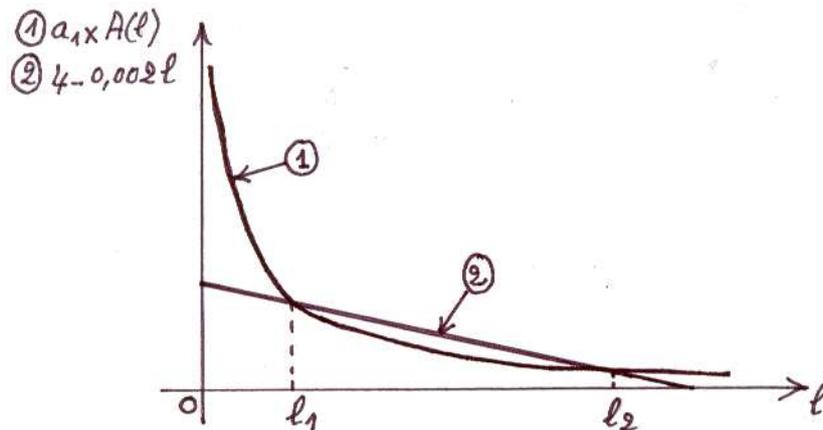


Fig. 5 Représentation graphique de la charge $A_1(l)$.

Le tableau 3 donne les différentes valeurs des longueurs l_1 et l_2 qui dépendent du coefficient a_1 .

a_1	1	0.9	0.8	0.75	0.7
l_1 (m)	343	200	141	121	103
l_2 (m)	495	753	927	1005	1080

Tab. 3 Valeurs de l_1 et l_2 .

Pour obtenir la charge finale $A_2(l)$, le système $A_1(l)$ est multiplié par le coefficient a_2 décrit par

$$a_2 = \frac{v_0}{v} \quad (7)$$

Où

$$v_0 = \begin{cases} 3.50 \text{ m} & \text{pour les ponts de classe 1} \\ 3.0 \text{ m} & \text{pour les ponts de classe 2} \\ 2.75 \text{ m} & \text{pour les ponts de classe 3} \end{cases} \quad (8)$$

v est la largeur réelle d'une voie.

La charge finale $A_2(l)$ est calculée par l'équation

$$A_2(l) = a_2 \times A_1(l) \quad (9)$$

Exercice 1

Calculer la charge $A(l)$ pour le pont représenté dans la figure 6.

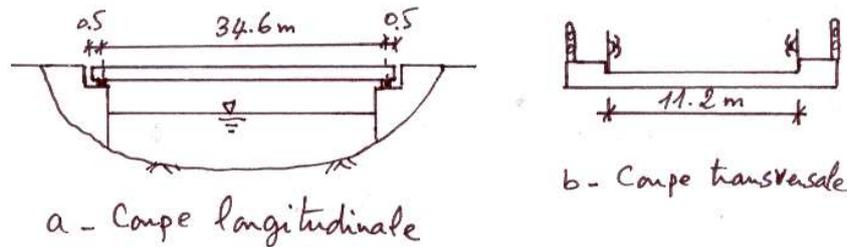


Fig. 6 Détail d'un pont à une seule travée.

Solution

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{12 + l}$$

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{12 + 34.6} = 10.025 \text{ KN/m}^2$$

La largeur roulable $L_r = 11.2 \text{ m} \geq 7 \text{ m} \rightarrow$ Pont de classe 1.

La largeur chargeable $L_c = 11.2 - 2 \times 0.5 = 10.2 \text{ m}$

Le nombre de voies : $n = \text{int}\left(\frac{L_c}{3}\right)$

$$n = \text{int}\left(\frac{10.2}{3}\right) = \text{int}(3.4) = 3$$

La largeur d'une voie : $v = \frac{L_c}{n}$
 $v = \frac{10.2}{3} = 3.4 \text{ m}$

Pont de classe 1
 Nombre de voies $n = 3$ } $\xrightarrow{\text{tab 2}}$ $a_1 = 0.9$

$A_1(l) = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 \times A(l) \\ 4 - 0.002 l \end{array} \right. \quad [KN/m^2]$

$A_1(l) = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.9 \times 10.025 = 9.023 \\ 4 - 0.002 \times 34.6 = 3.931 \end{array} \right. \Rightarrow A_1(l) = 9.023 \text{ KN/m}^2$

Classe 1 $\Rightarrow v_0 = 3.5 \text{ m}$

$a_2 = \frac{v_0}{v}$

$a_2 = \frac{3.5}{3.4} = 1.029$

$A_2(l) = a_2 \times A_1(l)$

$A_2(l) = 1.029 \times 9.023 = 9.285 \text{ KN/m}^2$

Remarque : Le système A(l) n'est pas frappé par le coefficient de majoration dynamique.

3-2.2 Zones d'application du système A(l)

La charge A(l) peut s'appliquer soit sur la longueur totale du pont soit sur quelques parties des travées. Transversalement, cette charge peut être appliquée sur une voie, deux voies..., ou sur toute la largeur de la chaussée portée par le pont. Le choix de la zone d'application du système A(l) dépend essentiellement de l'effet recherché.

Sens transversal : La largeur chargée transversalement comprend un nombre entier de voies de circulation pour donner l'effet maximal considéré (fig. 7).

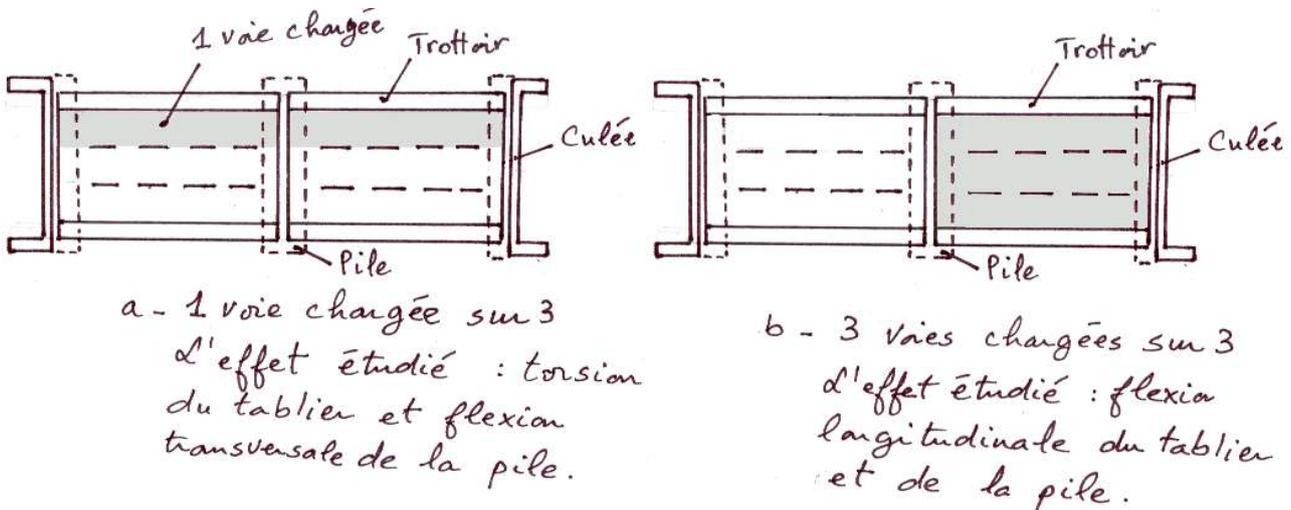
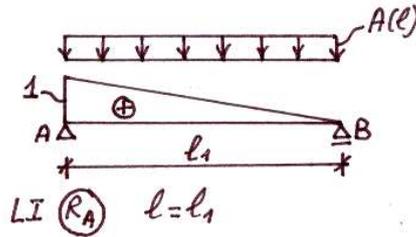


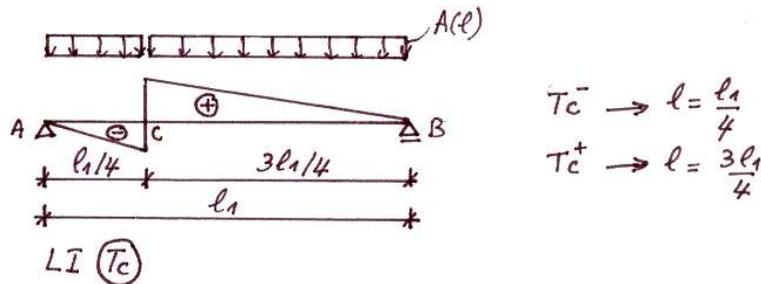
Fig. 7 Disposition en largeur du système A(l).

Sens longitudinal : Les limites des zones chargées doivent coïncider avec les zéros de la ligne d'influence de façon à donner l'effet maximal (fig. 8).

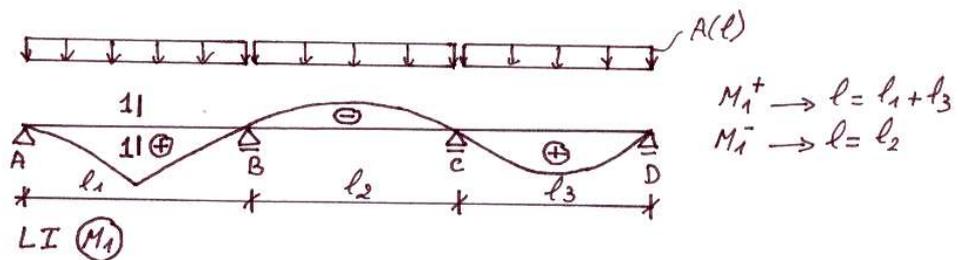
Exemple 1:
Réaction d'appui.



Exemple 2:
Effort tranchant.



Exemple 3:
Moment fléchissant en travée 1.



Exemple 4:
Moment fléchissant à l'appui B.

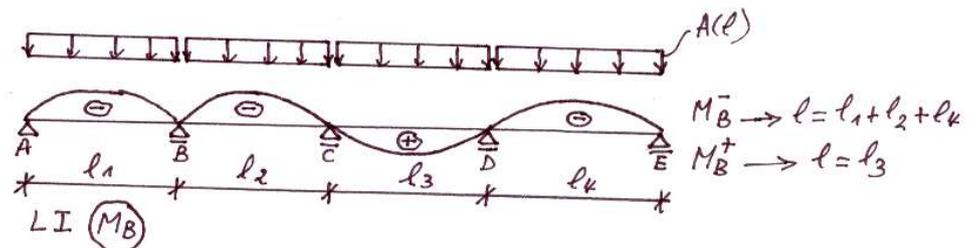


Fig. 8 Disposition en longueur du système A(l).

3-3 Système B

Il comprend 3 sous systèmes distincts indépendant l'un de l'autre :

- Le système Bc qui se compose de camions types.
- Le système Br qui représente une roue isolée.
- Le système Bt qui est constitué de tandems.

Les sous systèmes Bc et Br s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe, le système Bt n'est utilisé que dans les ponts de 1^{ère} et 2^e classe.

3-3.1 Le système Bc

Le camion type pèse 300 KN, il est composé de 3 essieux ; celui d'avant pèse 60 KN, les deux arrières pèsent 120 KN chacun. D'après la figure 9, la longueur d'encombrement d'un camion est de 10.50 m, sa largeur est de 2.50 m. La vue en plan du camion montre que chaque essieu est constitué de 2 roues simples munies de pneumatiques. Leur surface d'impacte est un carré de (0.2 x 0.2) m² pour les roues de l'essieu avant, et de (0.25 x 0.25) m² pour celles des 2 essieux arrières.

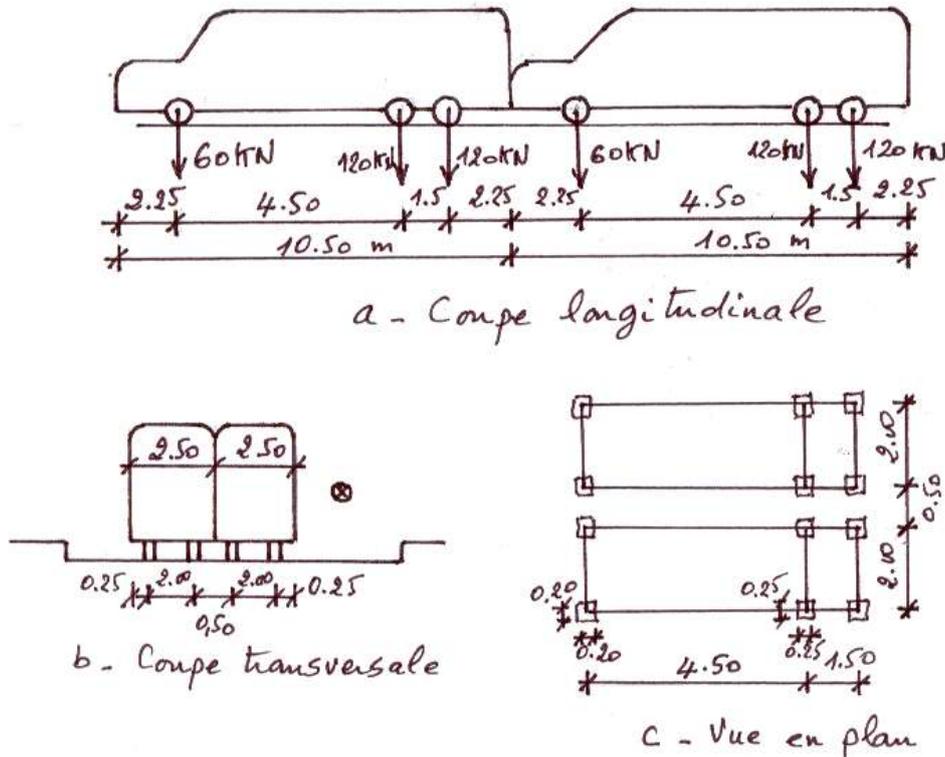


Fig. 9 Disposition du système Bc.

Les charges du système Bc sont multipliées par le coefficient b_c qui dépend de la classe du pont et du nombre de files de camions disposées transversalement (tab. 4).

Classe du pont	Nombre de files disposées transversalement				
	1	2	3	4	≥ 5
I	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
II	1.00	1.00	-	-	-
III	1.00	0.80	-	-	-

Tab. 4 Valeurs du coefficient b_c .

- Longitudinalement, le nombre de camions par file est limité à deux, la distance longitudinale entre deux camions est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.
- Transversalement, le nombre de camions est toujours inférieur ou égal au nombre de voies disponibles. Les camions peuvent être contigus ou séparés pour produire la situation la plus défavorable recherchée.
- Les camions homologues des diverses files sont disposés de front et sont orientés dans le même sens (fig. 10).

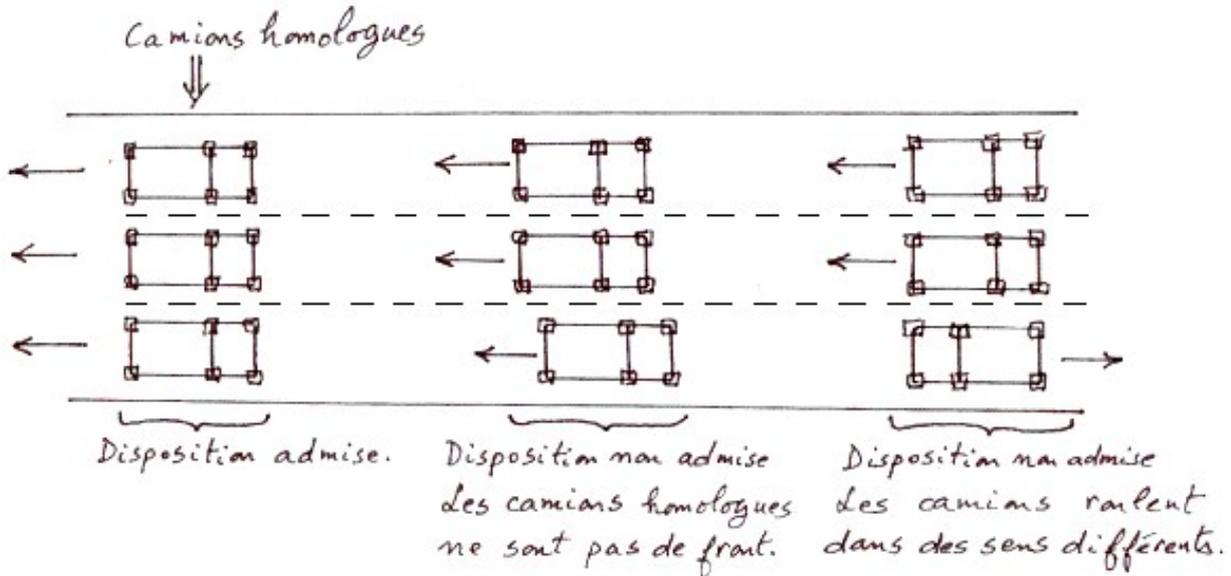


Fig. 10 Disposition en plan des camions Bc homologues.

- Si l'on veut calculer les poutres maîtresses, les camions sont disposés transversalement sur la largeur chargeable (L_c) de telle façon à ce que l'axe de la file de roues la plus excentrée soit à une distance minimale de 0.25 m par rapport à la bordure de trottoir et de 0.75 m par rapport au dispositif de sécurité (fig. 11).

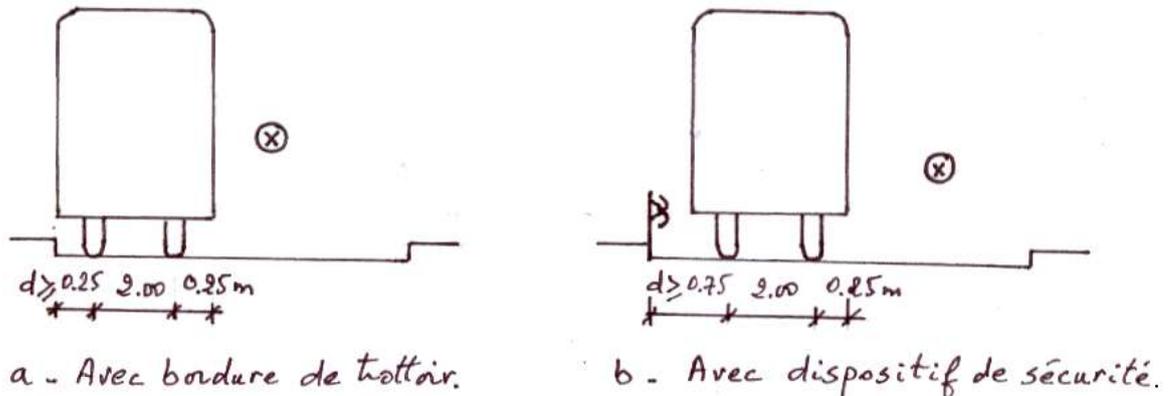


Fig. 11 Dispositions transversales extrêmes d'un camion Bc pour le calcul des poutres maîtresses.

- Si l'on veut calculer les éléments du tablier tels que l'hourdis, le longeron, l'entretoise, la pièce de pont etc., les camions sont disposés transversalement sur la largeur roulable (L_r). L'axe de la file de roues la plus excentrée doit se trouver à une distance minimale de 0.25 m de la bordure de trottoir ou du dispositif de sécurité (fig. 12).

- Dans les ponts biais, pour faciliter les calculs, il est loisible de disposer les camions transversalement selon la parallèle au biais géométrique. Même les impactes des roues peuvent avoir des formes de losanges (fig. 13).

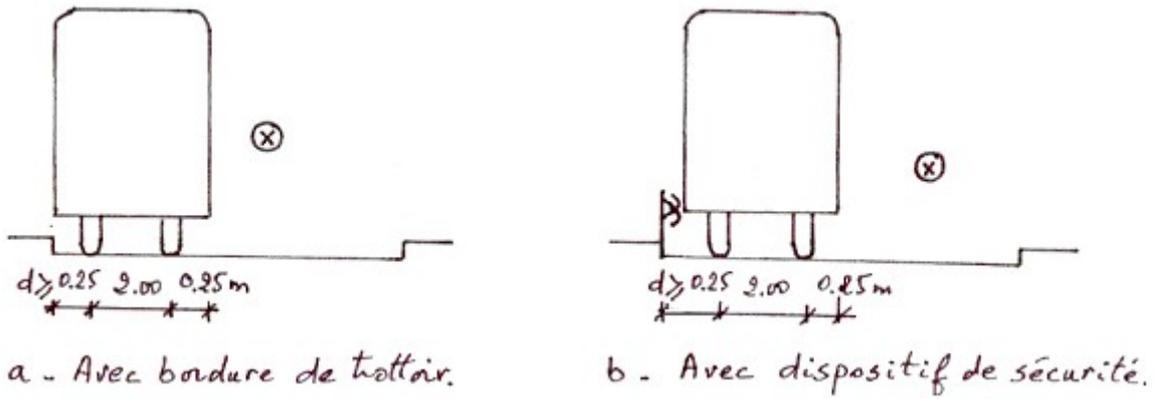


Fig. 12 Dispositions transversales extrêmes d'un camion Bc pour le calcul des éléments du tablier.

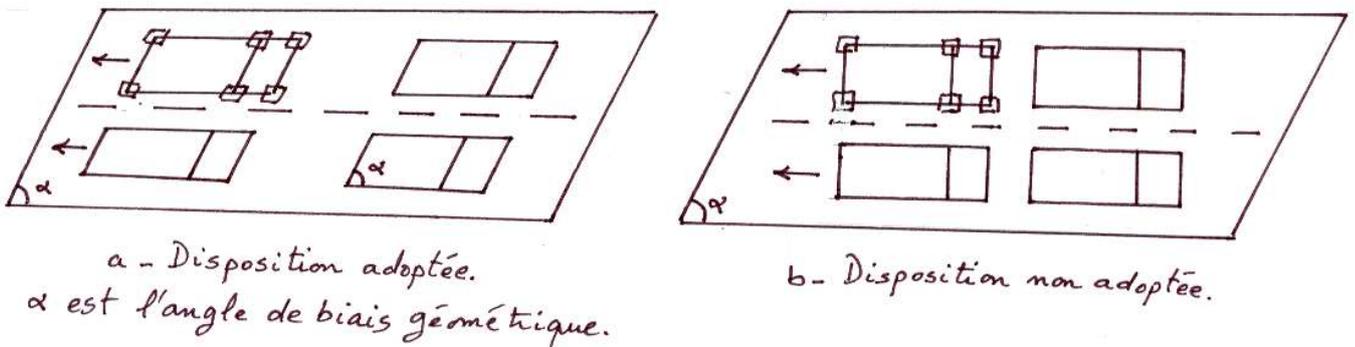


Fig. 13 Disposition en plan du système Bc dans un pont biais.

3-3.2 Le système Br

Il se compose d'une roue isolée de poids égal à 100 kN. Sa surface d'impact est un rectangle dont le grand côté de 0.6 m se trouve dans la direction transversale, le petit côté de 0.3 m est suivant l'axe longitudinal du pont (fig. 14).

La roue Br peut être placée n'importe où sur la largeur roulable, pourvue que le sens de déplacement de la roue suit l'axe longitudinal du tablier. Ce système est souvent utilisé dans l'étude des effets locaux du tablier tel que le poinçonnement de l'hourdis.

Dans les ponts biais, le rectangle d'impact deviendra un parallélogramme dirigé selon le biais géométrique de l'ouvrage.

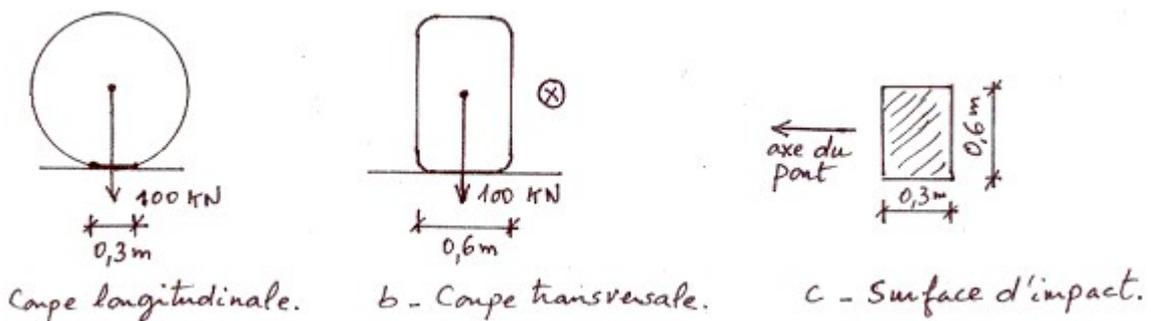


Fig. 14 Disposition du système Br.

3-3.3 Le système Bt

Le tandem type pèse 320 KN, il est composé de 2 essieux identiques dont chacun pèse 160 KN. L'essieu est constitué de 2 roues simples munies de pneumatiques, la surface d'impact d'une roue est un rectangle dont le côté transversal mesure 0.6 m et le côté longitudinal 0.25 m (fig. 15).

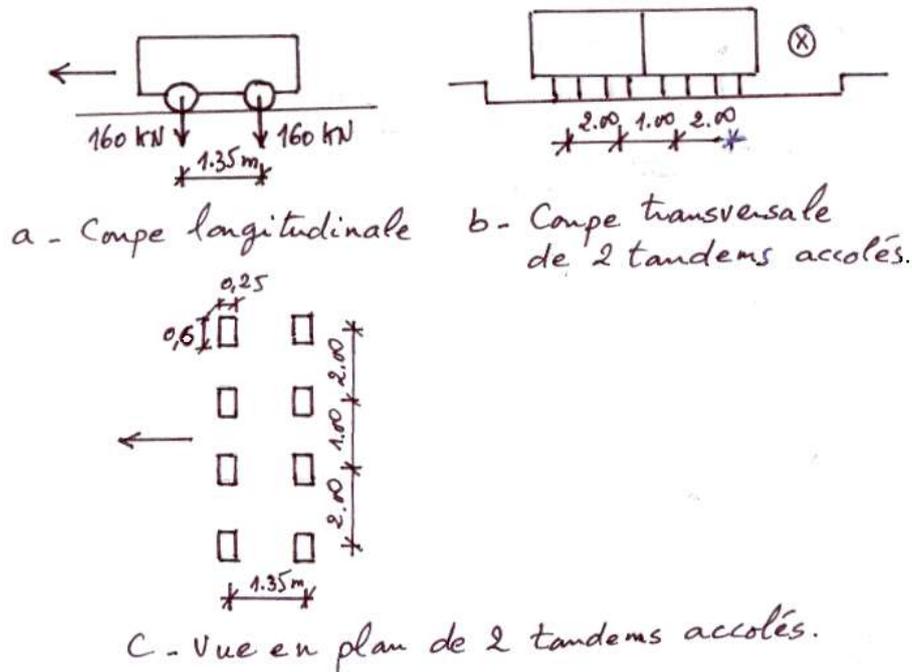


Fig. 15 Disposition du système Bt.

La charge du système Bt est multipliée par le coefficient bt qui dépend de la classe du pont (tab. 5).

Classe du pont	I	II
bt	1.0	0.9

Tab. 5 Valeurs du coefficient bt.

- Longitudinalement, un seul tandem est disposé.
- Transversalement, si le pont ne comporte qu'une seule voie, on disposera d'un seul tandem, si le pont comporte 2 voies et plus, le nombre maximal de tandems disposés transversalement est de 2. Ils peuvent être contigus ou séparer pour produire l'effet le plus défavorable.
- Si l'on veut calculer les poutres maîtresses, les tandems sont disposés transversalement sur la largeur chargeable (L_c). L'axe de la file de roues la plus excentrée doit se situer au minimum à une distance de 0.50 m par rapport à la bordure de trottoir et de 1.00 m par rapport au dispositif de sécurité (fig. 16).
- Si l'on veut calculer les éléments du tablier tels que l'hourdis, le longeron, l'entretoise etc., les 2 tandems sont disposés transversalement sur la largeur roulable (L_r). L'axe de la file de roues la plus excentrée doit se trouver à une distance minimale de 0.50 m de la bordure de trottoir ou du dispositif de sécurité (fig. 17).
- Dans les ponts droits comportant 2 voies et plus, les 2 tandems doivent être disposés de front comme le montre la figure 18.

- Dans les ponts biais, pour faciliter les calculs, on dispose les tandems selon le biais géométrique, de même les impacts des roues doivent former des parallélogrammes dont la forme doit suivre le biais du tablier (fig.19).

