EDUARDO TORROJA - OFICINA TÉCNICA

OFFRE N° 1

Note de Calcul

FECHA Mars 1958

N.° 849.302

PONT SUR L'OUED SOUSS

DEVIS DESCRIPTIF ET JUSTIFICATIONS GENERALES

Caractéristiques générales

Le pont est constitué par cinq travées égales, de 22,66 mètres de portée, indépendantes entre elles et simplement appuyées sur quatre piles doubles fondées sur pieux.

Toutes les travées sont constituées par un grillage d'entretoises et poutres préfabriquées et précontraintes. La précontrainte des entretoises permet l'assemblage de tous les éléments qui forment le tablier, et l'assurance d'une collaboration bien serrée et pleine d'efficacité des poutres préfabriquées. Or, sous l'action des charges d'exploitation quoi qu'il en soit sa position, centrée ou excentrée par rapport à l'axe longitudinal du pont, tout le tablier se déforme comme un grillage monolithique, conformément aux prescriptions de l'élasticité, sans glissement d'une poutre par rapport à celle adjacente.

Les travées, indépendantes et isostatiques, permettent l'accommodation d'un possible tassement des piles par mouvement , des pieux, de quelques centimètres.

Etant donné que la culée Rive-Gauche est fondée sur un sol de fondation le plus firme, c'est sur cette culée que l'appui fixe est disposé. Des câbles précontraints longent le pont jusqu'à l'extrémité de la poutre sur la culée Rive-Droite pour transmettre l'effort de freinage à l'appui fixe. Or, la réaction du pont sur les piles et sur la culée R.D est entièrement verticale, en dépit des dilatations thermiques et des efforts horizontaux et longitudinaux de freinage, grâce aux articulations disposées dans les deux extrémités des piles.

D'après ces conditions, les piles, tandis qu'elles ne soient pas retenues par une ligature longitudinale agissant sur - l'articulation supérieure, sont mécaniquement instables. Donc, pendant la construction, il faut les entretoiser d'une façon provisoire, à fin de les mantenir dans sa position.

Pour permettre la rotation par flexion du bout de la poutre extrême, par rapport à la culée R.G, et des bouts des poutres, dans les joints qui se trouvent sur les piles, on a disposé des rouleaux en béton qui doivent supporter une charge de 6 T chacun. D'après les expériences fournies par les essais sur des rouleaux à pareil diamètre et 0,35 m de longueur, et réalisés au Laboratoire Central d'Essais, de Madrid, la charge minimum de rupture d'un tel rouleau, est de 48 T. Or, la marge de sécurité dont on peut disposer, est asses large.

<u>Bases de calculs</u>

Les calculs sont établis conformément aux prescriptions:

1ère.- De la Circulaire, série A nº 3 du 10 Mai 1927, relative aux ponts métalliques et en béton armé dont l'article 33 de l'annexe nº 1 a été modifié par la Circulaire série A nº 1 du 29 Août 1940.

2e.- De la Circulaire série A nº 27 du 11 Février 1946 relative aux conditions de circulation des matériaux militaires - lourds sur les ouvrages d'art.

3e.- De la Circulaire série A nº 8, du 19 Juillet 1934 relative à l'emploi du béton armé.

4e.- De la Circulaire nº 141 du 26 Octobre 1953 relative à l'emploi du béton précontraint.

5e.- Du Devis-Programme du Concours pour la construction d'un pont route franchissant l'Oued Souss au P.K. 13 + 196 du

Ministère des Travaux Publics du Royaume du Maroc.

Pour le calcul du grillage formé par les poutres et les entretoises, la méthode de M. Massonnet a été utilisée. Dès lors, on a pris en compte la rigidité torsionnelle des poutres et entretoises pour le calcul du tablier.

Un deuxième calcul de constataion a été effectué - d'après la méthode de M. Courbon en envisageant les entretoises comme infiniment rigides par rapport aux poutres.

Conformément aux prescriptions du Devis-Programme du Concours, les poutres de rive de la solution comportant une chaussée à 7 m, ont été calculées aussi pour la solution à 10,50 m de chaussée, en envisageant les plus défavorables hypothèses de charge uniformément répartie, charge roulante et charge militaire, - sur les deux cas.

La stabilité des piles à été constatée, même pour - l'exceptionnelle hypothèse du char agissant à la plus défavorable position, au même temps que les trottoirs et les pistes cyclables d'un même côté sont chargées au maximum prévu dans les Règlements et dans le Devis-Programme.

Les hourdis du tablier ont été calculés d'après les prescriptions extrêmement dures de la circulaire nº 141 relative à l'emploi du béton précontraint. Or, les contraintes admissibles ne surpassent pas les valeurs limites, et, en tous cas, la précontrainte exercée par les câbles transversaux assure un état permanent de compressions longitudinales dans tous les joints des dalles. Au surplus, ces compressions longitudinales sont toujours supérieures au pourcentage d'un 8 % établi à la Circulaire dite ci-dessus. Cette condition de non fissuration sur toutes les hypothèses de chargement produit par la circulation de véhicules, a obligé à l'adoption d'une épaisseur pour les dalles de 0,22 de hauteur moyenne. Ce poid, charge, à son tour, les poutres, dont les semelles de compression (des dalles du tablier), sont, à cause de celà, fournies d'une marge de sécurité surabondante.