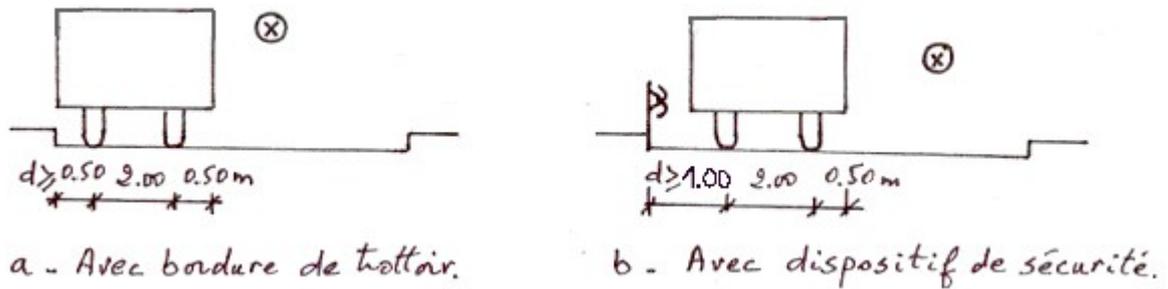


Fig. 16 Dispositions transversales extrêmes d'un tandem Bt pour le calcul des poutres maîtresses.

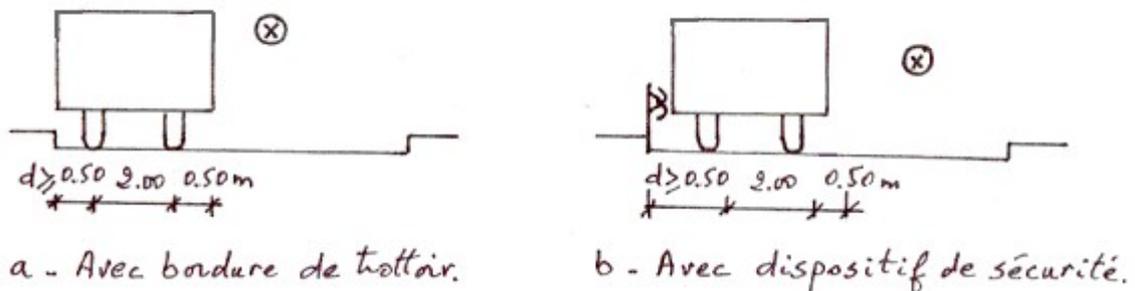


Fig. 17 Dispositions transversales extrêmes d'un tandem Bt pour le calcul des éléments du tablier.

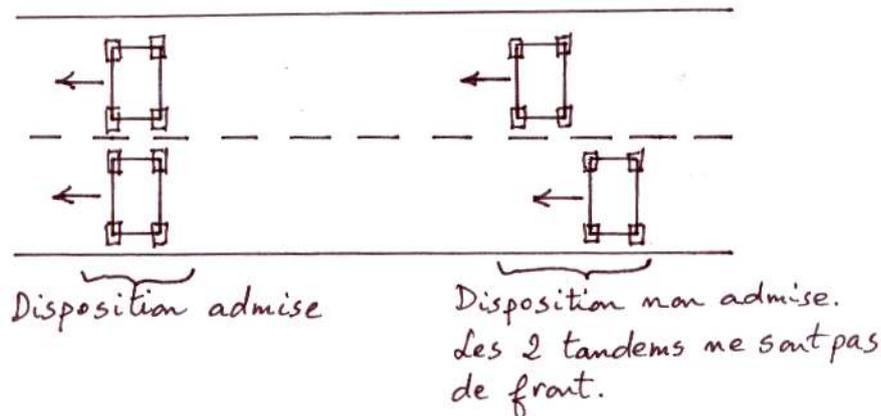


Fig. 18 Dispositions en plan du système Bt dans un pont droit.

Remarques importantes :

- 1- Les systèmes A(l) et B sont distincts et indépendants et ne peuvent être appliqués simultanément.
- 2- Dans l'étude globale du tablier telle la flexion longitudinale des poutres, l'effet de freinage, les réactions des appuis etc., chacun des 2 systèmes doit être considéré successivement. Par ailleurs, dans l'étude locale d'un élément du tablier tel que hourdis, entretoise, longeron etc., seul le système B est pris en compte.

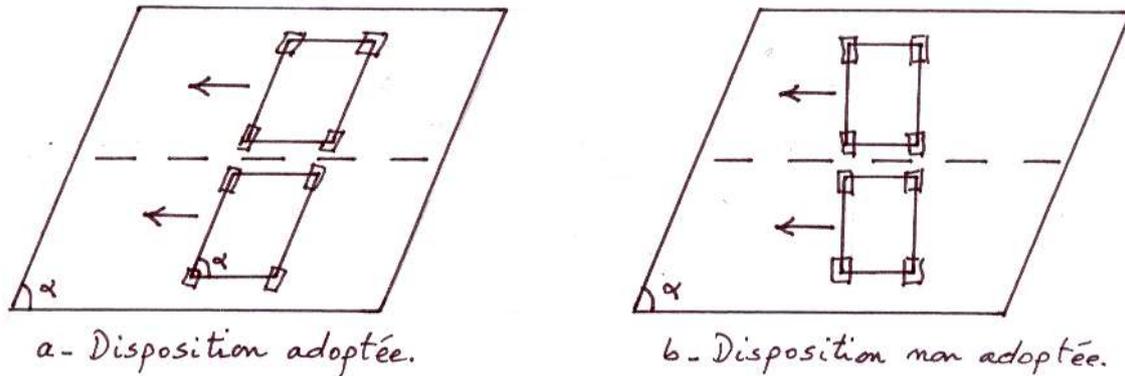


Fig. 19 Disposition en plan du système Bt dans un pont biais.

3-3.4 Le coefficient de majoration dynamique (δ)

Du fait que les charges B sont mobiles, leurs valeurs statiques sont amplifiées par un coefficient de majoration dynamique ($\delta > 1$).

$$\delta = 1 + \alpha + \beta \quad (10)$$

Où
$$\alpha = \frac{0.4}{1 + 0.2 L} \quad (11)$$

L : La longueur en mètres de l'élément étudié.

$$\beta = \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} \quad (12)$$

G : La charge permanente.

S : La charge la plus élevée des essieux du système B qu'il sera possible de placer sur le tablier et pour une longueur L.

$$\left. \begin{array}{l} S = b_c \times B_c \\ \text{ou bien } S = B_r \\ \text{ou bien } S = b_t \times B_t \end{array} \right\} \quad (13)$$

Soit
$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} \quad (14)$$

- Quand il s'agit de calculer les poutres principales ou les fermes maîtresses, la longueur L est celle de la portée de la travée considérée, la charge permanente G est le poids total de cette travée. Le coefficient de majoration ainsi calculé est appliqué aux poutres principales et aux entretoises si elles relient des poutres multiples.

$$L = L_p \quad (15)$$

- Quand il s'agit de calculer le tablier d'un pont à poutres ou fermes latérales, et que la couverture de ce tablier est une dalle en B.A, la longueur L est calculée par la relation 16, la charge permanente G est le poids total de la partie du tablier sur la longueur L mis à part les poutres ou fermes latérales. G comprendra sur la longueur L l'hourdis, les longerons, les entretoises, la chape d'étanchéité, le revêtement, les trottoirs, les gardes corps et les autres

équipements. Le coefficient de majoration ainsi calculé sera applicable pour les éléments du tablier (hourdis, longerons, et entretoises).

$$L = \text{Inf} [L_p, \text{sup} (L_r, L_B)] \quad (16)$$

Où L_p : La portée de la travée étudiée.

L_r : La largeur roulable.

L_B : L'entre axe des poutres de rive droite et gauche s'il s'agit de poutres multiples, ou bien la distance entre lignes d'appuis intérieurs du tablier sur les 2 poutres ou fermes latérales (fig. 20).

Dans les ponts à poutres en caisson, L_B est la distance entre les plans moyens des âmes de rive des caissons (fig. 20).

- Quand il s'agit de calculer l'ourdis en B.A d'un pont à poutres multiples, la longueur L est calculée par la relation 16, charge permanente G est le poids total de l'hourdis et les éléments reposant sur lui, sur la longueur L. Le coefficient de majoration ainsi calculé sera applicable pour l'hourdis.

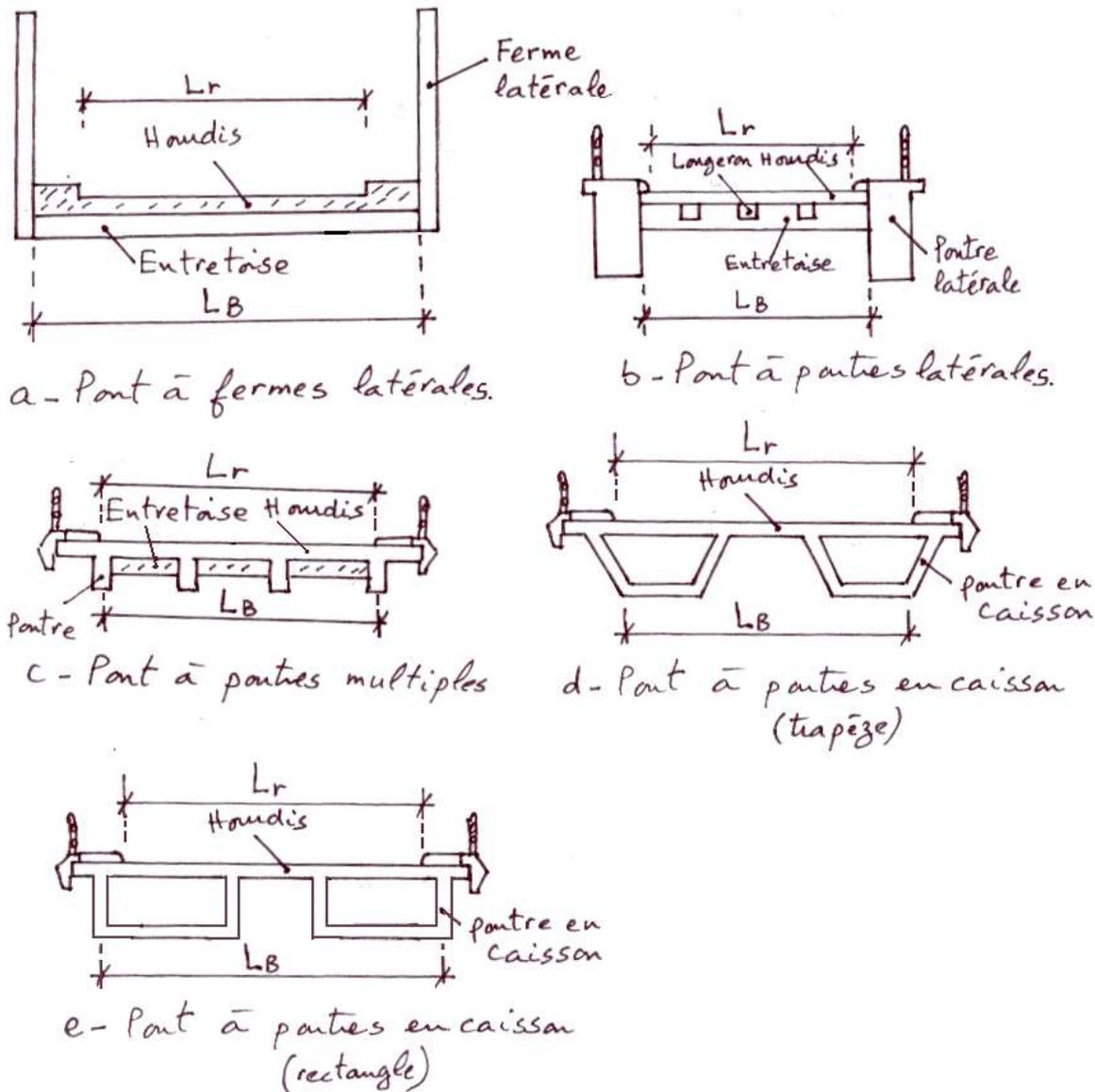


Fig. 20 Différentes configurations de la longueur L_B .

Exercice 2

Soit le pont en B.A représenté dans la figure 21. De portée égale à 20 m, le tablier est constitué de poutres multiples sous chaussée de 1.10 m de hauteur et 0.40 m de largeur, la couverture du tablier est assurée par un hourdis en B.A d'épaisseur égale à 0.20 m supportant un revêtement constitué de :

- Une couche de roulement en béton bitumineux (BB) d'épaisseur $e_r = 6$ cm.
- Une chape d'étanchéité d'épaisseur $e_c = 2$ cm.

- 1- Calculer la réaction d'appui due à la charge permanente.
- 2- a)- Tracer la ligne d'influence de la réaction d'appui.
b)- En déduire la réaction maximale d'appuis due au système A(l).

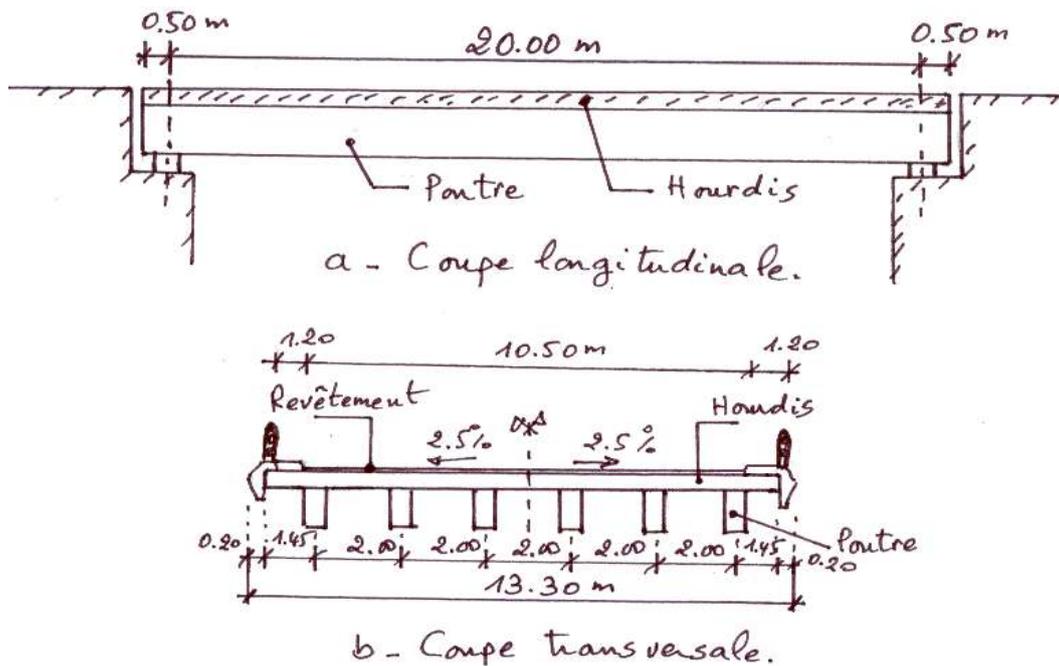


Fig. 21 Tablier du pont en B.A.

Solution

1- Calculons la charge permanente par mètre linéaire du tablier (cf. 2-1 et 2-2).

- Les poutres en B.A : $g_1 = 6 \times (0.4 \times 1.10 \times 25) = 66.00$ KN/ml.
- L'hourdis en B.A : $g_2 = 0.2 \times 12.90 \times 25 = 64.50$ KN/ml.
- La chape d'étanchéité : $g_3 = 0.02 \times 10.50 \times 20 = 4.20$ KN/ml.
- La couche de roulement en B.B. : $g_4 = 0.06 \times 10.50 \times 22 = 13.86$ KN/ml.
- Les trottoirs et les corniches préfabriquées : $g_5 = 11.25 \times 2 = 22.50$ KN/ml.
- Les garde corps : $g_6 = 1 \times 2 = 2.00$ KN/ml.

Le poids total d'un mètre linéaire du tablier : $g_t = \sum_{i=1}^6 g_i = 173.060$ KN/ml

Remarques :

- 1- Pour assurer la pente transversale de 2.5 % pour le revêtement, on dépose le tablier sur des dés d'appuis de hauteurs variables entre les côtés de droite et de gauche d'une part et l'axe du tablier de l'autre part (fig. 22). Une deuxième solution peut être utilisée, c'est celle d'une forme de béton établie sur l'hourdis avec des épaisseurs variables pour réaliser la pente transversale.

- 2- Les plots antisismiques servent à empêcher l'échappement latéral du tablier lors d'un séisme. Ces plots sont en béton légèrement armé pour favoriser leur endommagement lorsqu'ils entrent en collision avec les poutres adjacentes sans que ces dernières ne soient gravement endommagées.

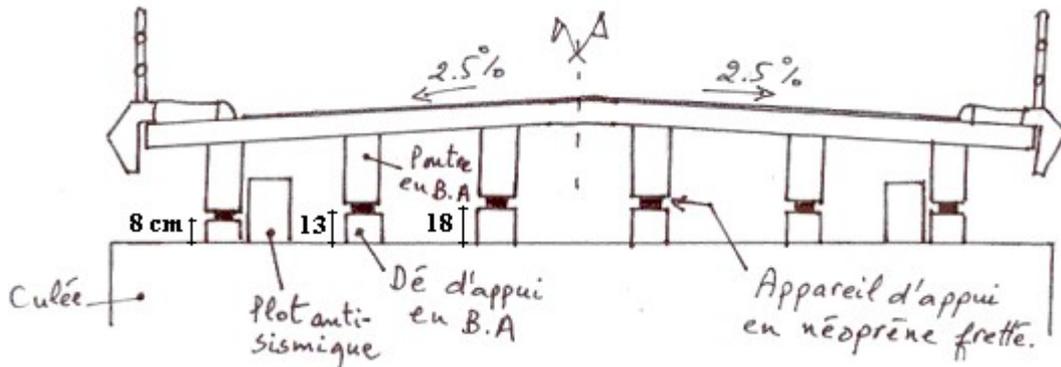
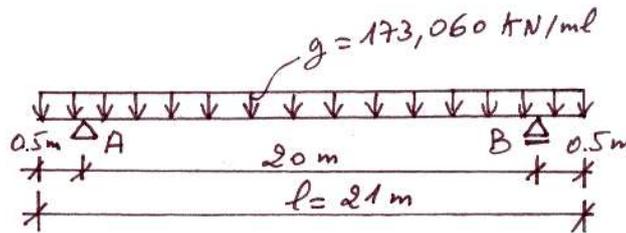


Fig. 22 Coupe transversale du tablier montrant les dés d'appuis et les plots antisismiques.

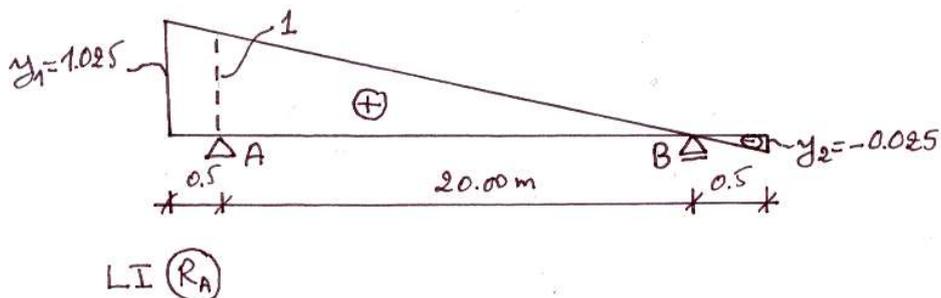
Sous la charge permanente g on aura

$$R_A = R_B = g \frac{l}{2}$$

$$R_A = R_B = 173.06 \times \frac{21}{2} = 1817.130 \text{ KN}$$



- 2- a)- La ligne d'influence de la réaction d'appui R_A a la forme



Les valeurs de y_1 et y_2 sont calculées en utilisant les triangles semblables.

$$\frac{y_1}{20.5} = \frac{1}{20} \Rightarrow y_1 = 1.025$$

$$\frac{y_2}{0.5} = -\frac{1}{20} \Rightarrow y_2 = -0.025$$

On peut démontrer que la valeur de y_1 dépasse la valeur de 1 en plaçant la charge unitaire $P = 1$ dans le porte à faux qui se trouve à gauche de A. On a d'après la figure ci-dessous

$$x < x_A \Rightarrow R_B < 0$$

On a aussi

$$R_A + R_B = 1 \Rightarrow R_A = 1 - R_B > 1$$

$$R_A > 1 \Rightarrow y_1 > 1$$



2- b)- La réaction maximale de l'appui A est obtenue en chargeant la partie positive de la ligne d'influence de R_A , soit

$$l = 20 + 0.5 = 20.5 \text{ m}$$

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{12 + l}$$

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{12 + 20.5} = 13.377 \text{ KN / m}^2$$

La largeur roulable $L_r = 10.50 \text{ m} > 7 \text{ m} \rightarrow$ Pont de classe 1.

La largeur chargeable $L_c = L_r = 10.50 \text{ m}$.

Le nombre de voies : $n = \text{int}\left(\frac{L_c}{3}\right)$

$$n = \text{int}\left(\frac{10.5}{3}\right) = \text{int}(3.5) = 3$$

La largeur d'une voie : $v = \frac{L_c}{n}$

$$v = \frac{10.5}{3} = 3.5 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pont de classe 1} \\ \text{Nombre de voies } n = 3 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{tab 2}} a_1 = 0.9$$

$$A_1(l) = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 \times A(l) \\ 4 - 0.002 l \end{array} \right. \quad [\text{KN / m}^2]$$

$$A_1(l) = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.9 \times 13.377 = 12.039 \\ 4 - 0.002 \times 20.5 = 3.959 \end{array} \right. \Rightarrow A_1(l) = 12.039 \text{ KN / m}^2$$

Classe 1 $\Rightarrow v_0 = 3.5 \text{ m}$

$$a_2 = \frac{v_0}{v}$$

$$a_2 = \frac{3.5}{3.5} = 1$$

$$A_2(l) = a_2 \times A_1(l)$$

$$A_2(l) = 12.039 \text{ KN} / m^2$$

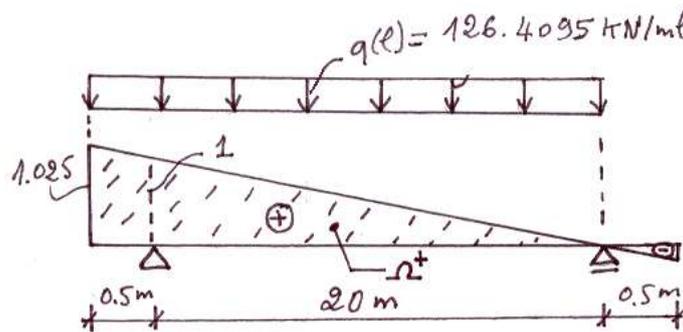
La charge $q(l)$ par mètre linéaire du tablier, due au système $A(l)$ est calculée par la relation

$$q(l) = A_2(l) \times \underbrace{n \times v}_{L_c}$$

$$q(l) = 12.039 \times 10.50 = 126.4095 \text{ KN} / m$$

En multipliant la charge $q(l)$ par l'aire de la partie positive Ω^+ de la ligne d'influence de R_A , on obtiendra la réaction R_A^{\max} .

$$R_A^{\max} = q(l) \times \Omega^+$$



D'après la figure ci-dessus

$$\Omega^+ = \frac{1}{2} \times 20.5 \times 1.025 = 10.50625$$

$$R_A^{\max} = 126.4095 \times 10.50625 = 1328.090 \text{ KN}$$

Exercice 3 (suite de l'exercice 2)

- 1- Calculer les coefficients de majoration dynamique des systèmes Bc, Br et Bt dans les deux cas suivants :
 - a)- Etude des poutres principales.
 - b)- Etude de l'hourdis.
- 2- Quelles sont les réactions maximales et minimales d'appuis sous les charges Bc et Bt ?

Solution

1- a)- Etude des poutres principales :

Le coefficient de majoration dynamique est donné par la relation

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Puisqu'il s'agit de poutres maîtresses, la longueur

$$L = L_p = 20 \text{ m}$$

La charge permanente G est le poids du tablier sur la longueur L_t de la travée.

$$G = g_t \times L_t$$

Soit : $G = 173.060 \times 21 = 3634.260 \text{ KN}$

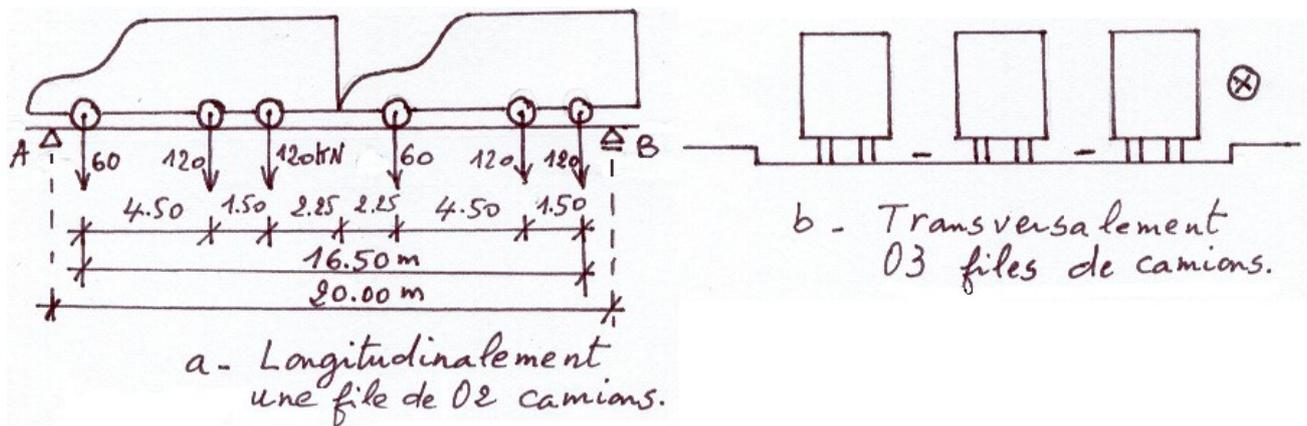
Pour chaque système, on calcule la surcharge maximale qu'on peut mettre sur une longueur de tablier $L_t = 21$ m.

Le système Bc :

La longueur de travée de 21 m suffit pour mettre 2 camions longitudinalement. Transversalement, on peut disposer 3 files de camions puisque le nombre de voies est de 3.

Le nombre total de camions est de 6.

Soit $B_c = 6 \times 300 = 1800$ KN.



$$\left. \begin{array}{l} \text{Pont de classe 1} \\ \text{Nombre de voies } n = 3 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{tab 4}} b_c = 0.95$$

$$S_{Bc} = b_c \times B_c$$

$$S_{Bc} = 0.95 \times 1800 = 1710 \text{ KN}$$

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 20} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{3634.26}{1710}} = 1.143$$

Le système Br :

On ne peut disposer qu'une seule roue le long du tablier.

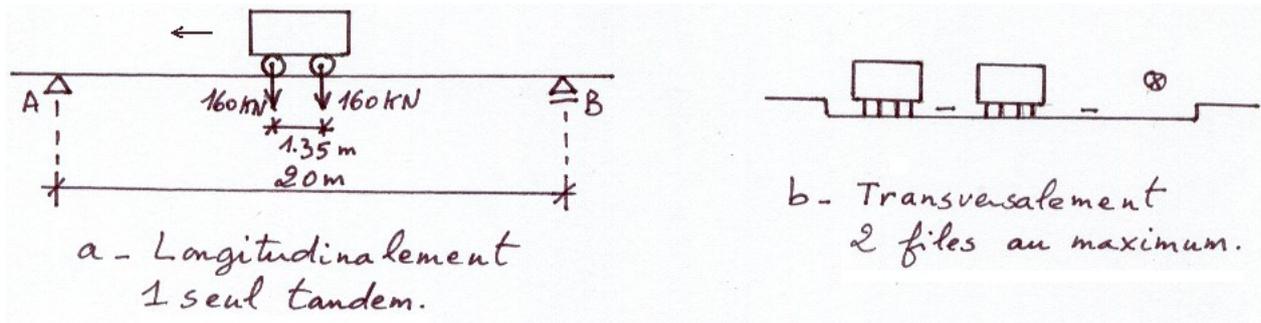
$$S_{Br} = 100 \text{ KN}$$

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 20} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{3634.26}{100}} = 1.084$$

Le système Bt :

On ne peut disposer qu'un seul tandem longitudinalement, mais transversalement 2 tandems sont permis.

Soit $B_t = 2 \times 320 = 640$ KN



Pont de classe 1 $\xrightarrow{\text{tab 5}}$ $b_t = 1.0$

$$S_{Bt} = b_t \times B_t$$

$$S_{Bt} = 640 \text{ KN}$$

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 20} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{3634.26}{640}} = 1.105$$

1- b)- Etude de l'hourdis :

La longueur de l'élément se calcule par la relation

$$L = \text{Inf} [L_p, \text{sup} (L_r, L_B)]$$

D'après la figure 21 :

$$L_p = 20 \text{ m} .$$

$$L_r = 10.50 \text{ m} .$$

$$L_B = 10 \text{ m} .$$

$$L = \text{Inf} [20, \text{sup} (10.5, 10)] = 10.50 \text{ m} .$$

Le poids propre par mètre linéaire de l'hourdis et des éléments qu'il supporte :

- L'hourdis en B.A : $g_2 = 0.2 \times 12.90 \times 25 = 64.50 \text{ KN/ml}$.
- La chape d'étanchéité : $g_3 = 0.02 \times 10.50 \times 20 = 4.20 \text{ KN/ml}$.
- La couche de roulement en B.B. : $g_4 = 0.06 \times 10.50 \times 22 = 13.86 \text{ KN/ml}$.
- Les trottoirs et les corniches préfabriquées : $g_5 = 11.25 \times 2 = 22.50 \text{ KN/ml}$.
- Les garde corps : $g_6 = 1 \times 2 = 2.00 \text{ KN/ml}$.

$$\text{Soit le poids total d'un mètre linéaire : } g_h = \sum_{i=2}^6 g_i = 107.060 \text{ KN / ml}$$

La charge permanente G est le poids de l'hourdis et des éléments qu'il supporte sur la longueur L.

$$G = g_h \times L$$

Soit :

$$G = 107.06 \times 10.5 = 1124.130 \text{ KN}$$

Pour chaque système, on calcule la surcharge maximale qu'on peut mettre sur une longueur de tablier $L = 10.50 \text{ m}$.

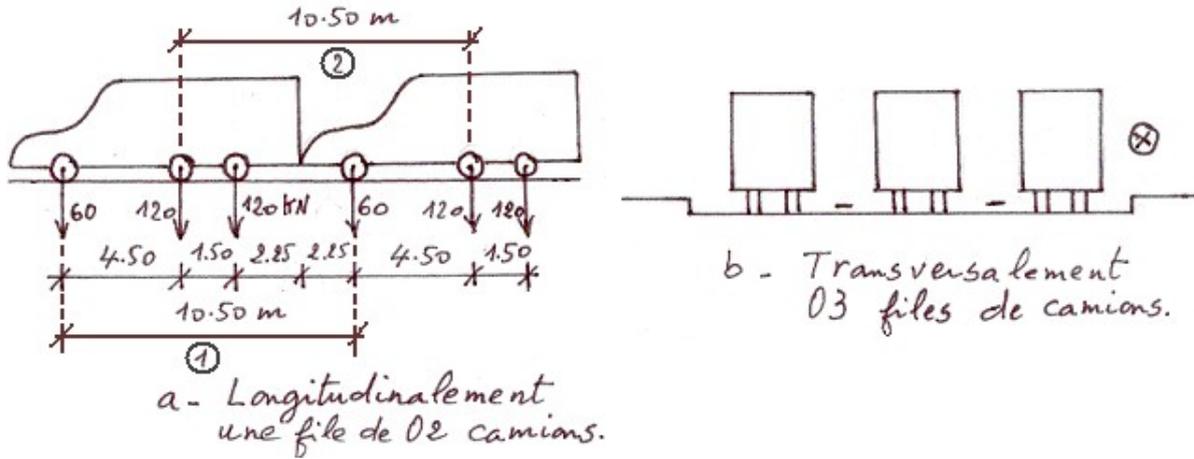
Le système Bc :

La longueur de 10.50 m ne suffit pas pour mettre longitudinalement la totalité des essieux des 2 camions Bc. On cherchera donc la charge maximale qu'il est possible de disposer sur 10.50 m.

D'après la figure ci-dessous, la disposition 1 permet d'avoir une charge de 360 KN sur la longueur de 10.50 m, la 2^e nous donne 420 KN qui est la charge maximale.

Transversalement on peut disposer 3 files de camions puisqu'on dispose de 3 voies. La charge totale est donc

$$B_c = 3 \times 420 = 1260 \text{ KN.}$$



$$S_{Bc} = b_c \times B_c$$

$$S_{Bc} = 0.95 \times 1260 = 1197 \text{ KN}$$

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 10.5} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{1124.13}{1197}} = 1.255$$

Le système Br :

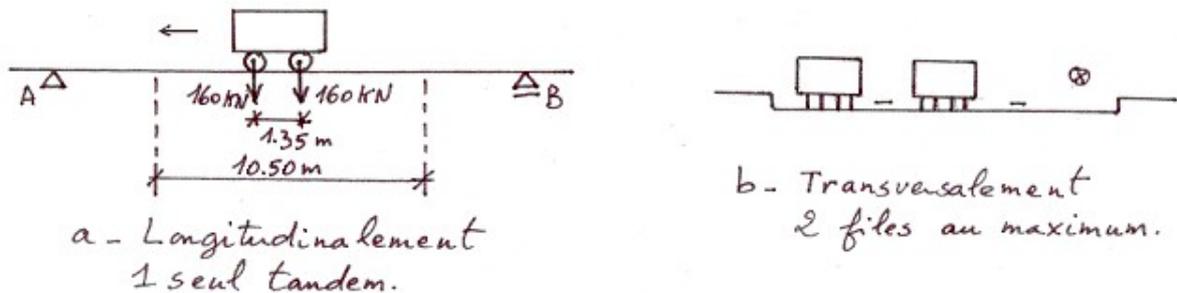
$$S_{Br} = 100 \text{ KN}$$

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 10.5} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{1124.13}{100}} = 1.142$$

Le système Bt :

Longitudinalement, on peut disposer le tandem sur une longueur de 10.50 m, transversalement 2 tandems sont permis.

$$\text{Soit } B_t = 2 \times 320 = 640 \text{ KN}$$



$$S_{Bt} = b_t \times B_t$$

$$S_{Bt} = 640 \text{ KN}$$

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 10.5} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{1124.13}{640}} = 1.204$$

2- a)- Réactions dues au système Bc :

Réaction max : D'après la figure a ci dessous, on a

$$R_A^{\max} = 120 \times \left(1.025 + 0.95 + \frac{0.725}{2} + 0.5 + 0.425 + \frac{0.2}{2} \right) = 403.500 \text{ KN}$$

La réaction maximale est multipliée par ($b_c = 0.95$) et ($\delta_{Bc} = 1.143$). Le coefficient δ_{Bc} est celui correspondant aux poutres principales puisque ce sont elles qui vont transmettre les réactions vers les appuis.

$$R_A^{\max} = 403.500 \times 0.95 \times 1.143 = 438.140 \text{ KN}.$$

Puisqu'on peut mettre 3 files de camions dans le sens transversal, on aura

$$R_A^{\max} = 438.140 \times 3 \Rightarrow R_A^{\max} = 1314.420 \text{ KN}$$

Réaction min : D'après la figure b ci contre, il vient

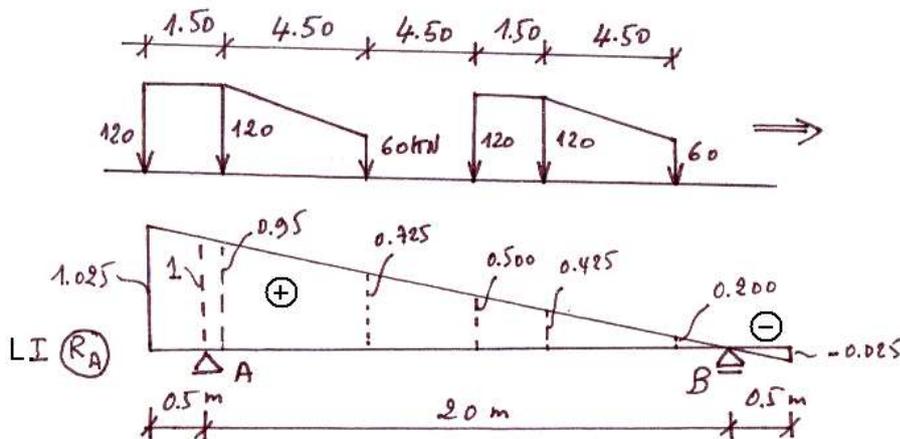
$$R_A^{\min} = 120 \times (-0.025) = -3.000 \text{ KN}$$

Cette réaction minimale est multipliée par ($b_c = 0.95$) et ($\delta_{Bc} = 1.143$).

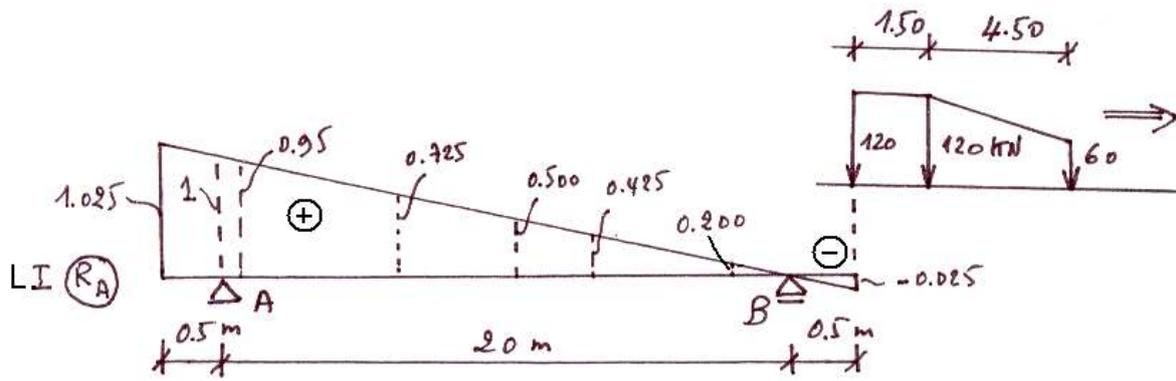
$$R_A^{\min} = -3 \times 0.95 \times 1.143 = -3.258 \text{ KN}$$

Pour 3 files de camions dans le sens transversal, on aura

$$R_A^{\min} = -3.258 \times 3 \Rightarrow R_A^{\min} = -9.774 \text{ KN}$$



a- Emplacement des essieux Bc correspondant à R_A^{\max} .



b- Emplacement des essieux Bc correspondant à R_A^{\min} .

2- b)- Réactions dues au système Bt :

Réaction max : D'après la figure c, on a

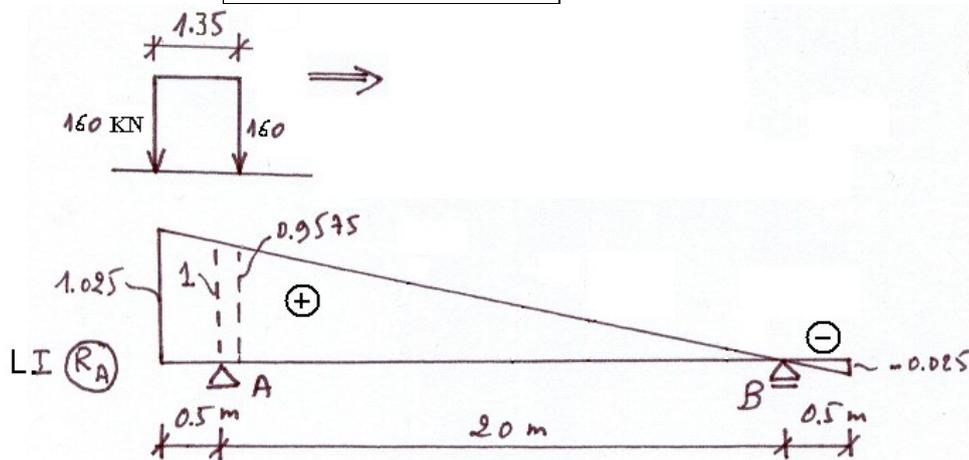
$$R_A^{\max} = 160 \times (1.025 + 0.9575) = 317.200 \text{ KN}.$$

Cette réaction est multipliée par ($b_t = 1.00$) et ($\delta_{Bt} = 1.105$) qui correspond aux poutres principales.

$$R_A^{\max} = 317.2 \times 1 \times 1.105 = 350.506 \text{ KN}.$$

Puisqu'on peut mettre 2 files de tandems dans le sens transversal, on aura

$$R_A^{\max} = 350.506 \times 2 \Rightarrow R_A^{\max} = 701.012 \text{ KN}.$$



c- Emplacement des essieux Bt correspondant à R_A^{\max} .

Réaction min : D'après la figure d, il vient

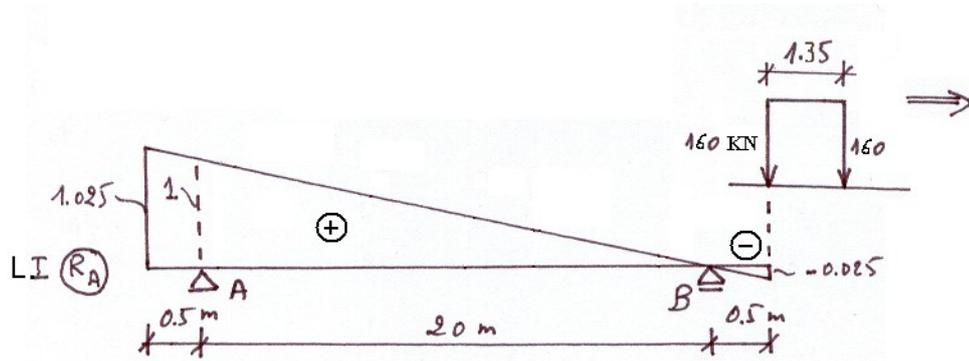
$$R_A^{\min} = 160 \times (-0.025) = -4.000 \text{ KN}$$

Cette réaction minimale est multipliée par ($b_t = 1.00$) et ($\delta_{Bt} = 1.105$).

$$R_A^{\min} = -4 \times 1 \times 1.105 = -4.420 \text{ KN}$$

Pour 2 files de tandems dans le sens transversal, on aura

$$R_A^{\min} = -4.420 \times 2 \Rightarrow R_A^{\min} = -8.840 \text{ KN}$$



d- Emplacement des essieux Bt correspondant à R_A^{\min} .

3-4 La force de freinage (Fr)

Elle est développée par l'un des 2 systèmes A(l) ou Bc. Cette force est supposée centrée sur l'axe longitudinal du tablier et dirigée dans l'un ou l'autre sens de circulation (fig. 23). La force Fr est le maximum des deux effets A(l) et Bc.

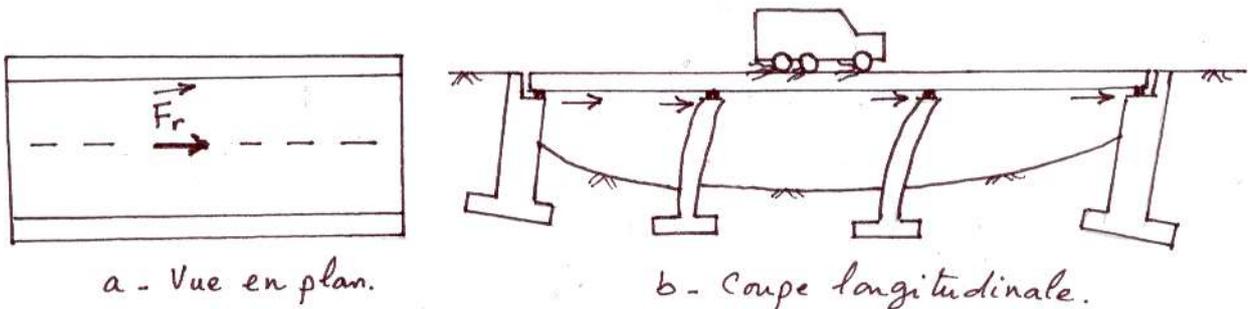


Fig. 23 Effet de freinage sur un pont.

3-4.1 Freinage du au système A(l)

$$Fr(A) = \frac{A_2(l) \cdot S}{20 + 0.0035 S} \dots [KN] \quad (17)$$

Où S est l'aire en plan de la partie du tablier chargée par le système A(l).

3-4.2 Freinage du au système Bc

Parmi les camions disposés sur le pont, un seul est supposé freiner en développant une force égale à son poids.

$$Fr(B_c) = 300 KN \quad (18)$$

N.B : Le coefficient b_c ne s'applique pas à la force de freinage qui n'est pas aussi susceptible de la majoration dynamique.

Exercice 4

Calculer la force de freinage développée dans le tablier d'un pont portique en B.A de portée 13 m.

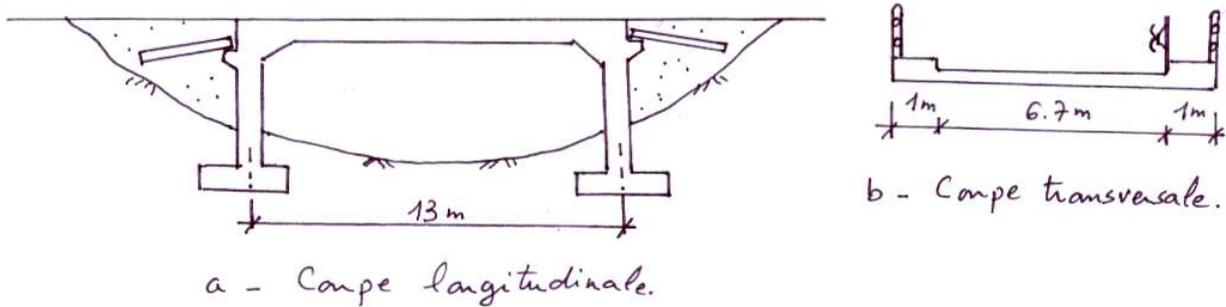


Fig. 24 Exemple d'un pont portique.

Solution

1- Freinage du au système A(l) :

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{12 + l}$$

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{12 + 13} = 16.700 \text{ KN} / m^2$$

La largeur roulable $L_r = 6.70 \text{ m}$

On a $5.5 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m} \rightarrow$ Pont de classe 2.

La largeur chargeable $L_c = L_r - 0.5 = 6.20 \text{ m}$.

Le nombre de voies : $n = \text{int}\left(\frac{L_c}{3}\right)$

$$n = \text{int}\left(\frac{6.2}{3}\right) = 2$$

La largeur d'une voie : $v = \frac{L_c}{n}$

$$v = \frac{6.2}{2} = 3.1 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pont de classe 2} \\ \text{Nombre de voies } n = 2 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{tab 2}} a_1 = 0.9$$

$$A_1(l) = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 \times A(l) \\ 4 - 0.002 l \end{array} \right. \quad [KN / m^2]$$

$$A_1(l) = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.9 \times 16.7 = 15.03 \\ 4 - 0.002 \times 20.5 = 3.974 \end{array} \right. \Rightarrow A_1(l) = 15.030 \text{ KN} / m^2$$

Classe 2 $\Rightarrow v_0 = 3.0 \text{ m}$

$$a_2 = \frac{v_0}{v}$$

$$a_2 = \frac{3}{3.1} = 0.968$$

$$A_2(l) = a_2 \times A_1(l)$$

$$A_2(l) = 0.968 \times 15.03 = 14.549 \text{ KN} / m^2$$

L'aire de la zone chargée par A(l) : $S = L_c \times l$

$$S = 6.2 \times 13 = 80.60 \text{ m}^2$$

$$Fr(A) = \frac{A_2(l) \cdot S}{20 + 0.0035 S} \dots [KN]$$

$$Fr(A) = \frac{14.549 \times 80.6}{20 + 0.0035 \times 80.6} = 57.817 \text{ KN}$$

2- Freinage du au système Bc :

$$Fr(B_c) = 300 \text{ KN}$$

La force de freinage considérée :

$$Fr = \max \left\{ \begin{array}{l} Fr(A) \\ Fr(B_c) \end{array} \right. = 300 \text{ KN}$$

3-5 La force centrifuge (Fc)

Elle est produite uniquement par le système Bc, et ce dans les tabliers qui représentent des courbes en plan. Tous les camions Bc sont susceptibles de produire la force centrifuge.

$$\left. \begin{array}{l} Fc = Bc \times b_c \times \delta_{Bc} \times \frac{(R+150)}{(6R+350)} \text{ pour } R \leq 400 \text{ m} \\ Fc = Bc \times b_c \times \delta_{Bc} \times \frac{80}{R} \text{ pour } R > 400 \text{ m} \end{array} \right\} (19)$$

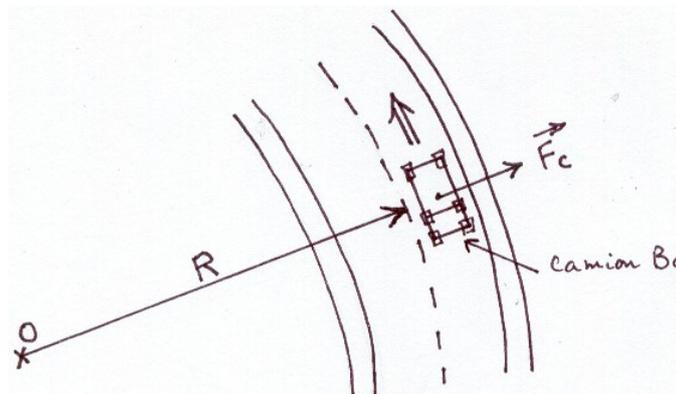


Fig. 25 Direction de la force centrifuge dans un pont courbe.

- La force centrifuge F_c agit sur le tablier par ses 2 composantes ; l'une tangentielle F_t et l'autre verticale F_v (Fig. 26). D'après cette figure, on a

$$\left. \begin{array}{l} F_t = \frac{F_c}{\cos \alpha} \\ \text{et} \\ F_v = F_c \times \operatorname{tg} \alpha \end{array} \right\} (20)$$

Où α est l'angle de dévers du tablier.

- La composante verticale F_v est à cumuler avec les autres charges verticales telles que $A(I)$ et B_c .
- Les effets de la force centrifuge F_c ne sont pas cumulés avec ceux de la force de freinage F_r .

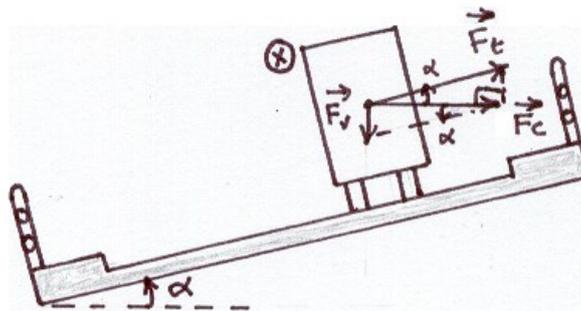


Fig. 26 Composantes de la force centrifuge.

Exercice 5

Un pont mixte est courbe en plan avec un rayon $R = 250$ m et un dévers de 8 % (fig. 27).

- 1- Calculer la force centrifuge maximale développée dans le tablier sachant que le coefficient de majoration dynamique $\delta_{Bc} = 1.180$.
- 2- Quelles sont les composantes ; tangentielle et verticale de cette force ?
- 3- Comment assurer le dévers du tablier ?

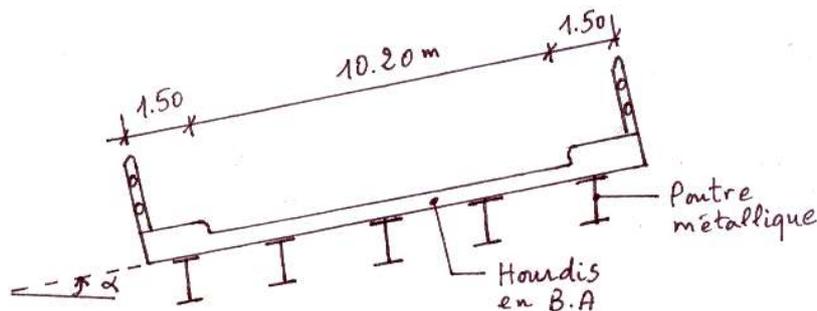


Fig.27 Coupe transversale d'un pont courbe déversé.

Solution

1- La force centrifuge :

La largeur roulable $L_r = 10.20 \text{ m} > 7 \text{ m} \rightarrow$ Pont de classe 1.

La largeur chargeable $L_c = L_r = 10.20 \text{ m}$.

Le nombre de voies : $n = \text{int}\left(\frac{L_c}{3}\right)$

$$n = \text{int}\left(\frac{10.2}{3}\right) = \text{int}(3.4) = 3$$

La largeur d'une voie : $v = \frac{L_c}{n}$

$$v = \frac{10.2}{3} = 3.4 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pont de classe 1} \\ \text{Nombre de voies } n = 3 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{tab 4}} b_c = 0.95$$

$$R = 250 < 400 \text{ m} \Rightarrow F_c = B_c \times b_c \times \delta_{B_c} \times \frac{(R + 150)}{(6R + 350)}$$

$$\text{Soit : } F_c = 300 \times 0.95 \times 1.18 \times \frac{(250 + 150)}{(6 \times 250 + 350)} = 72.714 \text{ KN}$$

Pour 6 camions, on obtient

$$F_c = 72.714 \times 6 = 436.284 \text{ KN}$$

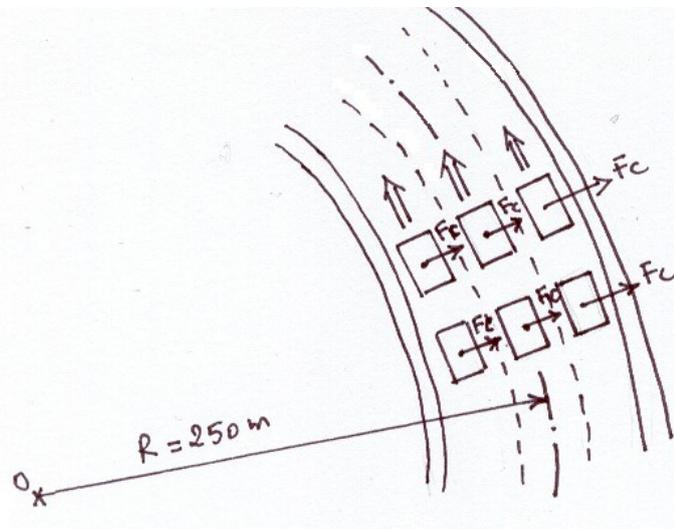


Fig.28 Vue en plan du pont courbe.

Remarque : Chaque voie a son rayon en courbe, mais dans les calculs on prendra en considération seulement le rayon de la courbe en plan qui est assimilée à l'axe longitudinal du pont, soit $R = 250 \text{ m}$.

2- Les composantes de la force centrifuge :

$$\sin \alpha = 0.08 \Rightarrow \alpha = 4.589^\circ.$$

$$\text{La composante tangentielle : } F_t = \frac{F_c}{\cos \alpha}$$

Soit
$$F_t = \frac{436.284}{\cos(4.589)} = 437.687 \text{ KN}$$

$tg \alpha \approx \sin \alpha \approx 0.08$

La composante verticale : $F_v = F_c \times tg \alpha$

Soit
$$F_v = 436.284 \times 0.08 = 34.903 \text{ KN}$$

Cette composante F_v peut être cumulée avec les charges A(l) et Bc.

3- Le dévers du tablier est assuré en variant la hauteur des dés d'appuis entre les côtés de droite et de gauche.

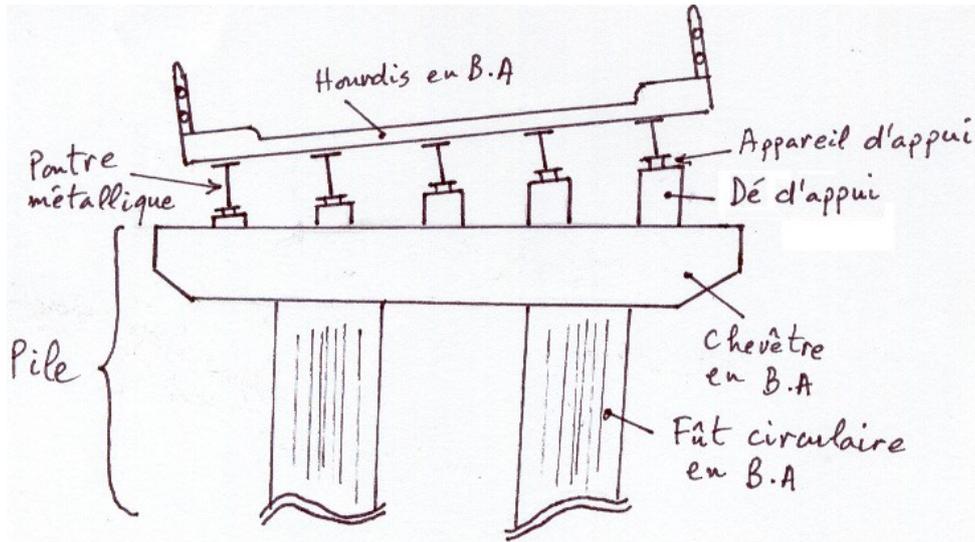


Fig.29 Coupe transversale du pont courbe au niveau de la pile.

3-6 Les charges militaires

Sur les itinéraires permettant la circulation des convois militaires, les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules militaires du type M80 et M120 décrits dans le fascicule 61 du CPS. Chaque type comporte 2 systèmes :

- Mc : Véhicules militaires du type chenilles.
- Me : Véhicules militaires du type essieux.

3-6.1 Le convoi M 80

3-6.1-a Véhicule Mc 80

Il est constitué de 2 chenilles, le poids total du véhicule est de 720 KN.

3-6.1-b Véhicule Me 80

Il est constitué de 2 essieux, le poids total du véhicule est de 440 KN.

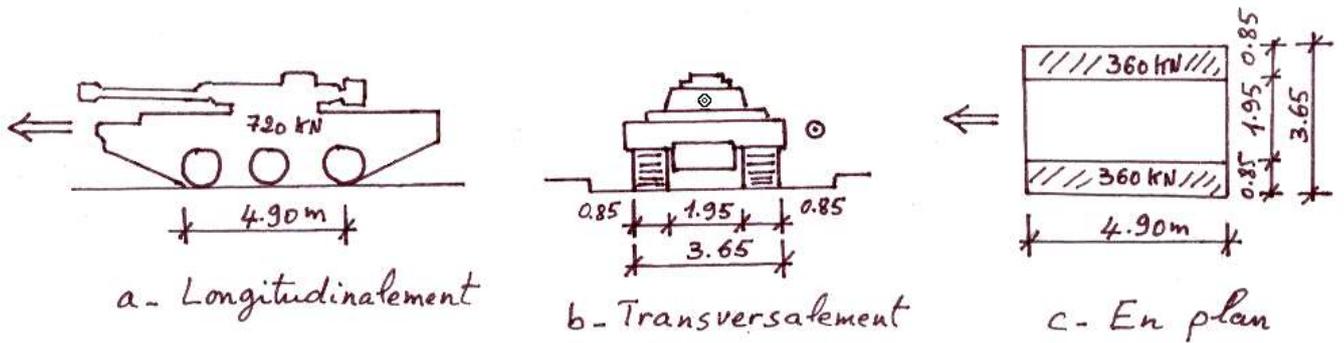


Fig. 30 Véhicule Mc 80.

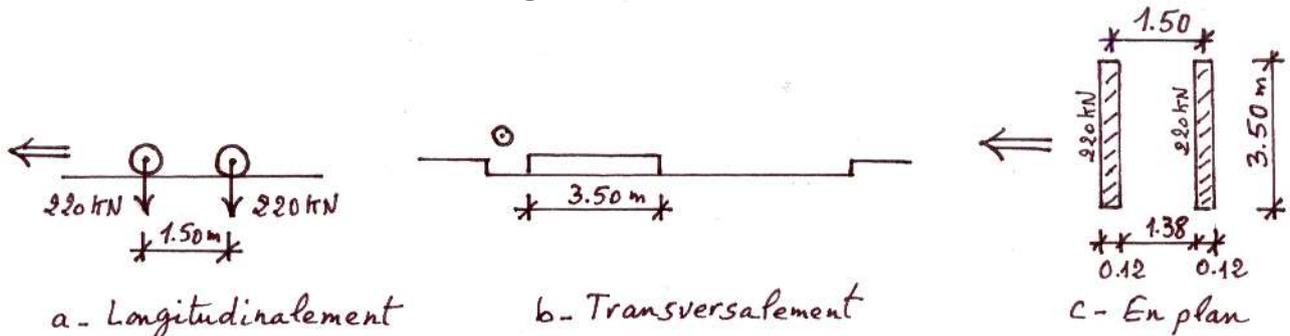


Fig. 31 Véhicule Me 80.

3-6.2 Le convoi M 120

3-6.2-a Véhicule Mc 120

Il est constitué de 2 chenilles, le poids total du véhicule est de 1100 kN.

3-6.2-b Véhicule Me 120

Il est constitué de 2 essieux, le poids total du véhicule est de 660 kN.

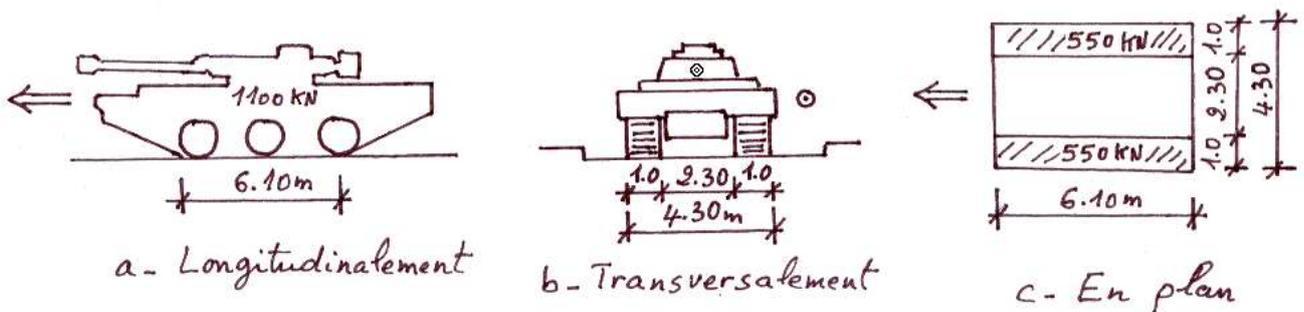


Fig. 32 Véhicule Mc 120.

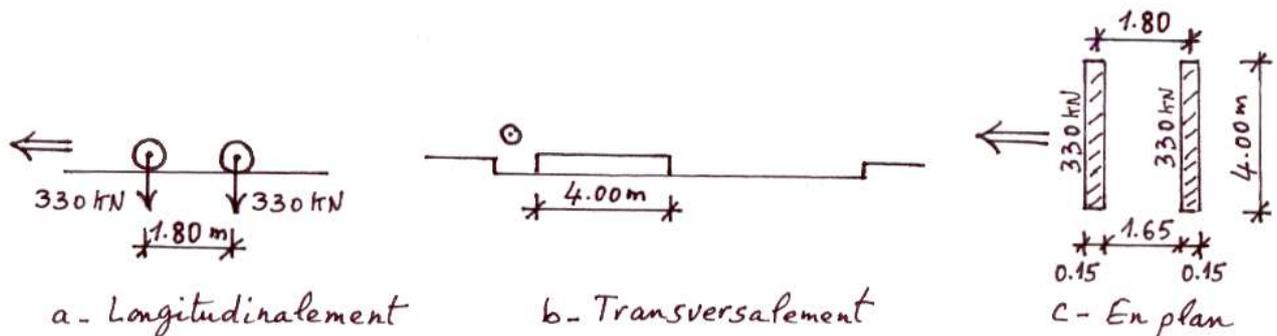


Fig. 33 Véhicule Me 120.

3-6.3 Règles générales de disposition des charges militaires

- Transversalement, un seul convoi est supposé circuler sur la largeur chargeable L_c , quel que soit le nombre de voies disponibles.
- Longitudinalement, le nombre de véhicules Mc disposés parallèlement à l'axe du pont n'est pas limité, la distance minimale entre deux véhicules consécutifs est de 30.50 m. D'où une distance entre axe de 35.40 m pour le Mc 80 et de 36.60 m pour le Mc 120 (fig. 34).
- Les charges militaires sont concernées par la majoration dynamique (eq. 14).
- Le convoi militaire est supposé ne développer ni force de freinage ni force centrifuge.
- Dans les ponts biais, les rectangles d'impact sont disposés selon le biais (fig. 35).

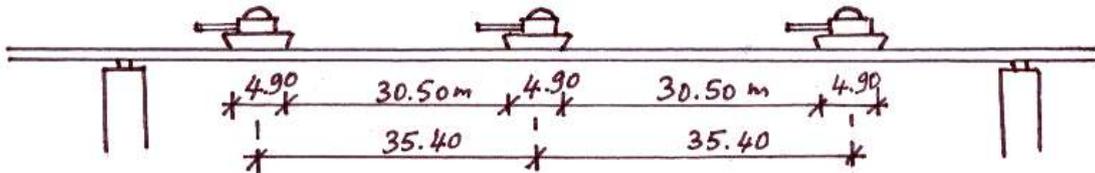


Fig. 34 Exemple de disposition longitudinale du système Mc 80.

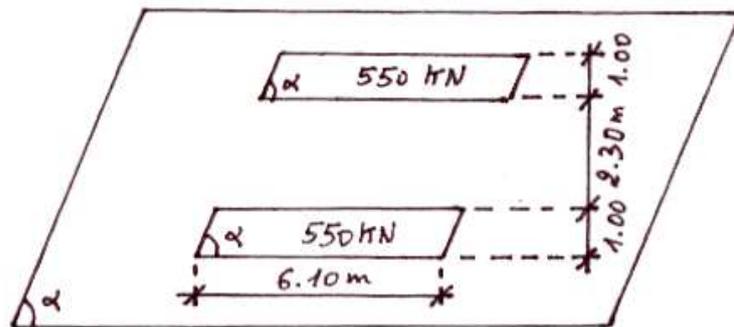


Fig. 35 Exemple de disposition en plan d'un véhicule Mc 120 dans un pont biais.

Exercice 6

Un pont routier métallique de portée de 60 m est constitué de 2 fermes latérales. De poids propre égal à 120 KN/ml, cet ouvrage est supposé reprendre les charges d'un convoi militaires du type Mc 120. Calculer le moment fléchissant maximal développé à mi travée du pont.

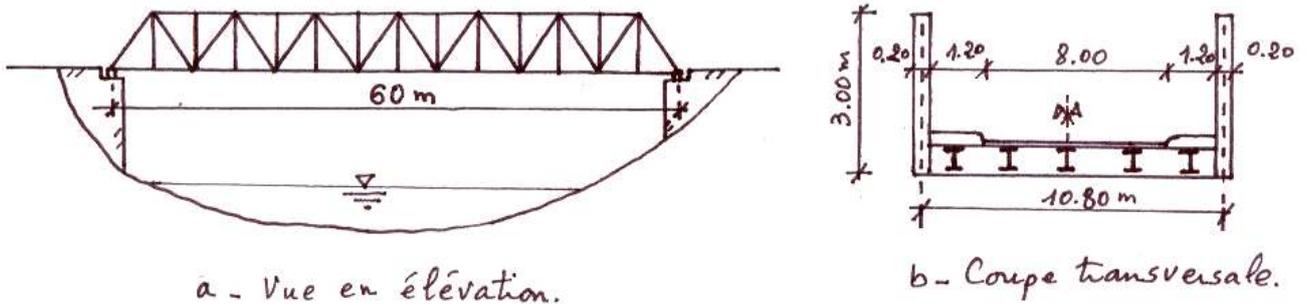


Fig. 36 Vue générale du pont.

Solution

Avant de calculer le moment fléchissant maximal, on doit tout d'abord connaître la valeur du coefficient de majoration dynamique.

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Puisqu'il s'agit d'une étude globale du pont, la longueur

$$L = L_p = 60 \text{ m}$$

Le poids propre total de la travée étudiée.

$$G = g_t \times L_t$$

Soit : $G = 120 \times 60 = 7200 \text{ KN}$

La surcharge S est obtenue en disposant le maximum de charge du système Mc 120 sur l'ouvrage, soit 2 véhicules (Fig. 37).

$$S = 2 \times 1100 = 2200 \text{ KN}$$

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 60} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{7200}{2200}} = 1.073$$

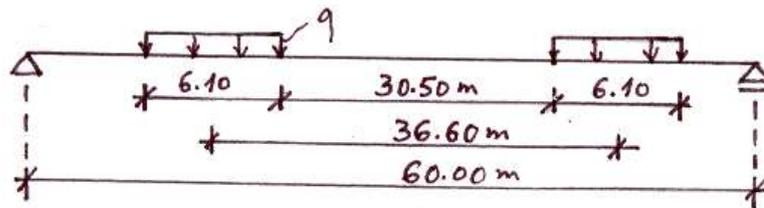


Fig. 37 Disposition longitudinale maximale des véhicules Mc 120.

Le poids par mètre d'un véhicule Mc 120 est

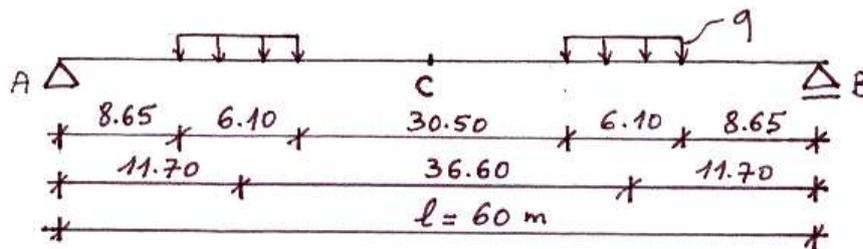
$$q = \frac{1100}{6.1} = 180.328 \text{ KN/ml}$$

Pour calculer le moment fléchissant maximal à mi travée, on peut envisager 2 cas :

Le 1^{er} cas : 2 véhicules Mc 120 disposés symétriquement par rapport au milieu C de la travée.

$$R_A = R_B = 1100 \text{ KN}$$

$$M_C = R_A \times \frac{l}{2} - 1100 \times \frac{36.6}{2} = 12870 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

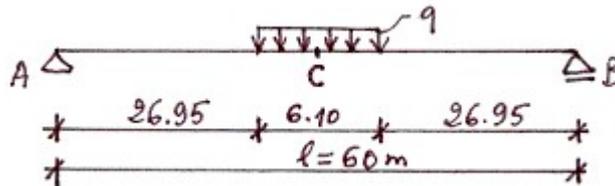


Le 2^e cas : 1 véhicule Mc 120 disposé au milieu de la travée.

$$R_A = R_B = \frac{1100}{2} = 550 \text{ KN}$$

$$M_C = R_A \times \frac{l}{2} - q \times \left(\frac{6.1}{2}\right) \times \left(\frac{6.1}{4}\right)$$

$$M_C = 550 \times \frac{60}{2} - \frac{1100}{6.1} \times \frac{(6.1)^2}{8} = 15661.250 \text{ KN} \cdot m$$



$$M_C = \max(M_C^1, M_C^2) = 15661.250 \text{ KN} \cdot m$$

Ce moment doit être multiplié par le coefficient de majoration dynamique δ_{Mc120} , soit

$$M_C = 15661.25 \times 1.073 = 16804.521 \text{ KN} \cdot m$$

3-7 Les charges exceptionnelles

Certains itinéraires permettent la circulation de convois exceptionnels du type D et E. Ce type de charges est indiqué par le CPS du projet de pont à réaliser.

3-7.1 Le convoi type D

C'est une remorque composée de 3 éléments dont chacun comporte 4 lignes à 2 essieux (Fig. 38). Le poids total du convoi D est de 2400 KN, cette charge est supposée uniformément répartie au niveau de la chaussée et sur un rectangle de 18.60 m de long et 3.20 m de large. Soit

$$q_D = \frac{2400}{18.6 \times 3.2} \approx 40.323 \text{ KN/m}^2 \quad (21)$$

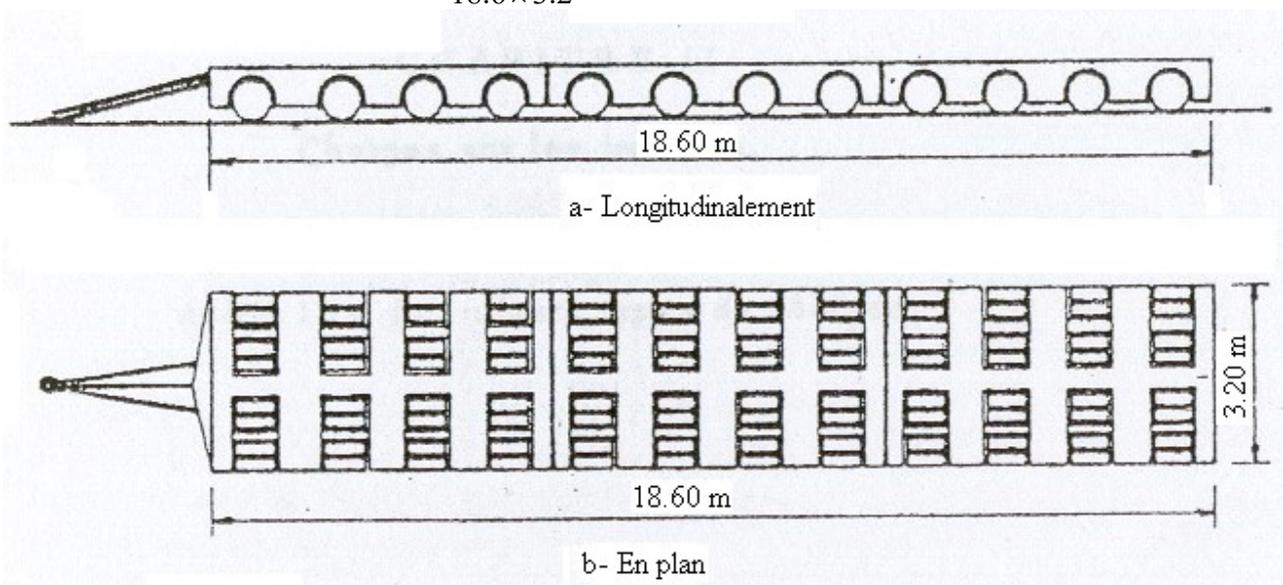


Fig. 38 Convoi type D.

3-7.2 Le convoi type E

C'est une remorque composée de 3 éléments dont chacun comporte 4 lignes à 3 essieux (Fig. 39). Le poids total de 3600 KN est supposé uniformément répartie sur un rectangle de 18.60 m de long et 5.10 m de large. Soit

$$q_E = \frac{3600}{18.6 \times 5.1} \approx 37.951 \text{ KN/m}^2 \quad (22)$$

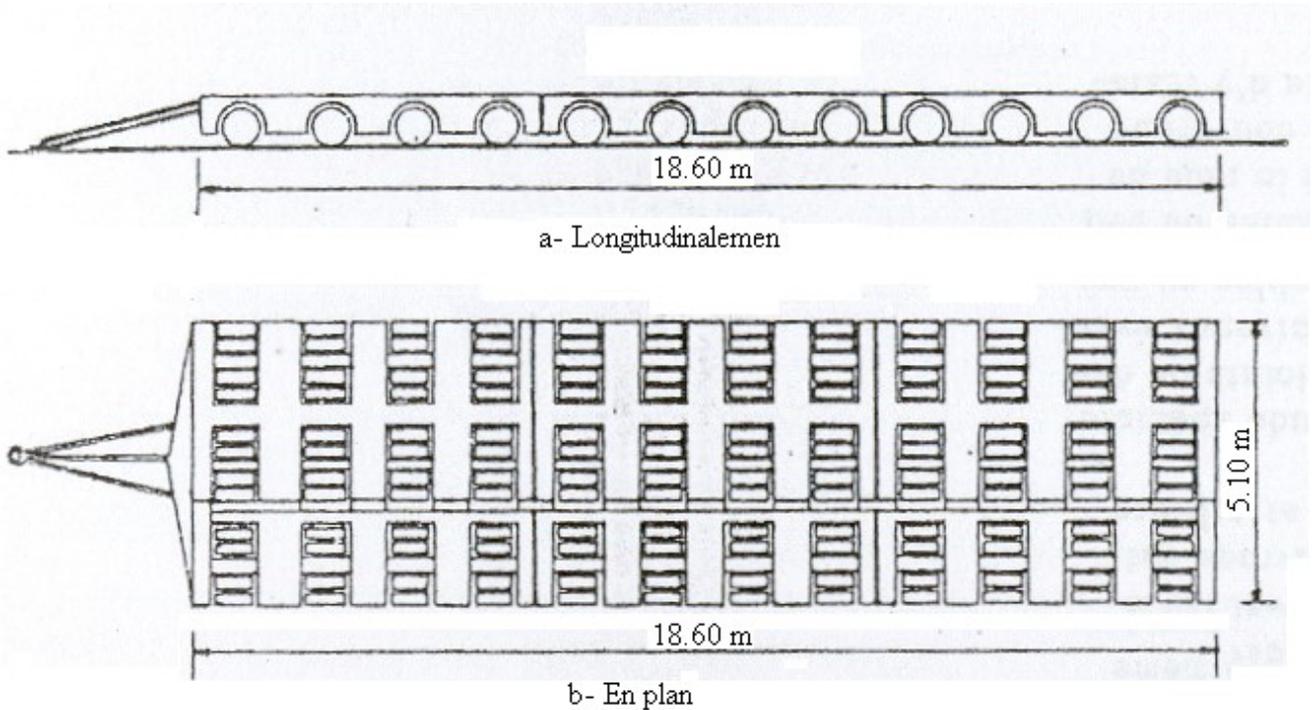


Fig. 39 Convoi type E.

3-7.3 Considérations générales sur les charges exceptionnelles

- Les convois exceptionnels sont supposés rouler à une vitesse au maximum égale à 10 Km/h. Ce système n'est pas donc concerné par la majoration dynamique.
- Le convoi exceptionnel est supposé ne développer ni force de freinage, ni force centrifuge.
- La charge exceptionnelle est exclusive de toutes autres charges, elle est sensée s'appliquer toute seule sans aucune autre charge.

Exercice 7

Calculer les réactions ; maximale et minimale aux appuis A et B de l'ouvrage schématisé dans la figure 40. Le système de charges pris en compte est le convoi exceptionnel du type E 360.

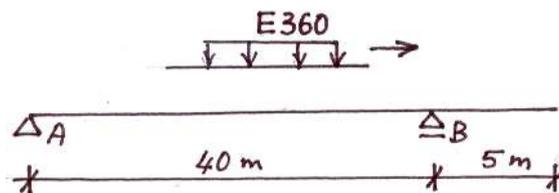


Fig. 40 Schéma statique d'un pont à encorbellement soumis aux charges exceptionnelles E360.

Solution

La charge par mètre linéaire du système E360 se calcule par

$$q = \frac{3600}{18.6} \approx 193.548 \text{ KN/ml}$$

La réaction maximale se produit dans l'appui B, tandis que la réaction minimale se produit au niveau de l'appui A. Cela se justifie par le traçage des lignes d'influence de R_A et R_B dans la figure 41.

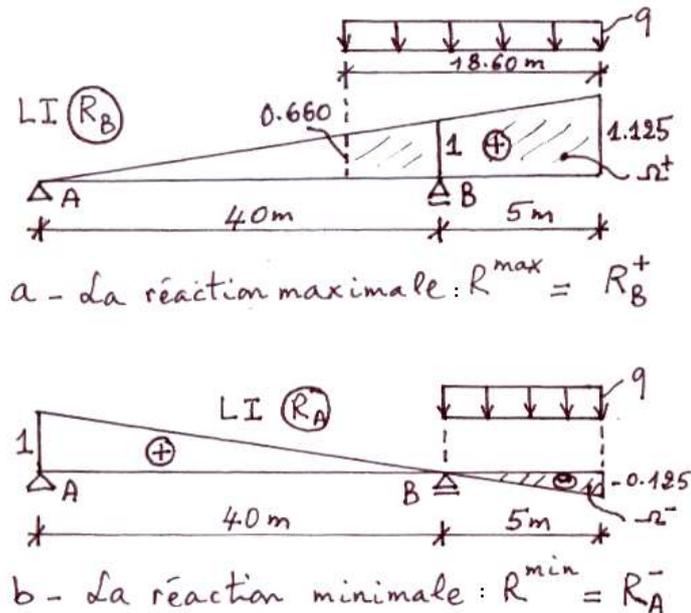


Fig. 41 Lignes d'influence des réactions d'appuis.

$$\Omega^+ = \left(\frac{0.660 + 1.125}{2} \right) \times 18.6 = 16.6$$

$$R^{\max} = R_B^+ = q \times \Omega^+$$

$$R^{\max} = \frac{3600}{18.6} \times 16.6 = 3212.903 \text{ KN}$$

$$\Omega^- = \frac{-0.125 \times 5}{2} = -0.3125$$

$$R^{\min} = R_A^- = q \times \Omega^-$$

$$R^{\min} = \frac{3600}{18.6} \times (-0.3125) = -60.484 \text{ KN}$$

Remarque : Les réactions R^{\max} et R^{\min} peuvent s'obtenir en utilisant l'équilibre statique de la RDM. D'après les figures 41-a et 41-b, on a

$$\sum M^t /_A = 0 \Rightarrow R_B \times 40 - q \times 18.6 \times \left(26.4 + \frac{18.6}{2} \right) = 0$$

$$R_B = R^{\max} = 3213 \text{ KN}$$

$$\sum M^t /_B = 0 \Rightarrow R_B \times 40 + q \times \frac{(5)^2}{2} = 0$$

$$R_A = R^{\min} = -60.484 \text{ KN}$$

3-8 Les surcharges du trottoir

Ces charges ne sont pas frappées par la majoration dynamique. Elles se divisent en 2 types :

- Charges locales.
- Charges générales.

3-8.1 Les charges locales

On les utilise dans les calculs d'éléments du tablier se trouvant sous le trottoir tels que l'hourdis, les longerons, les entretoises etc. La charge locale se compose de 2 sous systèmes :

a) Charge uniforme : (S_t)

$$S_t = 4.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad (23)$$

Les effets de S_t peuvent être cumulés avec ceux des systèmes A, B et M (Fig. 42).

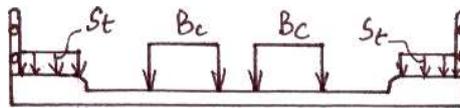


Fig. 42 Exemple de surcharges de trottoir combinées avec le système Bc.

b) Roue isolée : (r_t)

Dans les trottoirs franchissables qui ne sont pas protégés de la chaussée par une poutre maîtresse ou une barrière lourde, on peut utiliser comme charge de trottoir une roue isolée de poids égal à 60 KN et dont la surface d'impact est (0.25 x 0.25) m².

$$r_t = 60 \text{ KN} \quad (24)$$

Les effets de r_t ne sont pas cumulés avec ceux des systèmes A, B et M (Fig. 43).



Fig. 43 La roue r_t n'est pas cumulée avec les autres charges.

N.B : Les trottoirs équipés de bordures, glissières de sécurité ou barrières légères sont considérées comme franchissables.

3-8.2 Les charges générales

a) Quand il s'agit de calculer les poutres ou fermes maîtresses, on applique sur le trottoir une charge uniforme.

$$S_t = 1.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad (25)$$

- En largeur, le trottoir est chargé en sa totalité. On peut charger soit un seul soit deux trottoirs et ce pour réaliser l'effet le plus défavorable (Fig. 44).
- En longueur, les zones chargées sont choisies de la manière la plus contraignante comme celle du système A(l).

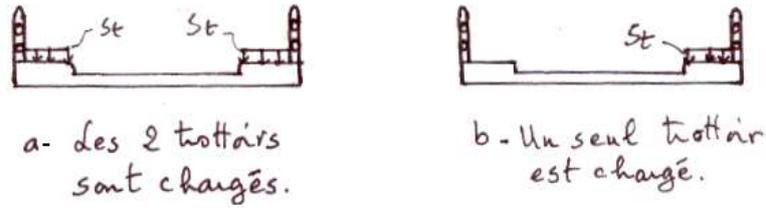


Fig. 44 Modes de chargement du trottoir.

b) Dans les ponts réservés à la circulation des piétons (passerelles), et des cycles, on utilise dans les calculs une charge $a(l)$ uniformément répartie.

$$a(l) = 2 + \frac{150}{l + 50} \text{ KN/m}^2 \quad (26)$$

Où l est la longueur chargée.

- En largeur, la zone chargée est choisie de manière à produire l'effet le plus défavorable.
- En longueur, l est choisie de la même manière adoptée dans le système A(1).

Exercice 8

Calculer le moment fléchissant maximal à mi travée du aux charges $a(l)$ d'une passerelle en béton précontraint représentée dans la figure 45.

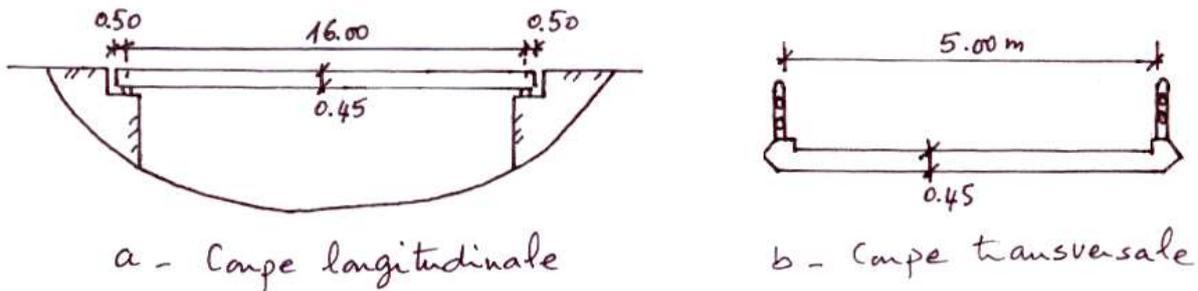


Fig. 45 Schéma d'une passerelle en B.P.

Solution

Pour obtenir le moment fléchissant maximal, on ne doit charger que la longueur entre axes de la passerelle, soit $l = 16 \text{ m}$.

$$a(l) = 2 + \frac{150}{l + 50} \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$a(l) = 2 + \frac{150}{16 + 50} = 4.273 \text{ KN/m}^2$$

Par mètre linéaire de longueur, on a

$$q(l) = a(l) \times L \text{ [KN/ml]}$$

$$q(l) = 4.273 \times 5 = 21.365 \text{ KN/ml}$$

Le moment fléchissant à mi travée du aux surcharges

$$M = q \frac{l^2}{8} \text{ [KN} \cdot \text{m]}$$

$$M = 21.365 \times \frac{(16)^2}{8} = 683.680 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

3-9 Les charges sur le garde corps

La hauteur h du garde-corps au dessus du trottoir est définie par

$$\left. \begin{aligned} 0.90 + 0.005 H &\leq h \leq 1.00 + 0.005 H \\ h_{\max} &= 1.20 \text{ m} \end{aligned} \right\} \quad (27)$$

Où H est la hauteur maximale libre entre le niveau supérieur du trottoir et le niveau du sol ou de l'eau selon le cas.

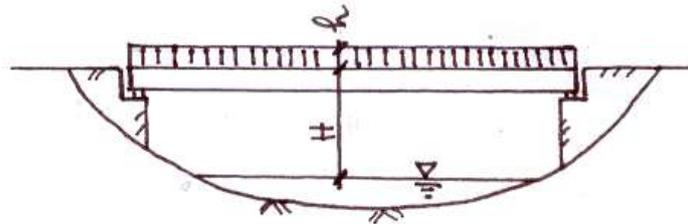


Fig. 46 Vue en élévation d'un ouvrage avec garde corps.

La charge horizontale sur le garde corps due à la main courante, sa valeur q par mètre linéaire est donnée par la relation

$$q = \text{Sup} \left\{ \begin{array}{l} 0.5 (1+b) \\ 2.50 \end{array} \right. \quad [KN/ml] \quad (28)$$

Où b est la largeur du trottoir en mètres.

La charge verticale p sur le garde corps due à la main courante est donnée par mètre linéaire

$$p = 1 \text{ KN/ml} \quad (29)$$

Les effets des charges q et p ne sont pas cumulables avec les surcharges du trottoir.

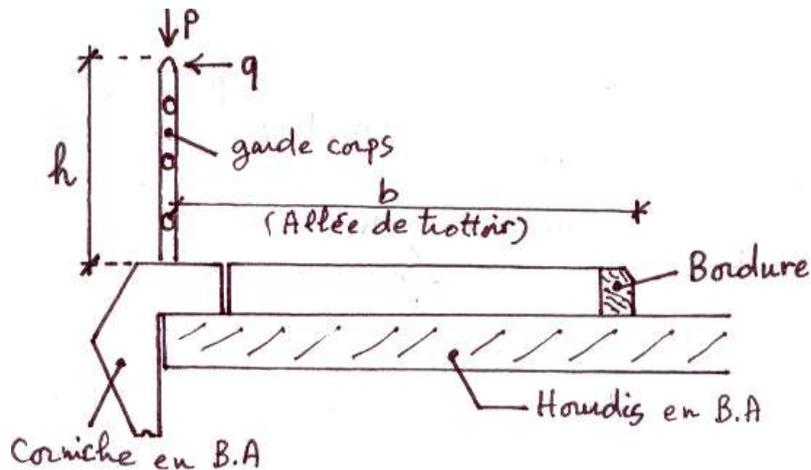


Fig. 47 Coupe transversale sur le trottoir et le garde corps.

3-10 Les charges sur les dispositifs de sécurité

Elles sont fixées par le CPS.

3-11 La charge sur remblai

Au niveau des culées, on prévoit sur les remblais une charge uniformément répartie.

$$q_s = 10 \text{ KN/m}^2 \quad (30)$$

Les murs de front et garde grève seront soumis à une poussée p due au poids du remblai, et une poussée q due aux surcharges q_s (Fig. 48).

$$p = K_p \gamma h \quad (31)$$

Où h est la hauteur en mètre du remblai à partir de son niveau supérieur.

γ est le poids volumique en KN/m^3 du remblai.

K_p est le coefficient de poussée due au poids propre du remblai.

$$K_p = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (32)$$

φ est l'angle de frottement interne du remblai. φ est exprimé en radian.

La poussée q due aux surcharges q_s du remblai est donnée par la relation

$$q = K_q \cdot q_s \quad (33)$$

Où K_q est le coefficient de poussée due aux surcharges du remblai.

$$K_q = \frac{K_p}{\cos(\beta - \lambda)} \quad (34)$$

β est l'angle que fait la surface du remblai avec l'horizontale. Dans les remblais près des culées $\beta = 0$.

λ est l'angle que fait le parement avec la verticale. Généralement le mur de front est vertical ($\lambda = 0$).

Les angles β et λ sont décrits dans la figure 49.

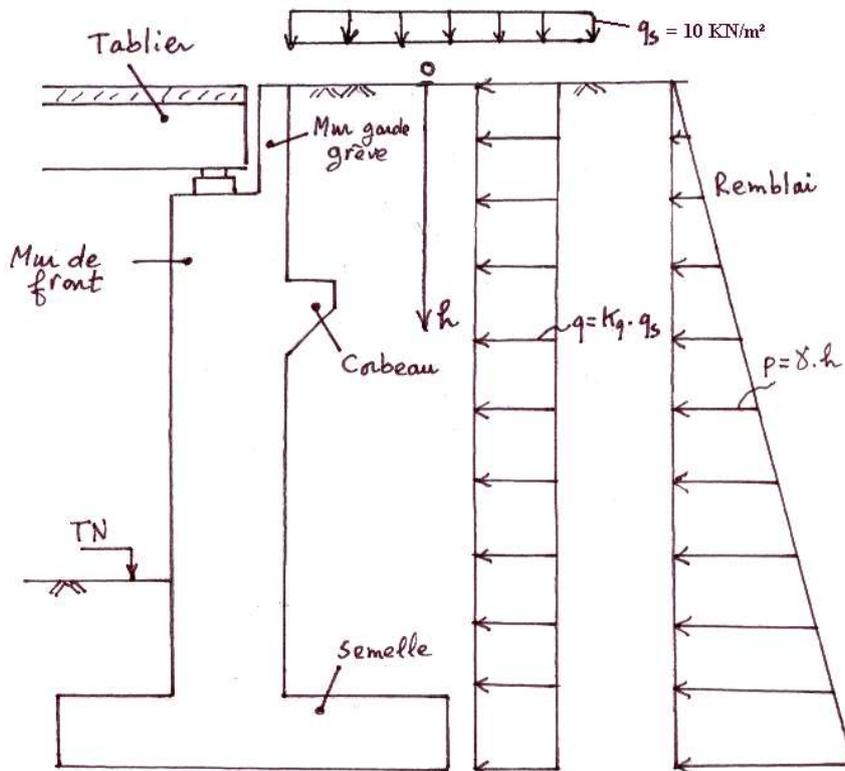


Fig. 48 Poussées du remblai de la culée.

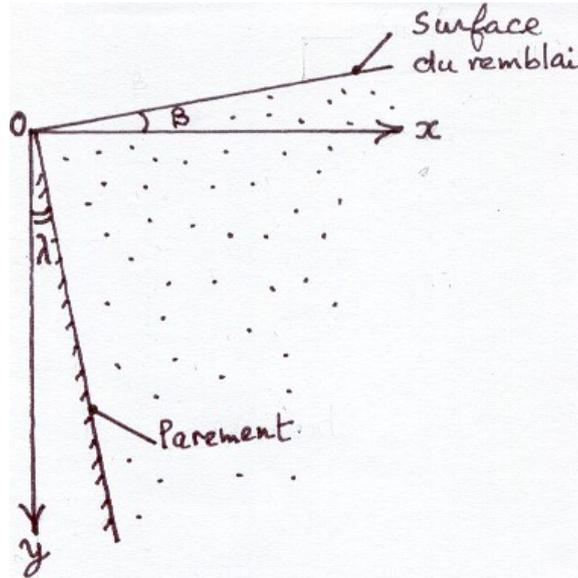


Fig. 49 Représentation des angles β et λ .

Exercice 9

Calculer les poussées du remblai sur le mur de front sachant que :

Le poids volumique humide du remblai : $\gamma_h = 20 \text{ KN} / \text{m}^3$.

L'angle de frottement interne du remblai : $\varphi = 26^\circ$.

Solution

Calculons les coefficients de poussée K_p et K_q .

$$K_p = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$K_p = \text{tg}^2(32^\circ) = 0.390$$

$$K_q = \frac{K_p}{\cos(\beta - \lambda)}$$

$$\beta = \lambda = 0 \Rightarrow K_q = K_p = 0.390$$

La poussée due au poids du remblai : $p = K_p \gamma h$

$$\text{Soit : } \boxed{p = 7.8 h}$$

La poussée due à la surcharge du remblai : $q = K_q \cdot q_s$

$$q = 0.390 \times 10 = 3.90 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Soit : } \boxed{q = 3.90 \text{ KN} / \text{m}^2}$$

3-12 Les actions du vent

3-12.1 Cas général

Le vent souffle horizontalement dans la direction transversale du pont.

En service : La pression normale horizontale p_H du vent appliquée sur la surface latérale de l'ouvrage est

$$p_H = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad (35)$$

- Lorsque le vent souffle, aucune surcharge n'est supposée s'exercer sur la chaussée et le trottoir.

En construction : La pression normale horizontale p'_H du vent est donnée en fonction de la durée D de réalisation de l'ouvrage.

$$\left. \begin{aligned} p'_H &= \frac{P_H}{2} && \text{pour } D \leq 1 \text{ mois} \\ p'_H &= \frac{2P_H}{3} && \text{pour } D > 1 \text{ mois} \end{aligned} \right\} \quad (36)$$

- En phase de construction, la surface exposée au vent peut être supérieure à celle en service. Il peut y avoir des cintres, coffrages, équipements mobiles et échafaudages qui vont augmenter la surface latérale du tablier. La résultante de la poussée du vent sera plus importante, le poids du pont est réduit malgré l'existence des différents équipements de chantier, ce poids joue un rôle stabilisateur contrairement à la poussée du vent. La vérification à la stabilité des éléments du pont est généralement plus déterminante pendant la construction.
- Dans la vérification des piles élancées (hautes et minces), le vent est supposé incliné vers le bas. Une composante verticale p_v doit s'ajouter à p_H ou p'_H selon la phase pour laquelle se fait le calcul. p_v est donc concomitante (elle se produit en même temps) aux actions p_H et p'_H .

$$\text{En service : } p_v = \frac{P_H}{2} \quad (37)$$

$$\text{En construction : } \left\{ \begin{aligned} p_v &= \frac{P_H}{3} && \text{pour } D \leq 1 \text{ mois} \\ p_v &= \frac{P_H}{4} && \text{pour } D > 1 \text{ mois} \end{aligned} \right. \quad (38)$$

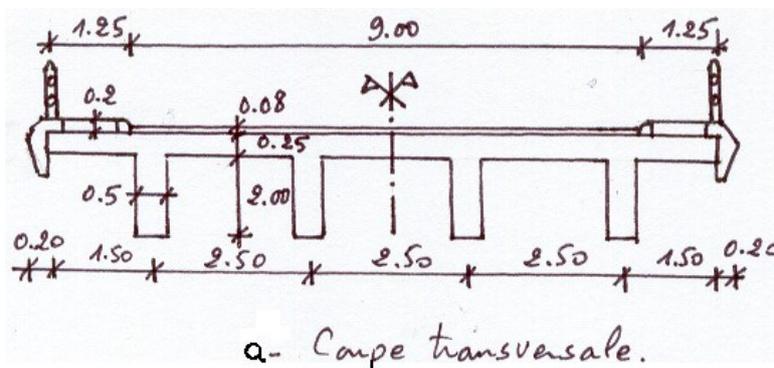
Exercice 10

Un pont à poutres continues sous chaussée en béton précontraint est représenté dans la figure 50.

1- a)- Calculer la résultante des pressions horizontales du vent sur le tablier.

b)- En déduire la réaction de chacune des 2 piles vis-à-vis cette force.

2- La pile P₂ de dimension (1.5x9.0) m² est supposée élancée. Calculer les forces de vent ; horizontale et verticale appliquées sur cette pile en phase de réalisation dont la durée est de 4 mois.



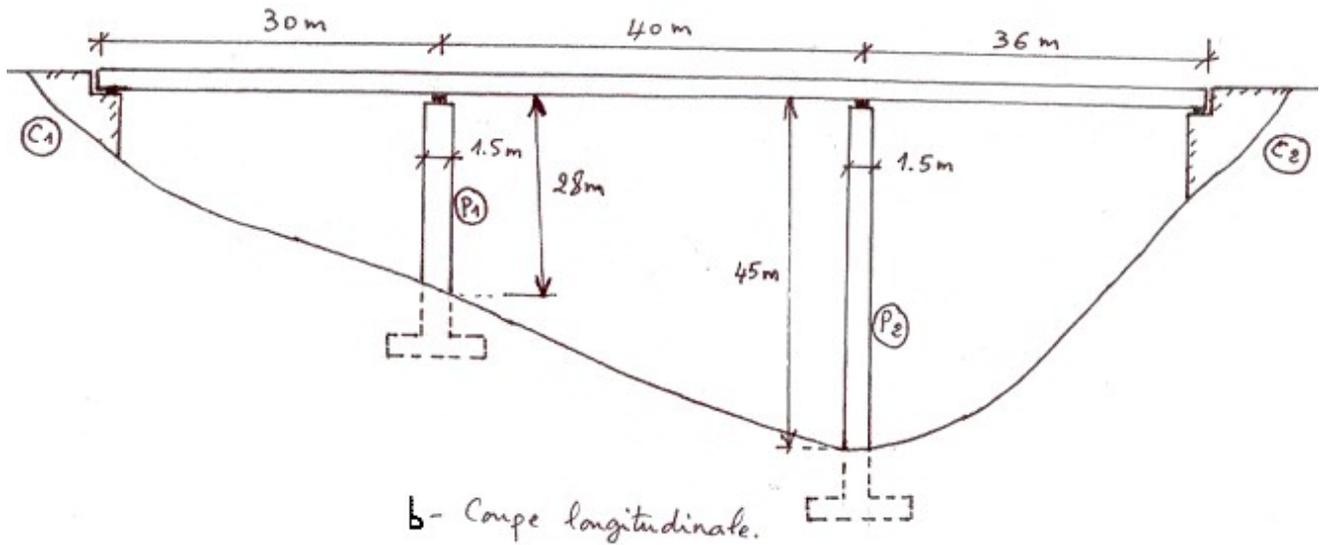


Fig. 50 Exemple d'un pont à poutre continues en béton précontraint.

Solution

1- a)- $S = L \times h$

$$S = (30+40+36) \times (2+0.25+0.2) = 259.7 \text{ m}^2.$$

$$F_H = p_H \times S$$

$$F_H = 2.5 \times 259.7 = 649.250 \text{ KN.}$$

b)- D'après la figure 51, on a

$$F_{H1} = p_H \times S_1$$

$$F_{H1} = 2.5 \times \left(\frac{30+40}{2} \right) \times 2.45 = 214.375 \text{ KN}$$

$$F_{H2} = p_H \times S_2$$

$$F_{H2} = 2.5 \times \left(\frac{36+40}{2} \right) \times 2.45 = 232.750 \text{ KN}$$

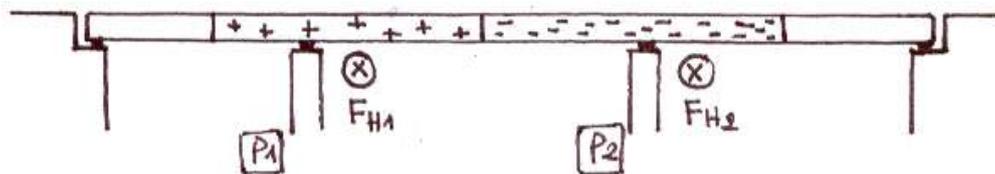


Fig. 51 Surface afférente de chaque pile vis-à-vis la pression horizontale du vent.

2- La composante horizontale :

On suppose que le vent horizontal est selon l'axe longitudinal du pont.

$$D = 4 \text{ mois} > 1 \text{ mois} \Rightarrow p'_H = \frac{2p_H}{3}$$

$$p'_H = \frac{2 \times 2.5}{3} = 1.667 \text{ KN/m}^2$$

$$F'_H = p'_H \times S_p$$

$$F'_H = 1.667 \times 9 \times 45 = 675.135 \text{ KN}$$

La composante verticale :

$$D = 4 \text{ mois} > 1 \text{ mois} \Rightarrow p_v = \frac{p_H}{4}$$

$$p_v = \frac{2.5}{4} = 0.625 \text{ KN/m}^2$$

$$F'_v = p_v \times S_p$$

$$F'_v = 0.625 \times 9 \times 45 = 253.125 \text{ KN}$$

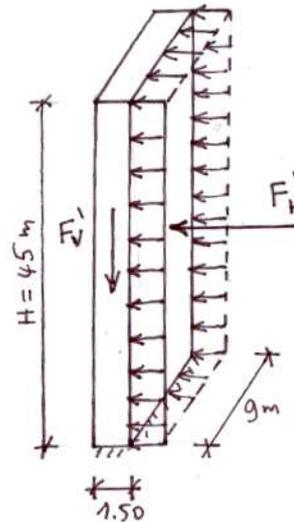


Fig. 52 Effet du vent sur une pile élancée en phase de construction.

3-12.2 Cas spécifiques

a)- Les ponts suspendus, à haubans ou les passerelles légères ont de grandes périodes propres de vibration. Pour étudier les oscillations causées par les rafales de vent, les moyens suivants sont utilisés :

- Modèle réduit avec soufflerie.
- Méthodes de calcul avancées.

b)- Dans les ponts à encorbellement, le fléau est encastré à la pile, l'ensemble forme un marteau qui sera calculé en tenant compte de la différence de poids entre les consoles de droite et de gauche, ainsi que la pression différentielle dont les résultantes F_1 et F_2 sont 2 forces de soulèvement différentes (Fig. 53). D'après le bulletin technique de SETRA, pour tenir compte de ce phénomène, l'une des 2 consoles du fléau est soumise à une charge répartie q (Fig. 54).

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone non exposée : } q = 0.2 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Zone exposée : } q = (0.3 \div 0.5) \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} (39)$$

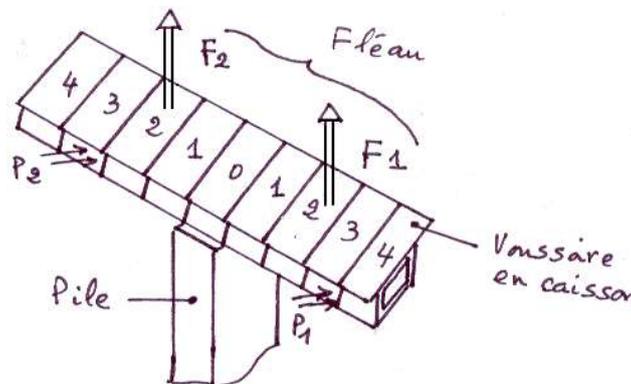


Fig. 53 Soulèvement différentiel du fléau d'un pont à encorbellement (phase de construction).

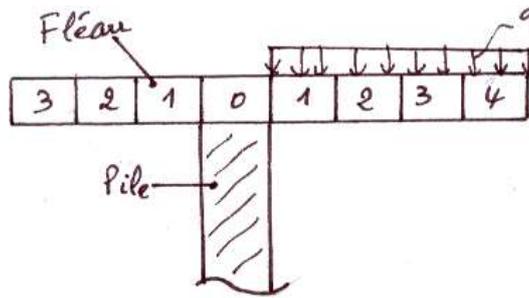


Fig. 54 Modèle de SETRA pour le calcul du soulèvement d'un fléau (phase de construction).

3-13 Les effets de température

3-13.1 Etude générale

La dilatation et le raccourcissement des ponts sont calculés en utilisant l'écart entre la température extrême (minimale ou maximale) et la température de référence T_{ref} pour laquelle l'ouvrage a été construit. Le tableau 6 donne les températures extrêmes observées en Algérie selon 2 zones :

La zone I : C'est la région côtière avec 100 Km de profondeur à l'exception de Chlef.

La zone II : C'est le reste de l'Algérie.

Zone	Tmin (C°)	Tmax (C°)
I	0	45
II	-5	50

Tab. 6 Températures extrêmes en Algérie.

En utilisant la figure 55, l'allongement Δl du tablier est donné par la relation

$$\Delta l = \alpha \cdot l_0 \cdot \Delta T \quad (40)$$

Où α est le coefficient de dilatation thermique.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Béton armé : } \alpha = 9.9 \times 10^{-6} \text{ C}^{\circ -1} \\ \text{Acier : } \alpha = 11.7 \times 10^{-6} \text{ C}^{\circ -1} \end{array} \right\} \quad (41)$$

l_0 est la longueur initiale du tablier à la température de référence.

ΔT est l'écart entre la température extrême (T_{max} ou T_{min}) et la température de référence T_{ref} .

$$\left. \begin{array}{l} \text{Dilatation : } \Delta T = T_{max} - T_{ref} \quad (\Delta T > 0) \\ \text{Raccourcissement : } \Delta T = T_{min} - T_{ref} \quad (\Delta T < 0) \end{array} \right\} \quad (42)$$

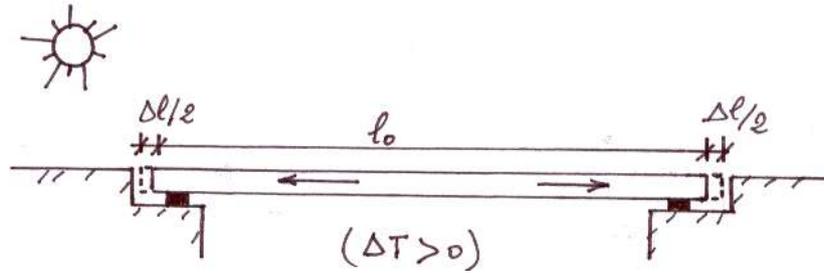


Fig. 55 Dilatation du tablier due à une élévation de température.

Dans les ponts, l'effet de température est pris en considération dans les cas de vérification suivantes :

- Joints de chaussée.
- Appareils d'appuis.
- Poutres maîtresses lorsqu'elles sont solidaires aux piles et culées (appui double ou encastrement). Par exemple, la poutre de la figure 56 est tractée lorsque elle subit une diminution de température.
- Flexion des piles due au déplacement longitudinal du tablier.

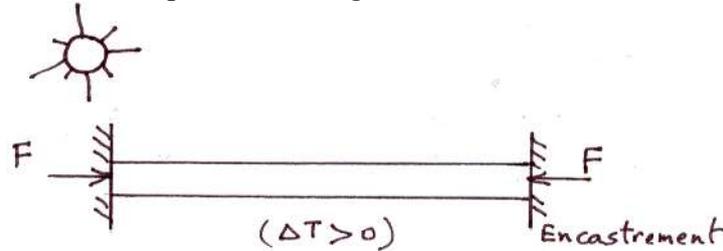


Fig. 56 Poutre encastree soumise à la compression lors d'une élévation de température.

Exercice 11

Le pont en béton précontraint de la figure 57 est construit en zone II à une température de 20 C°. Calculer le raccourcissement et la dilatation du tablier au niveau des joints de chaussée.

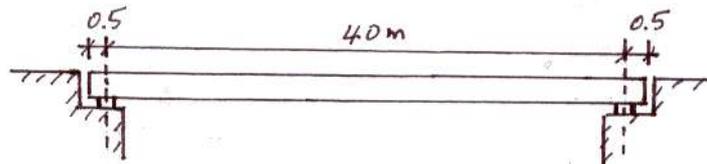


Fig. 57 Pont en béton précontraint de portée égale à 40 m.

Solution

Zone II $\xrightarrow{\text{tab. 6}}$ $\begin{cases} T_{\min} = -5 C^\circ \\ T_{\max} = 50 C^\circ \end{cases}$

Dilatation : $\Delta T = T_{\max} - T_{ref}$
 $\Delta T = 50 - 20 = 30 C^\circ$
 $\Delta l = \alpha \cdot l_0 \cdot \Delta T$

$$\Delta l = 9.9 \times 10^{-6} \times 41 \times 30 = 0.0122 \text{ m}$$

$$\Delta l = 12.2 \text{ mm.}$$

Pour chaque joint : $\Delta l = \frac{12.2}{2} = 6.1 \text{ mm.}$

Raccourcissement : $\Delta T' = T_{\min} - T_{ref}$

$$\Delta T' = -5 - 20 = -25 \text{ C}^\circ$$

$$\Delta l' = \alpha \cdot l_0 \cdot \Delta T'$$

$$\Delta l' = 9.9 \times 10^{-6} \times 41 \times (-25) = -0.0101 \text{ m}$$

$$\Delta l' = -10.1 \text{ mm.}$$

Pour chaque joint : $\Delta l' = \frac{-10.1}{2} = -5.05 \text{ mm.}$

3-13.2 Etude avancée (Eurocode 1)

a) - Etude du tablier en B.A et B.P :

Dans les ouvrages importants, on est amené à faire des études plus poussées de l'effet de la température. Il y a lieu de faire intervenir la notion du gradient de thermique selon les 3 axes locaux d'une poutre.

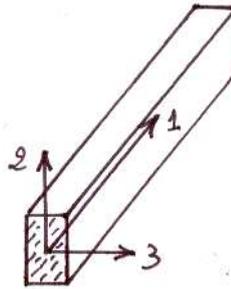


Fig. 58 Axes locaux d'un élément poutre.

Dans la direction 1, on suppose qu'il n'y a pas de variation de température, d'où

$$grad_1 = \frac{\partial T}{\partial x_1} = 0 \quad (43)$$

Dans une poutre, la variation de température dans la direction 2, entre la fibre supérieure (la plus chaude) et la fibre inférieure (la plus froide) ou le contraire, est fixée à la valeur

$$\Delta T = T_{\text{sup}} - T_{\text{inf}} = 12 \text{ C}^\circ \quad (44)$$

Cette variation est supposée linéaire, d'où

$$grad_2 = \frac{\partial T}{\partial x_2} = c^{te} \quad (45)$$

Dans la direction 3, la différence de température entre les faces droite et gauche d'une poutre est fixée à

$$\Delta T = T_d - T_g = 5 \text{ C}^\circ \quad (46)$$

De la même façon que la direction 2, la variation est supposée linéaire, d'où

$$grad_3 = \frac{\partial T}{\partial x_3} = c^{te} \quad (47)$$

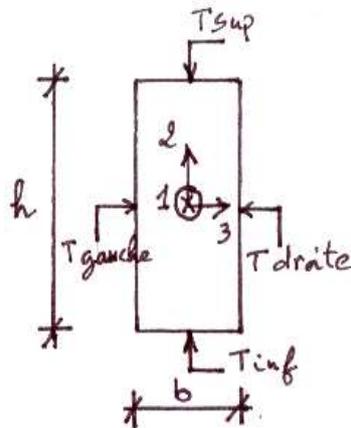


Fig. 59 Les gradients thermiques d'une poutre rectangulaire.

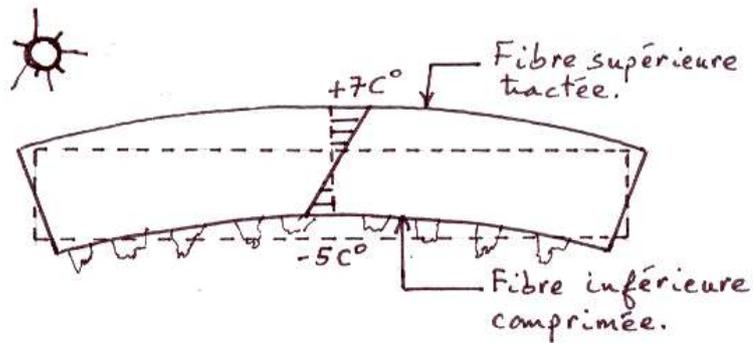


Fig. 60 Exemple d'une poutre de pont exposée au soleil.

Exercice 12

Soit une poutre de pont en béton armé exposée au soleil (Fig. 61). Calculer le moment fléchissant et l'effort normal sollicitant cette poutre sous l'effet du gradient thermique dans la direction 2. La poutre est de section rectangulaire de dimensions (0.40x1.20) m. La température de construction de l'ouvrage est de 10 C°. $F_{c28} = 35 \text{ MPa}$.

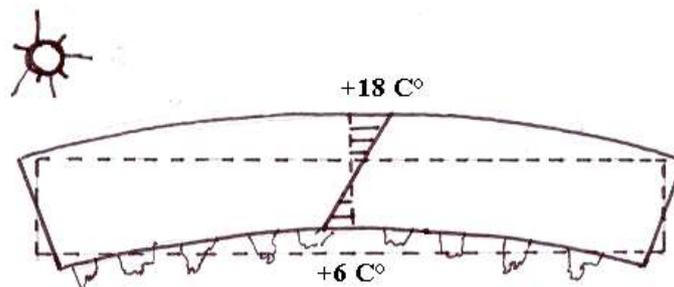


Fig. 61 Poutre de pont soumise à un gradient thermique dans la direction 2.

Solution

On remarque bien que : $\Delta T = T_{sup} - T_{inf} = 18 - 6 = 12 \text{ C}^\circ$

$\Delta T_{sup} = T_{sup} - T_{ref} = 18 - 10 = 8 \text{ C}^\circ$

$$\Delta T_{\text{inf}} = T_{\text{inf}} - T_{\text{ref}} = 6 - 10 = -4 \text{ C}^\circ$$

$$\varepsilon_{\text{sup}} = \frac{\Delta l_{\text{sup}}}{l_0} = \frac{\alpha \cdot l_0 \cdot \Delta T_{\text{sup}}}{l_0} = \alpha \cdot \Delta T_{\text{sup}}$$

$$\varepsilon_{\text{sup}} = 9.9 \times 10^{-6} \times 8 = 7.92 \times 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{\text{inf}} = \alpha \cdot \Delta T_{\text{inf}} = 9.9 \times 10^{-6} \times (-4) = -3.96 \times 10^{-5}$$

D'après la figure 62, la poutre est soumise à la flexion composée sous l'effet de la température. La figure 63 montre la décomposition du digramme en 3 parties : flexion simple, compression et traction.

$$\varepsilon' = \frac{(|\varepsilon_{\text{sup}}| - |\varepsilon_{\text{inf}}|)}{2} = \frac{(7.92 - 3.96) \times 10^{-5}}{2} = 1.98 \times 10^{-5}$$

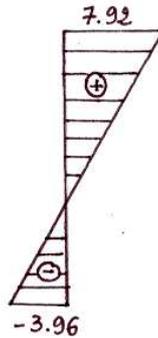


Fig. 62 Diagramme des déformations ($\times 10^{-5}$) de la poutre sous l'effet thermique.

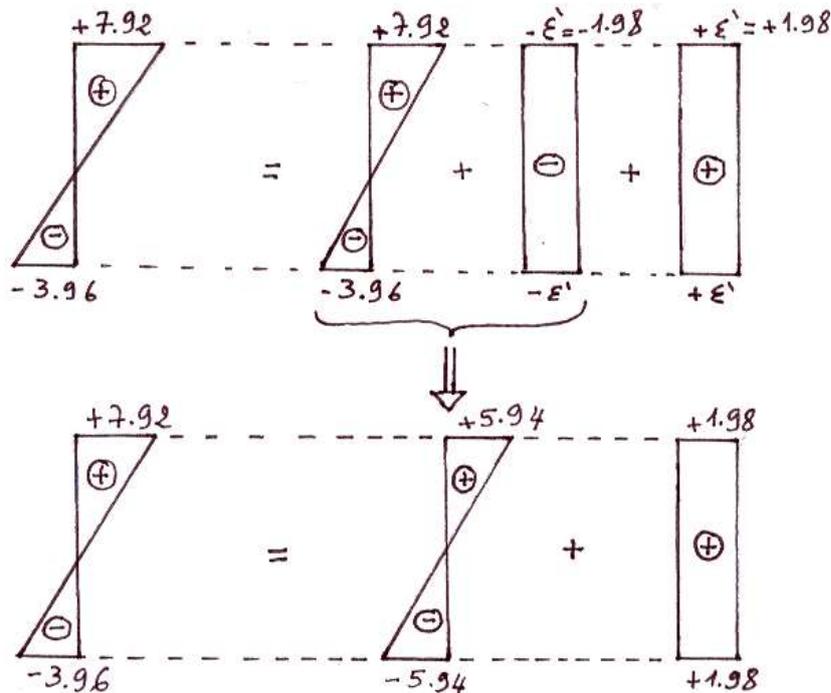


Fig. 63 Décomposition du diagramme de déformation ($\times 10^{-5}$) en flexion et traction.

La contrainte de traction en flexion simple

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{I} \times \frac{h}{2}$$

$$E \cdot \varepsilon = \frac{M}{bh^3} \times \frac{h}{2}$$

$$E \cdot \varepsilon = \frac{6M}{bh^2}$$

D'où : $M = \frac{E \cdot \varepsilon \cdot bh^2}{6}$

Puisque le retrait et le fluage ne sont pas considérés, on prend le module de déformation instantané du béton.

$$E = E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E = E_i = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981.729 \text{ MPa}$$

$$M = \frac{35981.729 \times 10^3 \times 5.94 \times 10^{-5} \times 0.4 \times (1.2)^2}{6} = 205.182 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

En traction simple, nous avons

$$\sigma = \frac{N}{A} \Rightarrow E_i \cdot \varepsilon' = \frac{N}{A}$$

D'où : $N = E_i \cdot \varepsilon' \cdot A$

$$N = 35981.729 \times 10^3 \times 1.98 \times 10^{-5} \times 0.4 \times 1.2 = 341.970 \text{ KN} .$$

b) - Etude des piles en B.A et B.P :

Entre les faces opposées d'une pile, le gradient linéaire de température correspond à la variation de 5 C°, que la pile soit creuse ou pleine. Par ailleurs, la variation de température entre deux faces intérieure et extérieure d'une même paroi de pile creuse est

$$\Delta T = | T_{\text{int}} - T_{\text{ext}} | = 15 \text{ C}^\circ \quad (48)$$

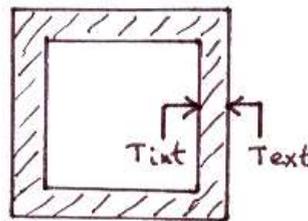


Fig. 64 Le gradient thermique d'une pile creuse.

3-14 L'action de la neige

Le poids volumique de la neige est de 1 KN/m³, cependant cette valeur peut être augmentée si la neige est exposée à la givre ou la pluie.

Le règlement algérien de neige et vent (RNV99) donne la charge S_k de la neige en fonction de la zone considérée (fig. annexe) et ce en supposant que l'altitude ne dépasse pas 2000 m, dans le cas contraire S_k sera donnée par le CPS. Le territoire national est divisé en 4 zones :

$$\left. \begin{aligned} \text{Zone A : } S_k &= \frac{0.07 H + 15}{100} \quad [KN / m^2] \\ \text{Zone B : } S_k &= \frac{0.04 H + 10}{100} \quad [KN / m^2] \\ \text{Zone C : } S_k &= \frac{0.0325 H}{100} \quad [KN / m^2] \end{aligned} \right\} (49)$$

Où H est l'altitude en mètre par rapport au niveau de la mer de la région en question.

La 4^e zone est le Sahara ; c'est la zone D où il n'y a pas de neige, on supposera en contre partie que le pont peut être ensablé par une charge

$$q = (0.15 \div 0.3) KN / m^2 \quad (50)$$

Exemple : Un pont à la wilaya de Tiaret se trouve dans une zone d'altitude H = 400 m par rapport au niveau de la mer. Calculer la charge due à la neige qui peut solliciter cet ouvrage.

Solution : D'après la carte de la figure 65, Tiaret est classée dans la zone B ;

$$S_k = \frac{0.04 \times 400 + 10}{100} = 0.26 KN / m^2.$$

3-15 L'action de l'eau

Elle se manifeste en site fluvial sur les piles et les culées de l'ouvrage.

3-15.1 La pression hydrostatique

Le diagramme de pression est triangulaire.

$$p = \gamma_e \cdot h \quad [KN / m^2] \quad (51)$$

Où γ_e est le poids volumique de l'eau en KN / m^3 .

h est la hauteur d'eau à partir de la surface libre de l'eau.

La force hydrostatique est

$$F_s = \frac{1}{2} p b h \quad [KN] \quad (52)$$

Où b la largeur de l'obstacle.

Soit

$$F_s = \frac{1}{2} \gamma_e b h^2 \quad [KN] \quad (53)$$

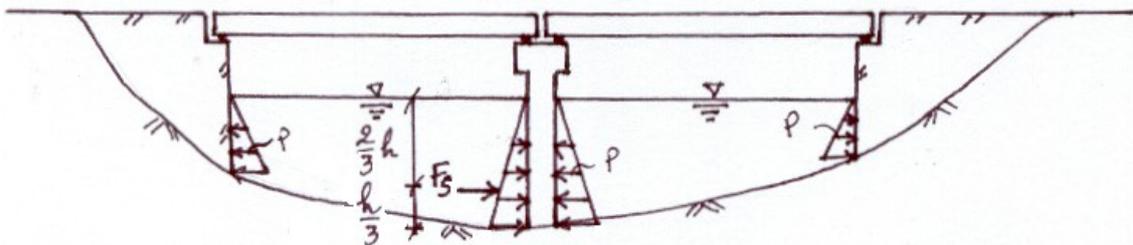


Fig. 65 Action de la pression hydrostatique.

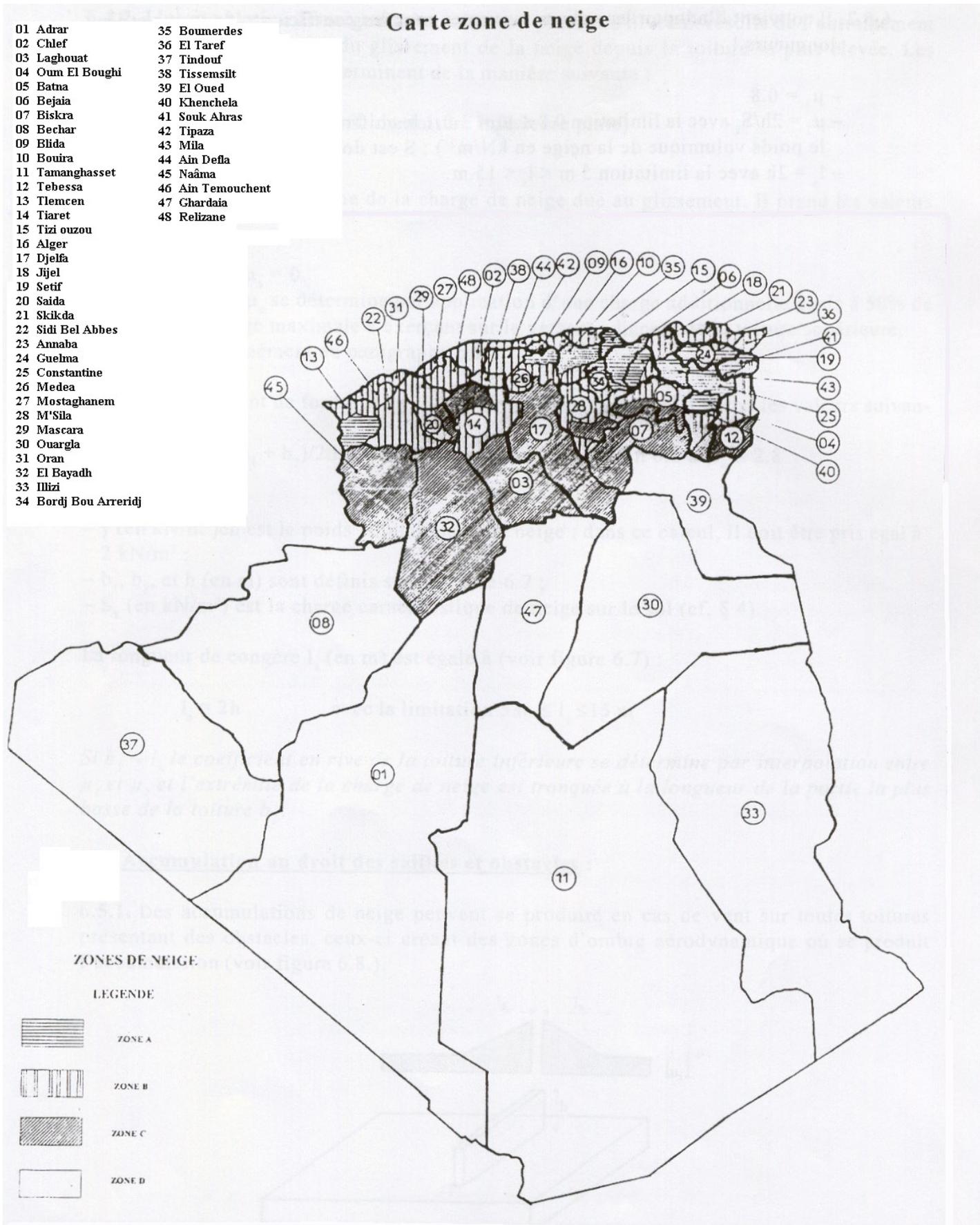


Fig. 66 Zones de neige en Algérie

3-15.2 La pression hydrodynamique

Par sa vitesse, l'eau exerce en sa surface libre sur les piles et culées une pression hydrodynamique p' , cette dernière décroît avec la profondeur de l'eau, et s'annule au niveau du lit d'oued.

$$p' = k \cdot \rho_e \cdot v^2 \quad [KN/m^2] \quad (54)$$

Où k est le coefficient de forme.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pile carrée :} \quad k = 1.44 \\ \text{Pile circulaire :} \quad k = 0.7 \\ \text{Pile avec avant bec :} \quad k = 0.52 \end{array} \right\} (55)$$

v est la vitesse d'écoulement de l'eau en m/s.

La force hydrodynamique est

$$F_d = \frac{1}{2} p' b h \quad [KN] \quad (56)$$

Où h est la hauteur d'eau.

b la largeur de l'obstacle.

Soit

$$F_d = \frac{1}{2} k \rho_e v^2 b h \quad [KN] \quad (57)$$

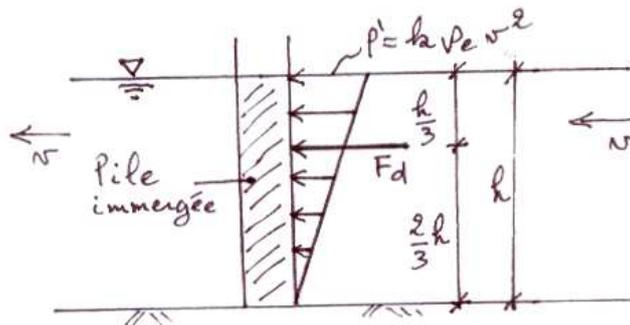


Fig. 67 Action de la pression hydrodynamique.

Exercice 13

Une pile circulaire de pont de diamètre égal à 1.60 m est submergée dans l'eau sur une profondeur de 5 m. Calculer la résultante F et son moment de renversement pour chacun des 2 cas :

- 1- Pression hydrostatique.
- 2- Pression hydrodynamique, sachant que la vitesse d'écoulement de l'eau est de 3m/s.

Solution

1- La résultante de la pression hydrostatique :

$$F_s = \frac{1}{2} \gamma_e b h^2$$

$$b = \phi = 1.60 \text{ m}$$

$$h = 5 \text{ m.}$$

$$F_s = \frac{1}{2} \times 10 \times 1.6 \times (5)^2 = 200 \text{ KN}$$

Puisque F_s agit symétriquement dans toutes les directions, elle n'exerce pas de moment renversant.

N.B : Dans la culée, la pression hydrostatique n'est pas symétrique, son moment de renversement est

$$M_r = F_s \times \frac{1}{3}h$$

2- La résultante de la pression hydrodynamique :

$$F_d = \frac{1}{2}k \rho_e v^2 b h$$

$$F_d = \frac{1}{2} \times 0.7 \times 1 \times (3)^2 \times 1.6 \times 5 = 25.2 \text{ KN}$$

Le moment de renversement par rapport à la base de la pile

$$M_r = F_d \times \frac{2}{3}h$$

$$M_r = 25.2 \times \frac{2}{3} \times 5 = 84 \text{ KN.m}$$

3-15.3 Les formes hydrodynamiques d'une pile

En site fluvial, la pile doit être équipée d'un avant bec et un arrière bec. Cela permet d'éviter la formation de tourbillons autour de la pile qui peuvent causer les affouillements (creusement du sol autour de la pile).

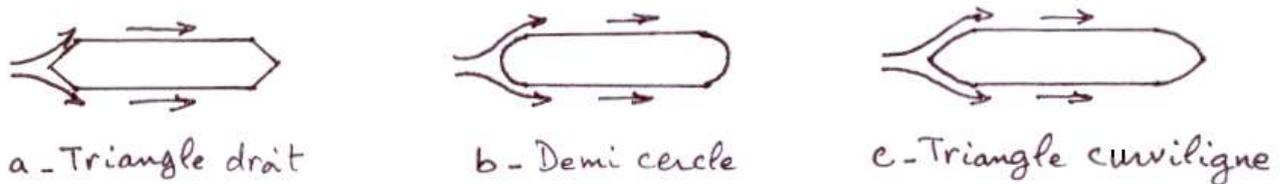


Fig. 68 Formes hydrodynamiques d'une pile.

3-16 L'action de la glace

Dans les zones froides, une couche épaisse de la glace peut se former dans la partie supérieure de l'eau d'une rivière. Au moment de la débâcle, cette couche de glace se brise, emportée par les courants, elle vient s'écraser contre les piles ou les culées. La vitesse de transport de la glace n'est pas un facteur déterminant, les efforts les plus intenses peuvent se produire à des vitesses même très faibles.

La force horizontale exercée par une couche de glace sur la paroi verticale d'une pile ou culée est donnée par la relation

$$F_{gl} = k f_i b h \quad [KN] \quad (58)$$

Où b est la largeur de l'obstacle (pile ou culée).

h est l'épaisseur de la couche de glace.

k est le coefficient de forme.

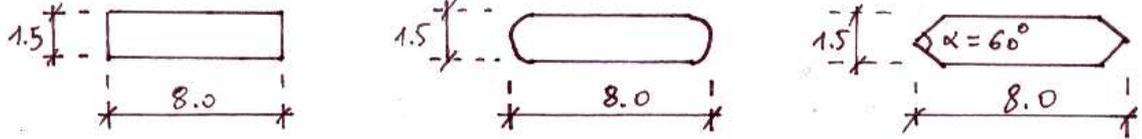
$$\left. \begin{array}{l} \text{Pile rectangulaire :} \\ \text{Pile avec avant bec à demi cercle :} \\ \text{Pile avec avant bec triangulaire d'ouverture } \alpha = 45 \div 120^\circ : \end{array} \right\} \begin{array}{l} k = 1 \\ k = 0.9 \\ k = 0.6 \div 0.81 \end{array} \quad (59)$$

f_i est la contrainte moyenne de résistance de la glace à la compression.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Niveau normal de la glace : } f_i = 750 \text{ KPa} \\ \text{Niveau maximal de la glace : } f_i = 450 \text{ KPa} \end{array} \right\} (60)$$

Exercice 14

Calculer la force de poussée d’une couche de glace d’épaisseur de 1.2 m sur les faces frontales des piles représentées ci-dessous. Le niveau de la glace au moment de la débâcle est supposé normal.



Solution

b = 1.5 m
h = 1.2 m.

Niveau normal de la glace $\Rightarrow f_i = 750 \text{ KPa}$

a- Rectangle: k = 1

$$F_{gl} = 1 \times 750 \times 1.5 \times 1.2 = 1350 \text{ KN}$$

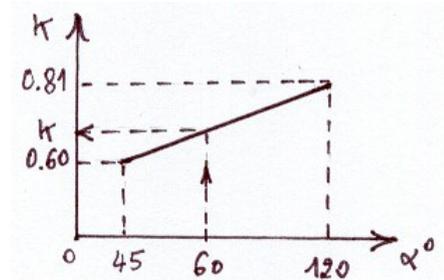
b- Demi cercle: k = 0.9

$$F_{gl} = 0.9 \times 750 \times 1.5 \times 1.2 = 1215 \text{ KN}$$

c- Triangle: $\alpha = 60^\circ$

Par interpolation, on trouve : k = 0.642

$$F_{gl} = 0.642 \times 750 \times 1.5 \times 1.2 = 866.7 \text{ KN}$$



3-17 L’effet de choc

Il est du au trafic routier, ferroviaire ou de navigation. Les parties du ponts susceptibles au chocs sont les piles ou le tablier.

3-17.1 Choc des véhicules contre les piles

Le choc est modélisé par une force statique horizontale F_{ch} appliquée dans la direction de circulation (l’axe des x) ou la direction perpendiculaire (l’axe des y). Les forces F_{chx} et F_{chy} données par le tableau 7 ne se produisent pas simultanément.

Type de route	Type de véhicules	F_{chx} (KN)	F_{chy} (KN)
Autoroute	Camion	1000	500
Voie urbaine	Camion	500	250
Aires de stationnement	Camion	150	75
	Véhicule léger	50	25

Tab. 7 Valeurs de la force de choc selon Eurocode 1.

La force F_{ch} agit sur la pile à une hauteur H au dessus du niveau de la chaussée selon la relation

$$\left. \begin{array}{l} \text{Véhicules légers : } H = 0.5 \text{ m} \\ \text{Véhicules lourds : } H = 1.25 \text{ m} \end{array} \right\} \quad (61)$$

F_{ch} est supposée répartie sur des rectangles de largeur $b = 1.50$ m et de hauteur h donnée par la relation

$$\left. \begin{array}{l} \text{Véhicules légers : } h = 0.25 \text{ m} \\ \text{Véhicules lourds : } h = 0.50 \text{ m} \end{array} \right\} \quad (62)$$

La zone d'application de F_{ch} est montrée par la figure 68.

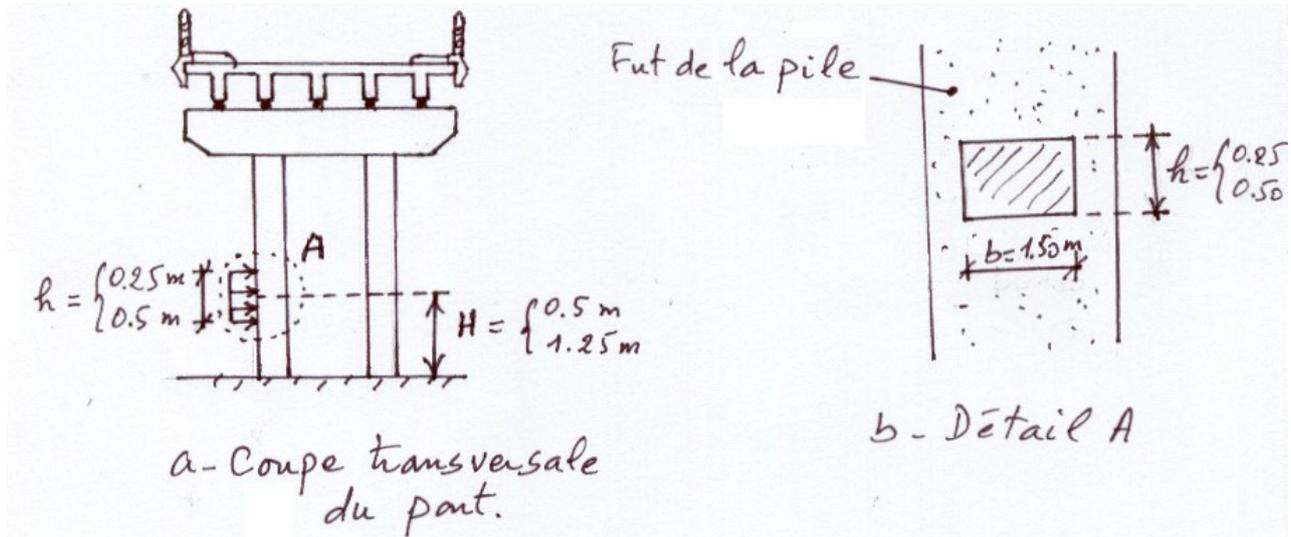


Fig. 69 Zones d'application d'une force de choc sur une pile.

Exercice 15

- 4- Calculer la force de choc dans les directions x et y d'un véhicule lourd contre la pile d'un pont franchissant une autoroute.
- 4- En déduire la pression due au choc dans les deux directions.

Solution

$$\left. \begin{array}{l} \text{Autoroute} \\ \text{Véhicule lourd} \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{Tab.7}} \left\{ \begin{array}{l} F_{chx} = 1000 \text{ KN} \\ F_{chy} = 500 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$b = 1.5 \text{ m.}$$

$$h = 0.5 \text{ m.}$$

$$p_x = \frac{F_{chx}}{b \times h}$$

$$p_x = \frac{1000}{1.5 \times 0.5} = 1333.3 \text{ KN/m}^2$$

$$p_y = \frac{F_{chy}}{b \times h}$$

$$p_y = \frac{500}{1.5 \times 0.5} = 666.7 \text{ KN/m}^2$$

3-17.2 Choc des véhicules contre les tabliers

Une force de choc F'_{ch} est supposée s'appliquer sur les faces verticales d'un tablier.

$$F'_{ch} = r \times F_{ch} \quad (63)$$

F_{ch} est la force de choc contre la pile, elle est donnée par le tableau 7.

r est le coefficient réducteur qui dépend de la hauteur libre H_a sous le tablier.

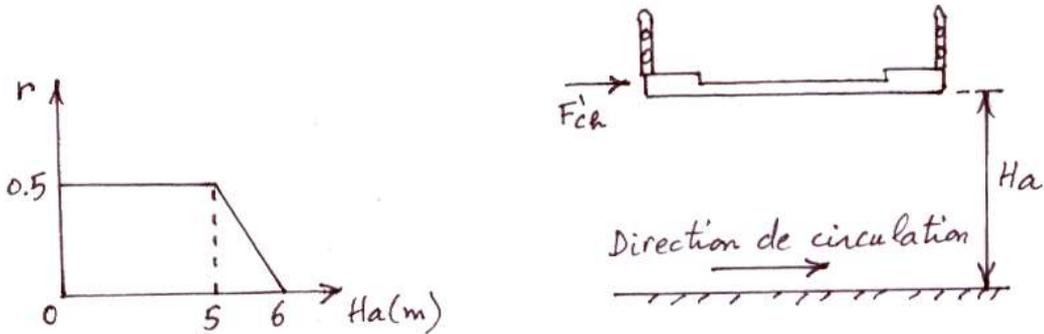


Fig. 70 Variation du coefficient réducteur r en fonction de la hauteur libre H_a .

Si la sous face du tablier est horizontale, on incline la force F_{ch} d'un angle de 10° par rapport à cette face. F_{ch} est supposée répartie sur un carré du tablier de dimensions $(0.25 \times 0.25) \text{ m}^2$.

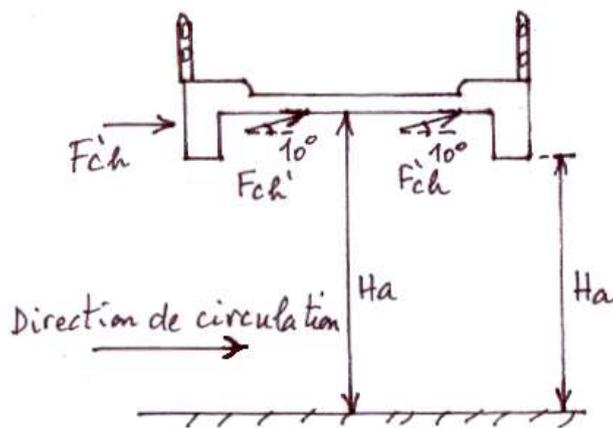


Fig. 71 Effet du choc contre la sous face horizontale d'un tablier.

Exercice 16

Soit un pont à poutres latérales franchissant une voie de circulation urbaine. Calculer les pressions normales et tangentielles dues au choc d'un véhicule lourd contre le tablier.

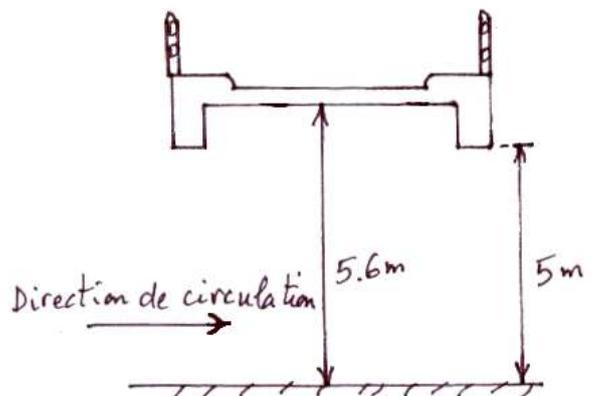


Fig. 72 Coupe transversale du pont à poutres latérales.

Solution

$$\left. \begin{array}{l} \text{Voie urbaine} \\ \text{Véhicule lourd} \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{Tab.7}} F_{ch} = 500 \text{ KN}$$

a)- Sur la poutre latérale : $H_a = 5 \text{ m} \rightarrow r = 0.5.$

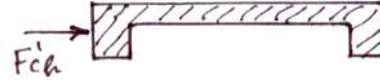
$$F'_{ch} = 0.5 \times F_{ch}$$

$$F'_{ch} = 0.5 \times 500 = 250 \text{ KN}$$

$$p = \frac{F'_{ch}}{S}$$

$$p = \frac{250}{0.25 \times 0.25} = 4000 \text{ KN} / m^2$$

$$\tau = 0$$



b)- En sous face du tablier : $H_a = 5.6 \text{ m} \rightarrow r = 0.2.$

$$F'_{ch} = 0.2 \times F_{ch}$$

$$F'_{ch} = 0.2 \times 500 = 100 \text{ KN}$$

$$F'_{chx} = F'_{ch} \times \cos \alpha$$

$$F'_{chx} = 100 \times 0.985 = 98.5 \text{ KN}$$

$$F'_{chz} = F'_{ch} \times \sin \alpha$$

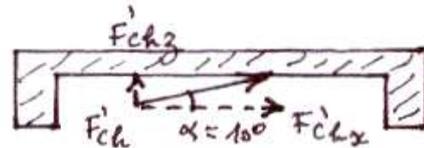
$$F'_{chz} = 100 \times 0.174 = 17.4 \text{ KN}$$

$$p = \frac{F'_{chz}}{S}$$

$$p = \frac{17.4}{(0.25)^2} = 278.4 \text{ KN} / m^2$$

$$\tau = \frac{F'_{chx}}{S}$$

$$\tau = \frac{98.5}{(0.25)^2} = 1576 \text{ KN} / m^2$$



3-17.3 Choc des bateaux contre les piles

Le tablier n'est pas supposé résister au choc des bateaux dont le poids peut atteindre plusieurs dizaines de milliers de tonnes.

En ce qui concerne les piles, le fascicule 61 prévoit l'action d'une force horizontale statique appliquée au niveau du PHEN (plus haute eau navigable). Cette force est dirigée soit parallèlement au courant d'eau (choc frontal F_f), soit perpendiculaire à celui-ci (choc latéral F_l). Elle est donnée par les relations 64 et 65. Si la largeur du canal est supérieure ou égale à 12 m, il s'agit de la catégorie A, sinon la voie navigable est de catégorie B.

- Catégorie A (grand gabarit) :

$$\left. \begin{array}{l} F_f = 10 \text{ MN} \\ F_l = 2 \text{ MN} \end{array} \right\} \quad (64)$$

- Catégorie B (petit gabarit) :

$$\left. \begin{aligned} F_f &= 1.2 \text{ MN} \\ F_t &= 0.24 \text{ MN} \end{aligned} \right\} \quad (65)$$

Pour éviter de telles forces de choc, on utilise des massifs construits autour des piles (îles artificielles), des dispositifs amortisseurs, ou des couronnes de protection (fig. 72).

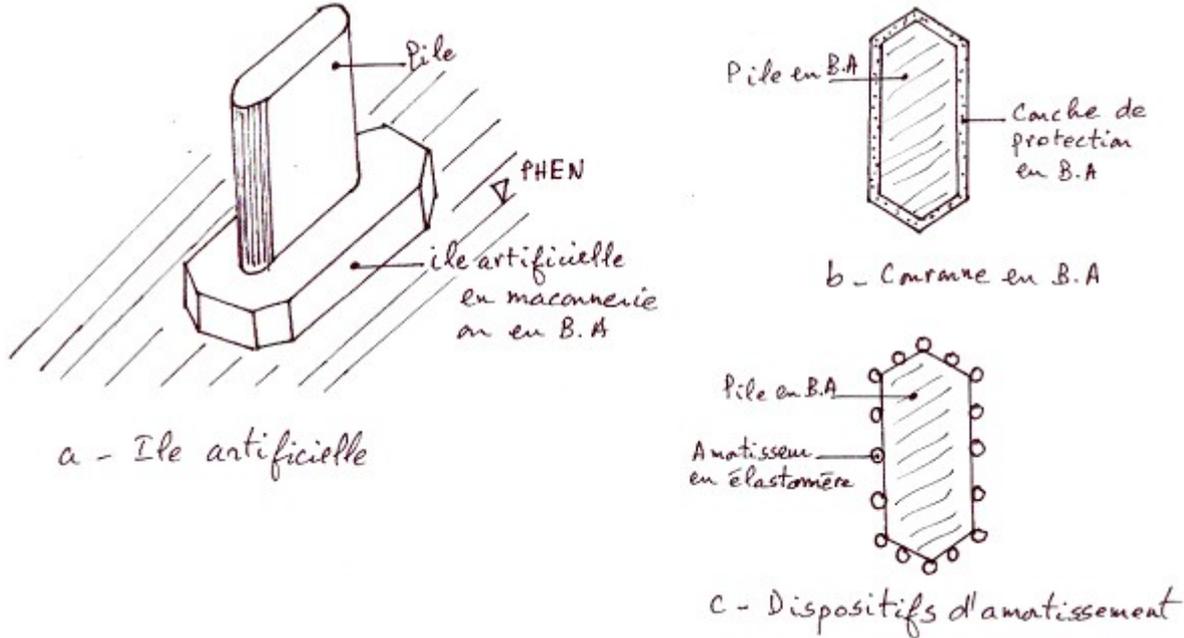


Fig. 73 Dispositifs de protection des piles contre le choc des bateaux.

3-18 L'effet du séisme

3-18.1 La charge sismique

Le séisme est une succession de mouvements rapides imposés au sol de fondation, dans les deux sens ; horizontal et vertical. En réponse à ces mouvements, la structure (pont) est soumise à la force d'inertie F_a qui tend à la déplacer dans le sens contraire du séisme (fig. 73). Si γ est l'accélération du mouvement du sol, la force d'inertie F_a ou la force sismique est donnée par

$$F_a = M \cdot \gamma \quad (66)$$

Où M est la masse de la structure.

En pratique, on prévoit pour les ponts les accélérations sismiques suivantes :

$$\left. \begin{aligned} \text{Horizontalement : } \gamma_H &= \frac{g}{10} \\ \text{Verticalement : } \gamma_V &= \pm \frac{7g}{100} \end{aligned} \right\} \quad (67)$$

Où g est l'accélération de la pesanteur ; $g = 9.81 \text{ m/s}^2$.

Le pont est donc soumis aux 2 forces sismiques simultanément ou séparément :

$$\left. \begin{aligned} \text{Horizontalement : } F_H &= \frac{G}{10} \\ \text{Verticalement : } F_V &= \pm \frac{7G}{100} \end{aligned} \right\} \quad (68)$$

Où G est le poids total de la structure étudiée.

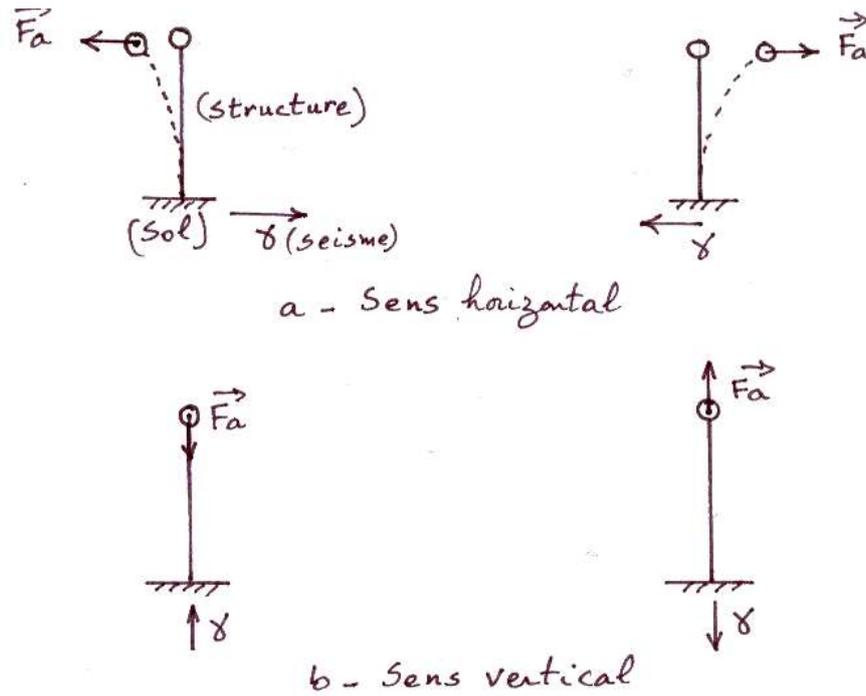


Fig. 74 Effet du séisme sur une structure.

3-18.2 L'endommagement des ponts sous l'effet des séismes

a)- Echappement du tablier

Les grands déplacements des piles et culées peuvent entraîner l'échappement du tablier dans le sens longitudinal ou transversal. Ce phénomène est fréquent dans les ponts à travées indépendantes (fig. 74).

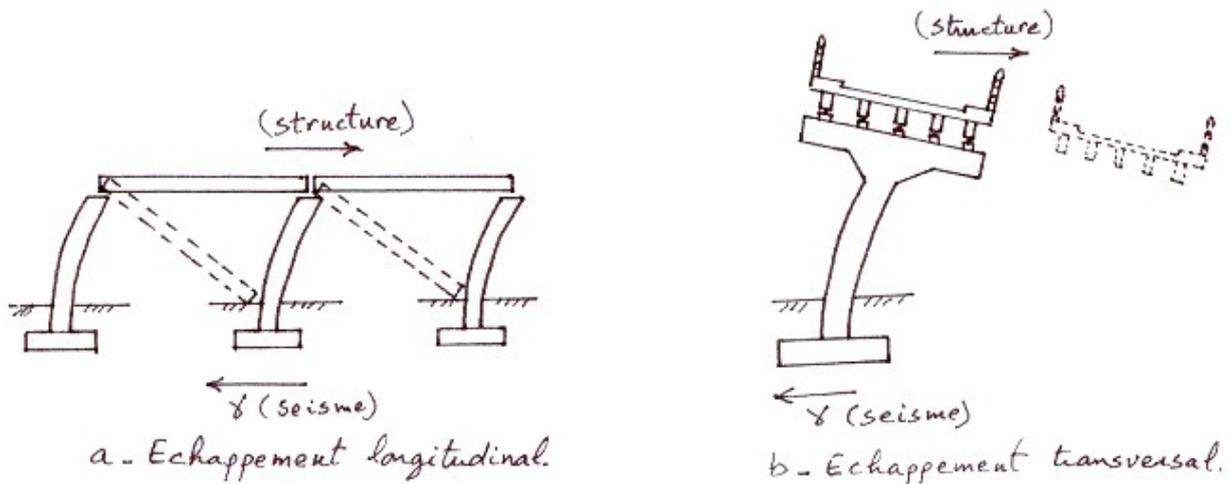


Fig. 75 Echappement du tablier sous l'effet d'un séisme.

Dans les ponts biais ou courbes l'échappement du tablier est plus important. En plus des effets des forces transversales, un moment de rotation vient s'y ajouter pour faciliter l'échappement transversal du tablier. Ce moment est du aux réactions de choc du tablier contre les culées (fig. 75).

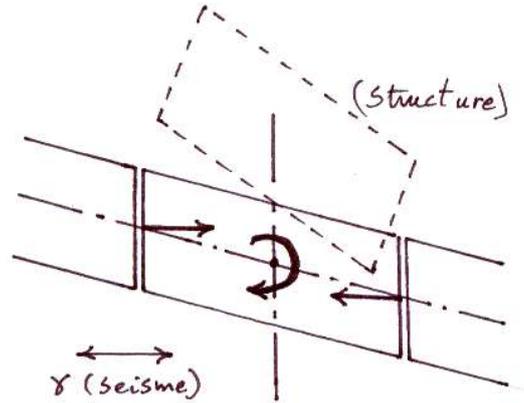


Fig. 76 Rotation en plan du tablier d'un pont biais sous l'effet d'un séisme dans le sens longitudinal.

b)- Rupture des piles

Les charges sismiques horizontales et verticales sont directement transmises aux piles ce qui peut affecter leur résistance (fig. 76).

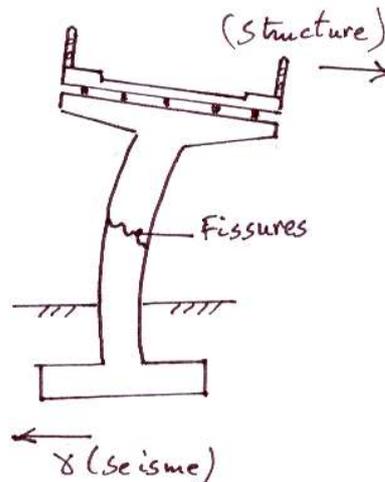


Fig. 77 Rupture d'une pile par effort tranchant excessif du à un séisme.

c)- Rupture de la culée

Cette rupture est due aux 2 sollicitations (fig. 77) :

- Poussée dynamique du remblai d'où le renversement de la culée et l'endommagement de ses parties constituantes.
- Choc du tablier contre la culée, ce qui peut compromettre le mur garde grève.

d)- Rupture des fondations

La composante verticale du séisme fait augmenter la réaction R du sol d'une valeur égale à 7% du poids propre G porté par cette semelle, d'où le risque de rupture de cette dernière (fig. 78):

Dans les sols sablonneux où il y a présence de nappe d'eau, l'onde sismique peut causer le phénomène de liquéfaction du sol de fondation ce qui aura un effet désastreux sur l'ouvrage. Dans ce genre de cas, il est nécessaire d'utiliser des fondations profondes sur pieux, ce qui permet d'assurer le minimum de stabilité de l'ouvrage pendant le mouvement sismique.

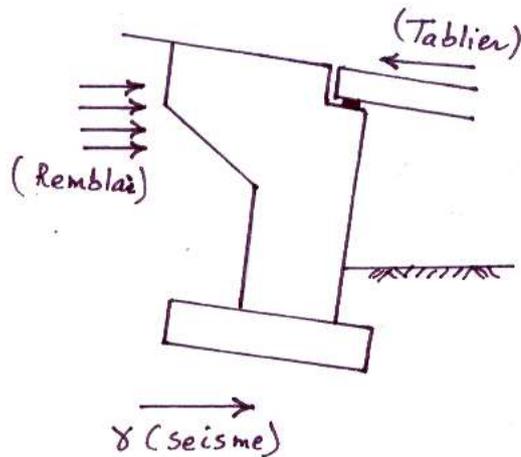


Fig. 78 Poussée dynamique d'un remblai et choc du tablier sur une culée.

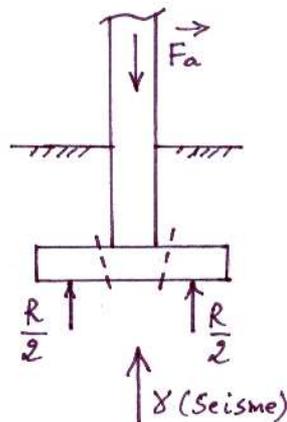


Fig. 79 Réaction excessive du sol de fondation lors d'un séisme.

4 LES COMBINAISONS D'ACTION D'UN PONT ROUTIER

Dans les ponts en B.A et B.P on utilise pour le calcul des pièces le BAEL 91 et le BPEL 91, dans les ponts métalliques c'est l'Eurocode 3 qui sera utilisé. En ce qui concerne les ponts mixtes, on aura affaire à l'Eurocode 4.

4-1 Ponts en B.A et B.P

4-1-1 Notations générales

G_{max} : Charge permanente défavorable.

G_{min} : Charge permanente favorable.

Q_r : Surcharge routière normale, elle est constituée des systèmes A(1) et B accompagnés de la surcharge du trottoir.

Q_{rp} : Surcharge routière particulière comprenant les charges militaires et les convois exceptionnels.

W : Action du vent.

T : Variation uniforme de la température.

$\Delta\theta$: Gradient thermique.

F_a : Action accidentelle.

4-1-2 Règles à respecter

- 1- Prendre la combinaison la plus défavorable pour le cas envisagé.
- 2- Une action doit apparaître au plus une fois dans la combinaison.
- 3- Si les termes des actions se trouvent derrière une accolade ({), on choisit une (ou aucune) parmi elles.
- 4- Les valeurs se trouvant entre crochet ([...]) ne sont généralement pas à prendre en compte.

4-1-3 L'état limite ultime

4-1-3-1 Combinaison fondamentale

a)- En phase d'exploitation du pont

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \left\{ \begin{array}{l} 1.50 \left\{ \begin{array}{l} 1.07 Q_r \\ 1.20 W \end{array} \right. \\ 1.35 \left\{ \begin{array}{l} Q_{rp} \\ [T] \end{array} \right. \end{array} \right. + 1.30 \{ [0.615 T + 0.50 \Delta\theta] \} \quad (69)$$

En développant cette combinaison, on obtient les différents cas suivants :

$$\left. \begin{array}{l} 1.35 G_{\max} + G_{\min} \\ 1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.605 Q_r \\ 1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.605 Q_r + 1.30 (0.615 T + 0.50 \Delta\theta) \\ 1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.35 Q_{rp} \\ 1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.35 Q_{rp} + 1.30 (0.615 T + 0.50 \Delta\theta) \\ 1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.80 W \\ 1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.80 W + 1.30 (0.615 T + 0.50 \Delta\theta) \\ 1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.35 T \\ 1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.35 T + 0.65 \Delta\theta \\ 1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.30 (0.615 T + 0.50 \Delta\theta) \end{array} \right\} \quad (70)$$

b)- En phase de construction

$$\boxed{1.35 (G_{\max} + Q_{prc}) + (G_{\min} + Q_{prc}) + \left\{ \begin{array}{l} Q_{pra} \\ W \\ 1.35 [T] \end{array} \right. + 1.30 \left\{ \begin{array}{l} 1.2 W \\ Q_{pra} \\ [0.615 T + 0.30 \Delta\theta] \end{array} \right. + 1.30 \{ [0.615 T + 0.50 \Delta\theta] \}} \quad (71)$$

Où Q_{prc} est la surcharge d'exécution de chantier, connue en grandeur et en position.

Q_{pra} est la surcharge d'exécution de chantier de position variable.

4-1-3-2 Combinaison accidentelle

$$G_{\max} + G_{\min} + Fa + \begin{cases} 1.07 \alpha Q_r \\ 0.24 W \\ 0.50 T \\ 0.50 \Delta\theta \end{cases} \quad (72)$$

Où α est un coefficient qui dépend de la classe du pont.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pont de 1ère classe : } \alpha = 0.6 \\ \text{Pont de 2e classe : } \alpha = 0.4 \\ \text{Pont de 3e classe : } \alpha = 0.2 \end{array} \right\} \quad (73)$$

4-1-4 L'état limite de service

a)- En phase d'exploitation du pont

$$G_{\max} + G_{\min} + \begin{cases} 1.20 Q_r (A, B) + \{ Q_r (\text{Trottoir}) \\ Q_{rp} \\ W \\ T \\ \Delta\theta \end{cases} + \{ (0.60 T + 0.50 \Delta\theta) \} \quad (74)$$

b)- En phase de construction

$$(G_{\max} + Q_{rpc}) + (G_{\min} + Q_{pra}) + \begin{cases} Q_{pra} \\ W \\ T \\ \Delta\theta \end{cases} + \begin{cases} 0.60 T \\ 0.50 \Delta\theta \\ 0.60 T + 0.50 \Delta\theta \end{cases} \quad (75)$$

4-2 Ponts métalliques et mixtes

En phase d'exploitation du pont

$$\text{ELU : } 1.35 G_{\max} + 1.08 G_{\min} + \begin{cases} 1.50 Q_r \\ 1.35 Q_{rp} \end{cases} + \{ 1.5 \Delta\theta \} \quad (76)$$

$$\text{ELS : } G_{\max} + G_{\min} + \begin{cases} Q_r \\ 1.2 Q_{rp} \end{cases} + \{ \Delta\theta \} \quad (77)$$

Exercice 17

Donner l'expression des efforts N_{\max} et M_{\max} à la base de la pile de pont représentée dans la figure 80 à l'ELU (combinaison fondamentale) et la combinaison ELS correspondante. Le pont est supposé de 1^{ère} classe. Les charges d'exploitation considérées sont :

- a)- Le système Bc accompagné de la charge du trottoir.
- b)- Le convoi exceptionnel D_{240} .

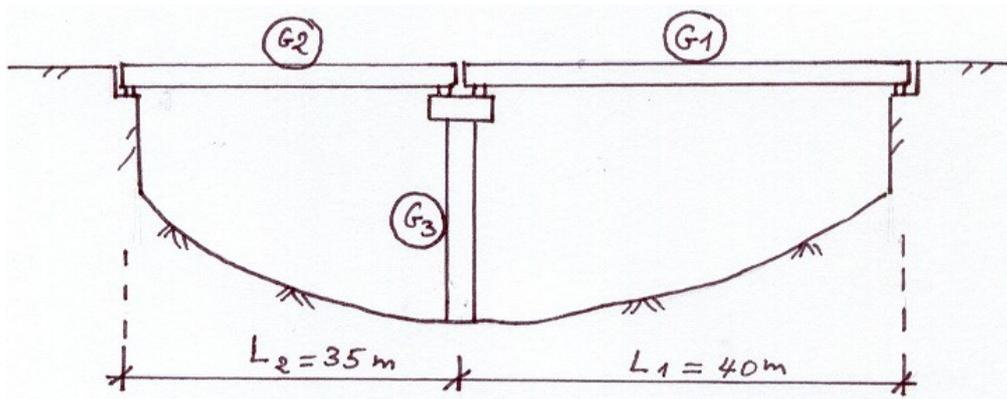


Fig. 80 Coupe longitudinale d'un pont à 2 travées en béton précontraint.

Solution

Pour calculer N_{\max} , on charge les 2 travées. Pour M_{\max} , on charge seulement la plus longue travée qui est L_1 .

a)- Système Bc + St :

$$\text{ELU : } N_u = 1.35 (N_{G1} + N_{G2} + N_{G3}) + 1.605 (N_{Bc1} + N_{Bc2} + N_{St1} + N_{St2})$$

$$M_u = 1.35 (M_{G1} + M_{G2}) + 1.605 (M_{Bc1} + M_{St1})$$

$$\text{ELS : } N_{ser} = (N_{G1} + N_{G2} + N_{G3}) + 1.20 (N_{Bc1} + N_{Bc2}) + (N_{St1} + N_{St2})$$

$$M_{ser} = (M_{G1} + M_{G2}) + 1.20 M_{Bc1} + M_{St1}$$

b)- Convoi D₂₄₀ :

$$\text{ELU : } N_u = 1.35 (N_{G1} + N_{G2} + N_{G3}) + 1.35 (N_{D240(1)} + N_{D240(2)})$$

$$M_u = 1.35 M_{G1} + M_{G2} + 1.35 (M_{D240(1)})$$

$$\text{ELS : } N_{ser} = (N_{G1} + N_{G2} + N_{G3}) + (N_{D240(1)} + N_{D240(2)})$$

$$M_{ser} = (M_{G1} + M_{G2}) + M_{D240(1)}$$

5 LES SURCHARGES D'UN PONT RAIL

5-1 Description générale d'un pont-rail

C'est un ouvrage qui sert à supporter une voie ferrée qui est constituée des éléments suivants :

a- Les 2 rails : Ils reçoivent directement les charges du train et les transmettent vers les traverses. En plus, les 2 rails servent de guide pour les roues du train.

b- Les traverses : Elles transmettent directement les charges des rails vers le ballast, et assurent le parallélisme des 2 rails.

c- Le ballast : C'est un gros gravier concassé de diamètre 25/50 mm, il joue les rôles suivants :

- Transmission des charges vers l'hourdis sous une forme uniformément répartie.
- Vu sa grande rigidité, le ballast représente un tassement très faible.
- C'est bon amortisseur qui absorbe les vibrations venant du train.
- Vu sa grande maniabilité, il permet une correction facile du nivellement de la voie ferrée.

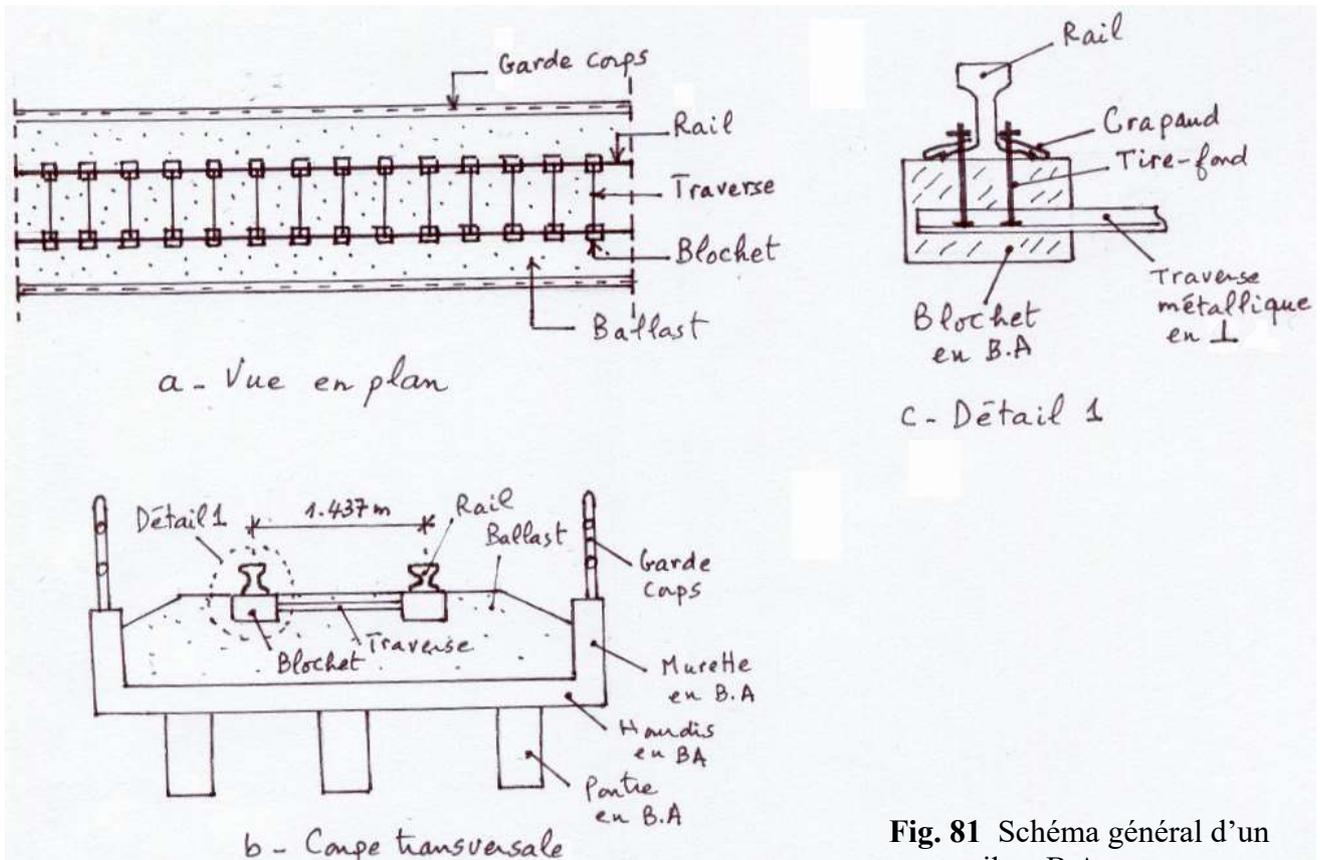


Fig. 81 Schéma général d'un pont-rail en B.A.

5-2 Les charges permanentes

- Le ballast : 18.5 KN/m^3 .
- Les 2 rails : 1.5 KN/ml .
- Blochets et traverses : 2 KN/ml .

5-3 Les surcharges d'un pont-rail

5-3-1 La ligne de grand trafic (plus de 20 passages de trains par jour)

Le train type est constitué de 2 locomotives (machines), chacune accompagnée par son tender, l'ensemble est suivi d'un nombre indéterminé de wagons identiques, chargés.

Soit sous forme de charge uniformément répartie

$$\left. \begin{aligned} \text{Locomotive : } q_M &= 91.429 \text{ KN/ml} \\ \text{Tender : } q_T &= 80 \text{ KN/ml} \\ \text{Wagon : } q_W &= 64 \text{ KN/ml} \end{aligned} \right\} (83)$$

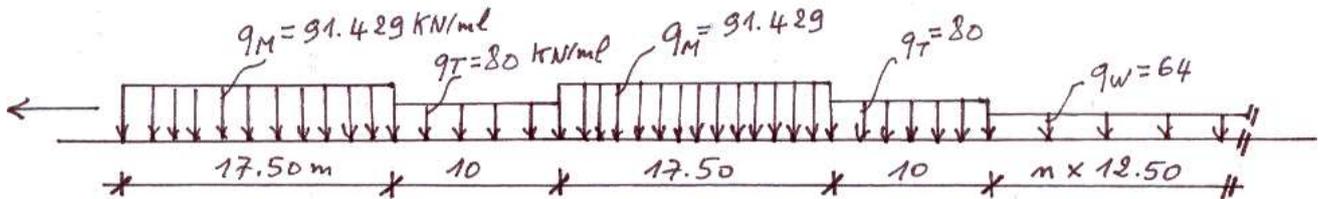


Fig. 84 Charges réparties d'un train type dans une ligne à trafic moyen ou faible.

N.B : En France, les charges de train considérées sont :

a- **Lignes de trains ordinaires** : On applique le convoi UIC qui est composé de 4 essieux de 250 KN et une charge répartie de 80 KN/ml d'étendue variable.

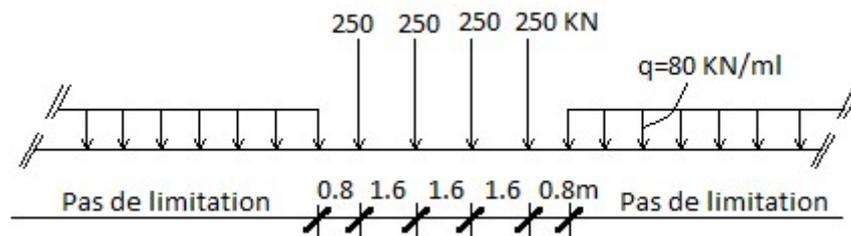


Fig. 85 Convoi UIC

b- **Lignes TGV** : Le convoi de longueur totale de 237.59 m comporte 30 essieux de 170 KN, soit une charge répartie d'environ 22 KN/ml.

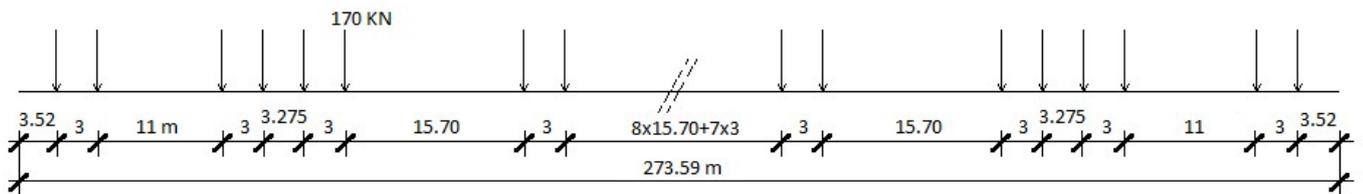


Fig. 86 Convoi TGV

5-3-3 Considérations générales

- Dans le cas d'un pont-rail à doubles voies, les 2 trains types sont supposés marcher côte à côte dans le même sens.
- Le coefficient de la majoration dynamique garde la même expression que celle d'un pont route (eq. 14), soit

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} \quad (84)$$

Où L est la longueur chargée en mètres de l'élément étudié.

G est la charge permanente sur la longueur L.
 S est la surcharge maximale sur la longueur L.

- La composition, la position et la longueur des convois formés avec le train type seront choisies pour produire les efforts maximaux envisagés. On pourra même intercaler des wagons vides, mais les convois ne peuvent pas être coupés.

Le poids d'un wagon vide est de

$$w_{\min} = 156.25 \text{ KN} \quad (85)$$

Soit sous forme de charge répartie

$$q_w^{\min} = 12.50 \text{ KN/ml} \quad (86)$$

Exemple : Soit un pont-rail à 4 travées continues, le moment fléchissant maximal à l'appui B est obtenu en chargeant le pont suivant l'allure de la ligne d'influence de MB.

D'après la figure 84, on remarque qu'une seule locomotive avec son tender ont été disposés (au lieu de 2 locomotives et 2 tenders), cela à cause de l'allure de la ligne d'influence de MB. On remarque aussi que la zone positive de cette ligne d'influence a été chargée par la valeur minimale q_w^{\min} et ce pour avoir un moment MB négatif et maximal en valeur absolue.

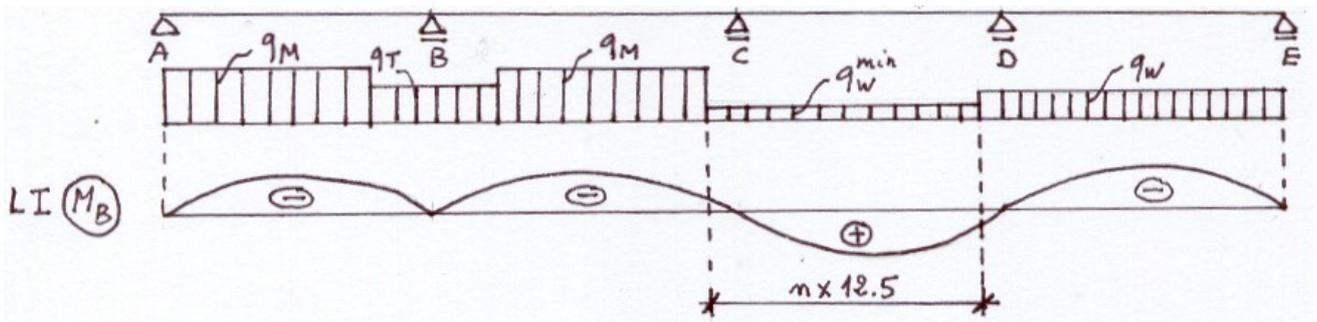


Fig. 87 Chargement d'un pont-rail en tenant compte de la ligne d'influence de l'effet considéré.

5-3-4 Les forces longitudinales d'un train type

Les efforts de freinage et de démarrage sont supposés agir au niveau des sommets des rails. Ces efforts ne sont pas susceptibles de majoration dynamique.

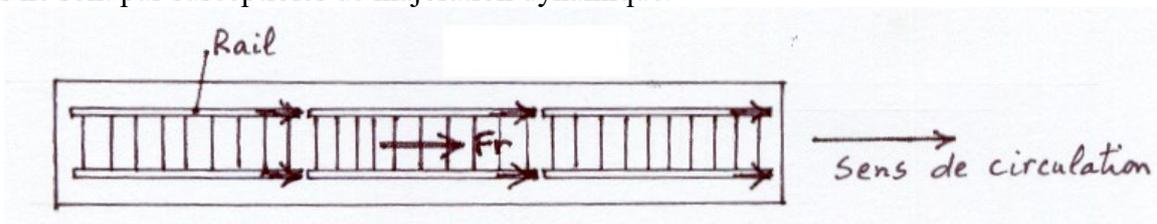


Fig. 88 Actions des forces de freinage sur le tablier d'un pont-rail.

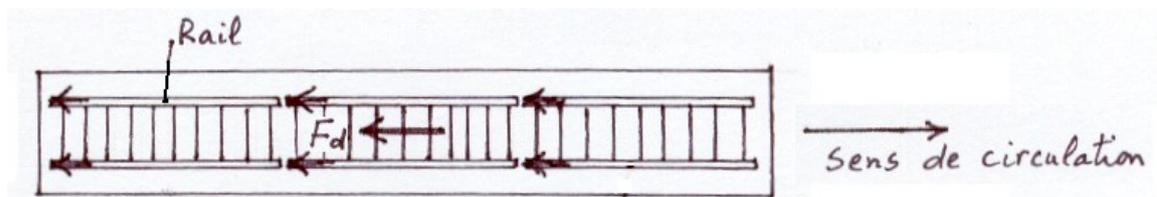


Fig. 89 Actions des forces de démarrage sur le tablier d'un pont-rail.

a)- **Freinage** : La force F_r est égale au $1/7^e$ des charges mobiles maximales S_{max} que peut recevoir le pont.

$$F_r = \frac{1}{7} S_{max} \quad (87)$$

Pour calcul de S_{max} , et dans le cas extrême, le train type est supposé contenir 14 wagons au maximum, soit

$$\left. \begin{array}{l} \text{Lignes à grands trafics : } S_{max} = 20000 \text{ KN} \\ \text{Autres lignes : } S_{max} = 16000 \text{ KN} \end{array} \right\} \quad (88)$$

b)- **Démarrage** : La force F_d est égale au $1/7^e$ du poids des locomotives M' que peut recevoir le pont.

$$F_d = \frac{1}{7} M' \quad (89)$$

Le pont peut recevoir une partie d'une locomotive, et au maximum 2 locomotives, soit

$$\left. \begin{array}{l} \text{Lignes à grands trafics : } M'_{max} = 4000 \text{ KN} \\ \text{Autres lignes : } M'_{max} = 3200 \text{ KN} \end{array} \right\} \quad (90)$$

Exercice 18

Calculer les forces de freinage et démarrage dans les 2 ponts rails à une seule travée, dont la longueur est respectivement de 36 m et 85 m. La ligne est supposée de grand trafic.

Solution

Pont 1 :

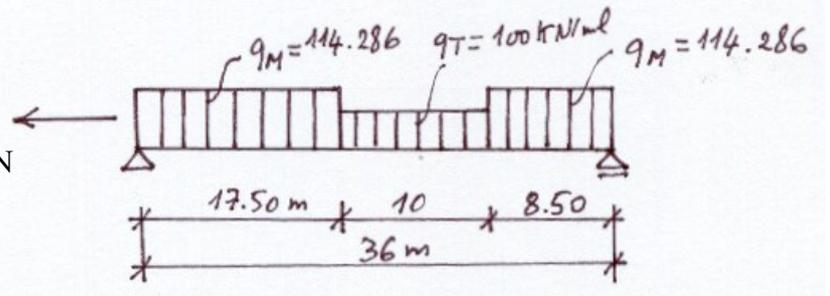
$$S_{max} = (17.5 + 8.5) \times 114.286 + 10 \times 100$$

$$S_{max} = 3971.436 \text{ KN}$$

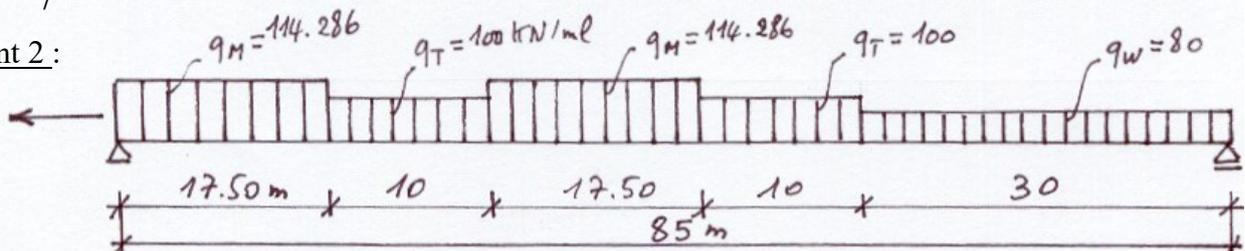
$$M' = (17.5 + 8.5) \times 114.286 = 2971.436 \text{ KN}$$

$$F_r = \frac{1}{7} \times 3971.436 = 567.348 \text{ KN}$$

$$F_d = \frac{1}{7} \times 2971.436 = 424.491 \text{ KN}$$



Pont 2 :



$$S_{max} = 2 \times 17.5 \times 114.286 + 2 \times 10 \times 100 + 30 \times 80$$

$$S_{max} = 8400 \text{ KN} < 20000 \text{ KN}$$

$$M' = 2 \times 17.5 \times 114.286 = 4000 \text{ KN}$$

$$F_r = \frac{1}{7} \times 8400 = 1200 \text{ KN}$$

$$F_d = \frac{1}{7} \times 4000 = 571.430 \text{ KN}$$

5-3-5 La force centrifuge F_c

Cette force se manifeste dans les ponts-rails qui représentent une courbe en plan. F_c est radiale dirigée vers l'extérieur de la courbe, elle est frappée du coefficient de majoration dynamique.

5-3-5-a La force centrifuge par mètre linéaire du tablier (F_{c1})

Cette force est utilisée dans le calcul local du tablier telle que la torsion, le cisaillement etc., elle est donnée par

$$F_{c1} = m \frac{v^2}{R} \quad (91)$$

Où v est la vitesse de référence du train.

R est le rayon de courbure en plan du pont.

m est la masse du train par mètre linéaire

Pour simplifier les calculs, on suppose que la masse M du train se trouvant dans la partie courbe est uniformément répartie sur la longueur du pont.

$$m = \frac{M}{L} \quad (92)$$

Où L est le développement de la courbe.

$$L = R \cdot \theta \quad (93)$$

θ est l'angle d'ouverture du virage exprimé en radians (fig. 90).

En remplaçant l'équation 93 dans 92, on obtient

$$m = \frac{M}{R\theta} \quad (94)$$

En remplaçant la valeur de m dans l'équation 91, il vient

$$F_{c1} = \frac{M v^2}{R^2 \theta} \quad (95)$$

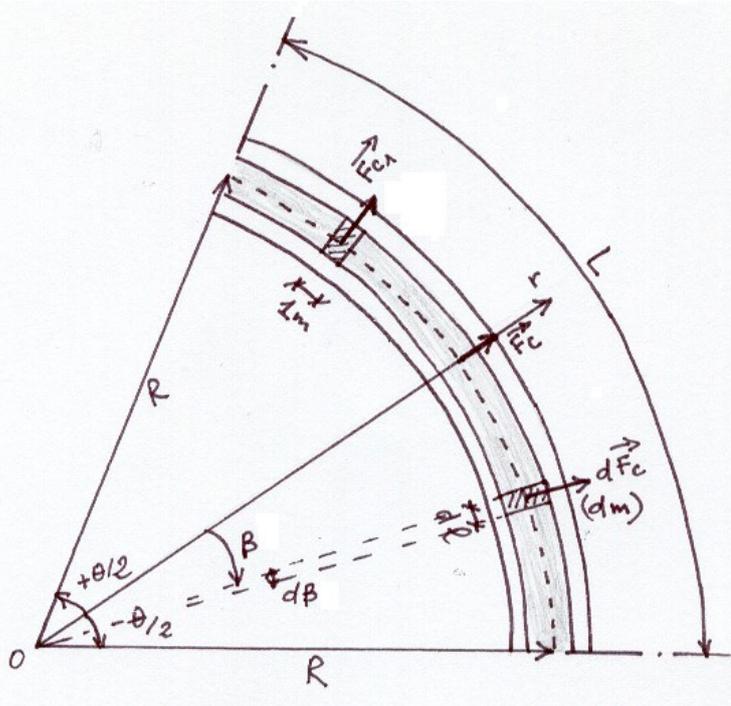


Fig. 90 Actions de la force centrifuge sur le tablier d'un pont-rail courbe en plan.

La force F_{c1} peut être décomposée en 2 forces, l'une tangentielle F_{t1} et l'autre verticale F_{v1} (fig. 88). En reportant l'équation 20, on aura

$$\text{et } \left. \begin{aligned} F_{t1} &= \frac{F_{c1}}{\cos \alpha} \\ F_{v1} &= F_{c1} \times \operatorname{tg} \alpha \end{aligned} \right\} (96)$$

Où α est l'angle de dévers du tablier.

- La composante verticale F_{v1} est à cumuler avec les charges verticales du train type.

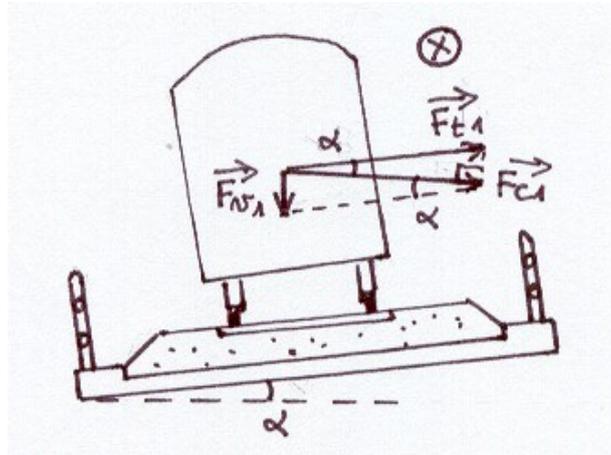


Fig. 91 Décomposition de la force centrifuge en composantes tangentielle et verticale.

5-3-5-b La force centrifuge totale (Fc)

Elle est utilisée dans le calcul global du pont tel que les réactions verticales et horizontales des appareils d'appuis, la flexion transversale des piles etc. D'après la figure (87), on a

$$F_c = 2 \int_0^{\theta/2} dF_c \cos \beta$$

$$F_c = 2 \int_0^{\theta/2} \frac{dm v^2}{R} \cos \beta$$

Or
$$\frac{dm}{dl} = \frac{M}{L} \Rightarrow dm = \frac{M}{L} dl$$

Ou bien
$$dm = \frac{M}{L} R d\beta$$

En remplaçant la valeur de dm dans l'expression de F_c , on aura

$$F_c = 2 \int_0^{\theta/2} \frac{M}{L} R d\beta \frac{v^2}{R} \cos \beta$$

$$F_c = 2 \frac{M}{L} v^2 \int_0^{\theta/2} \cos \beta d\beta$$

$$F_c = 2 \frac{M}{L} v^2 [\sin \beta]_0^{\theta/2}$$

Soit
$$F_c = 2 \frac{M}{L} v^2 \sin \frac{\theta}{2} \quad (97)$$

Ou bien
$$F_c = 2 \frac{M}{R\theta} v^2 \sin \frac{\theta}{2} \quad (98)$$

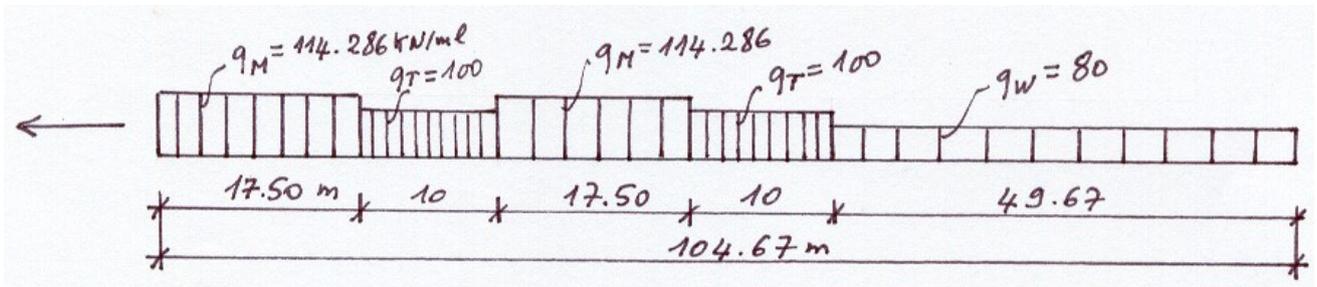
Exercice 19

Calculer les forces centrifuges F_{c1} et F_c développées dans un pont courbe de rayon en plan $R = 200$ m, ayant un angle d'ouverture $\theta = 30^\circ$. La ligne est supposée de grand trafic, la vitesse de référence est de 72 Km/h.

Solution

La longueur de la courbe est $L = R \cdot \theta$

$$L = 200 \times \frac{\pi}{6} = 104.67 \text{ m}$$



D'après la figure ci-dessus :

$$M = \frac{(114.286 \times 2 \times 17.5 + 100 \times 2 \times 10 + 80 \times 49.67)}{10} = 997.361 \text{ t}$$

$$F_{c1} = \frac{M v^2}{R^2 \theta} \Rightarrow F_{c1} = \frac{997.361 \times (20)^2}{(200)^2 \times \frac{\pi}{6}} = 19.058 \text{ KN/ml}$$

$$F_c = 2 \frac{M}{L} v^2 \sin \frac{\theta}{2} \Rightarrow F_c = 2 \frac{997.361}{104.67} \times (20)^2 \times \sin 15^\circ = 1972.951 \text{ KN}$$

5-3-6 L'effet du vent

Le vent est supposé souffler horizontalement dans la direction transversale du pont. On rencontre de possibilités quand le pont est mis en service.

Pont vide : La pression horizontale p_H du vent appliquée sur la surface latérale de l'ouvrage est

$$p_H = 2.5 \text{ KN/m}^2 \quad (99)$$

Pont chargé : Le train type est supposé circuler sur le pont. Dans ces conditions, la surface latérale exposée au vent va augmenter vu le gabarit important du train, ce dernier est assimilé à un écran vertical de hauteur égale à 3m situé à 0.50 m au dessus du rail (fig. 89).Cependant le règlement prévoit une pression horizontale du vent p'_H inférieure à p_H .

$$p'_H = 1.5 \text{ KN/m}^2 \quad (100)$$

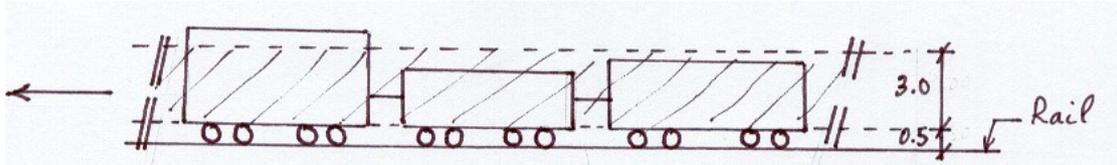


Fig. 92 Zone d'action du vent sur le train type.

Exercice 19

Calculer la résultante de pression du vent qui souffle latéralement sur un pont-rail métallique, et ce en considérant les 2 cas :

- 1- Pont vide.
- 2- Pont chargé.

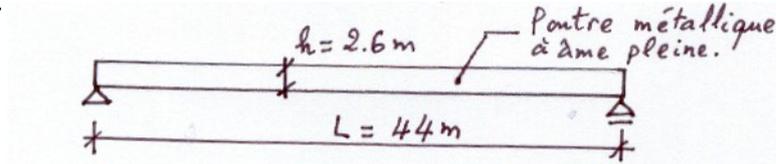


Fig. 93 Schéma d'un pont-rail métallique à poutres latérales.

Solution

1- Pont vide :

La pression horizontale du vent est

$$p_H = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

La surface exposée au vent est celle de la poutre latérale, soit

$$S = 44 \times 2.6 = 114.40 \text{ m}^2.$$

La résultante de la poussée horizontale du vent est

$$F_H = p_H \times S$$

$$F_H = 2.5 \times 114.4 = 286 \text{ KN}$$

2- Pont chargé :

La pression horizontale du vent est

$$p'_H = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

La surface exposée au vent est celle de la poutre latérale plus l'écran formé par le train type, soit

$$S' = 44 \times (2.6+3) = 246.4 \text{ m}^2.$$

La résultante de la poussée horizontale du vent est

$$F_H = p'_H \times S'$$

$$F_H = 1.5 \times 246.4 = 369.60 \text{ KN}$$

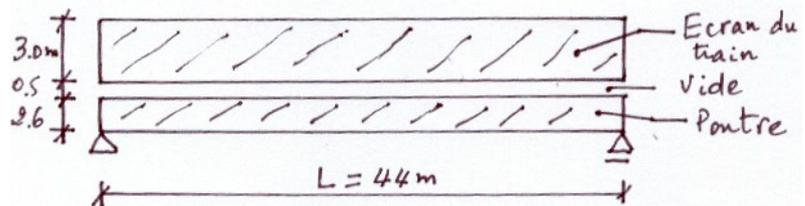


Fig. 94 Ecran d'un pont-rail chargé.

6 LES COMBINAISONS D'ACTION D'UN PONT RAIL

6-1 L'état limite ultime

6-1-1 Combinaison fondamentale

a)- En phase d'exploitation du pont

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \begin{cases} 1.35 Q_{ex} \\ 1.50 \begin{cases} Q_{lv} \\ Q_{\theta} \end{cases} \end{cases} + 1.30 \{ Q_{iv} + 1.30 \{ 0.615 Q_{\theta} \} \quad (101)$$

Où Q_{ex} est la charge d'exploitation du pont-rail (train type).

Q_{1v} est l'action du vent dans le pont-rail vide.

Q_{iv} est l'action du vent dans le pont-rail chargé.

Q_{θ} est l'effet de variation linéaire du tablier due à la température, avec ou sans le gradient thermique.

b)- En phase de construction

$$1.35 (G_{\max} + Q_{prc}) + (G_{\min} + Q_{prc}) + 1.50 \begin{cases} Q_{pra} \\ 1.2W + 1.30 \{1.2W + 1.30 \{0.615 Q_{\theta} \\ Q_{\theta} \end{cases} \quad (102)$$

On rappelle que

Q_{prc} est la surcharge d'exécution de chantier, connue en grandeur et en position.

Q_{pra} est la surcharge d'exécution de chantier de position variable.

6-1-2 Combinaison accidentelle

$$G_{\max} + G_{\min} + Fa + \{\alpha Q_{ex} + \{0.6 Q_{\theta} \quad (103)$$

Où α est un coefficient qui dépend du nombre de voies ferrées.

$$\left. \begin{array}{l} 1 \text{ voie ferrée} : \alpha = 0.8 \\ 2 \text{ voies ferrées} : \alpha = 0.6 \\ \geq 3 \text{ voies ferrées} : \alpha = 0.4 \end{array} \right\} \quad (104)$$

6-2 L'état limite de service

a)- En phase d'exploitation du pont

$$G_{\max} + G_{\min} + \begin{cases} Q_{ex} \\ Q_{1v} + \{Q_{iv} + \{0.60 Q_{\theta} \\ Q_{\theta} \end{cases} \quad (105)$$

b)- En phase de construction

$$(G_{\max} + Q_{prc}) + (G_{\min} + Q_{prc}) + \begin{cases} Q_{pra} \\ W + \{W + \{0.60 Q_{\theta} \\ Q_{\theta} \end{cases} \quad (106)$$

7 CONCLUSION

Dans ce chapitre, pour évaluer les charges, on s'est basés sur le fascicule 61 titreII du CPC, le règlement utilisé en Algérie, et l'Eurocode 1, le règlement utilisé en Europe. Cependant, le CPS doit être respecté pour mettre en cause les spécificités de l'ouvrage étudié.