Conformément aux prescriptions du Règlement du béton précontraint, tous les calculs sont effectués pour vérifier les conditions de fissuration (méthode des contraintes admissibles) et, au surplus, pour constater les conditions finales de rupture.

La stabilité des culées a été vérifiée, non seulement pour les conditions normales de travail, mais, aussi, pour l'hypo thèse exceptionnelle d'un écoulement de l'eau de l'Oued Souss der rière la culée R.D avec le remplissage de sable sous les voûtes - transversales parmi les contreforts.

COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE

1er.- Hourdis

Pour les cas A, B et C de surcharge (se reporter à l'annexe n° 1) on considère le carré ayant pour côté la distance comprise entre les faces extérieures des bordures, soit 8,0 mètres.

Charge permanente:

Chaussée:	$0,065 \times 7,0 \times 8,0 \times 2,1$	$= 7,6$
	$(0,06 \times 5,0 + 0,09 \times 2,0) \times 8,0 \times 2,2$	$= 8,4$
Dalle:	$0,18 \times \overline{8,0}^2 \times 2,5$	$= 28,8$
Bordures:	$0,50 \times 0,25 \times 2,5 \times 8,0 \times 2$	$= 5,0$
		$P = 49,8$ T

Surcharge maximum:

A) $1,02 \times 7,0 \times 8,0 = 57,1$ T

B) $2 \times 25,0 = 50,0$

C) $100 + 0,175 \times 8,0 \times 2,5 = 103,5$

Coefficient

$$K_A = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 8} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{49,8}{57,1}} = 1,288$$

$$K_B = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 8} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{49,8}{50,0}} = 1,274$$

$$K_C = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 8} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{49,8}{103,5}} = 1,359$$

Si l'on considère les cas A' - B' et C' de surcharge, on prendra, de même, le carré ayant pour côté la distance comprise entre les faces extérieures des bordures, soit 11,5 m.

Charge permanente:

Chaussée : $0,065 \times 10,5 \times 11,5 \times 2,1 = 16,5$

$\left(0,085 \times \dfrac{8,50}{2} + 0,09 \times 2,0\right) \times 11,5 \times 2,2 = 13,8$

Dalle: $0,18 \times \overline{11,5}^2 \times 2,5 = 59,5$

Bordures : $0,5 \times 0,25 \times 2,5 \times 11,5 \times 2 = 7,2$

$P = 97,0\ T$

Surcharge maximum:

$A' = 1,02 \times 10,5 \times 11,5 = 123$

$B' = 4 \times 25 = 100$

$C' = 100 + 0,175 \times 2,5 \times 11,5 = 105$

$$K'_A = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 11,5} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{97}{123}} = 1,265$$

$$K'_B = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 11,5} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{97}{100}} = 1,244$$

$$K'_C = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 11,5} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{97}{105}} = 1,249$$

__2°.- Poutres et entretoises.__

Pour les entretoises on appliquera le même coefficient que pour les poutres. On envisagera uniquement les cas A' - B' et C' de surcharge, car c'est l'hypothèse dont les efforts sont maxima.

Charge permanente, en m.l.:

Chaussée: $0,065 \times 10,5 \times 2,1 = 1,433$

$(0,085 \times \frac{8,5}{2} + 0,09 \times 2) \times 2,2 = 1,190$

Bordures: $0,50 \times 0,25 \times 2,5 \times 2 = 0,625$

Pistes cyclables: $0,03 \times 0,65 \times 2,1 \times 2 = 0,082$

$0,07 \times 0,25 \times 2,5 \times 2 = 0,088$

$0,14 \times 0,40 \times 2,4 \times 2 = 0,269$

Dalle et poutres: $0,432 \times 12,0 \times 2,5 = 12,960$

Entretoises: $0,16 \times 0,86 \times \frac{1,0 \times 5}{22,6} \times 12 \times 2,5 = 0,913$

17,56 T

Charge totale : $17,56 \times 22,6 = 397$ T.

Surcharges:

Pistes cyclables: $0,4 \times 0,65 \times 2 \times 22,6 = 11,75$ T

A'.- $1,02 \times 10,5 \times 22,6 + 11,75 = 254$ T

B'.- $4 \times 50,0 + 11,75 = 212$ T

C'.- $100 + 0,175 \times 2,5 \times 22,6 + 11,75 = 122$ T

Coefficients:

$$K'_A = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 22,6} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{397}{254}} = 1,155$$

$$K'_B = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 22,6} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{397}{212}} = 1,143$$

$$K'_C = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 22,6} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{397}{122}} = 1,115$$

8

DALLES SOUS CHAUSSEE

Il s'agit d'une dalle continue d'un grand nombre de travées d'un mètre de portée, et indéfinie dans la direction perpendiculaire à la ligne d'appuis. Les efforts de flexion sont déduits au moyen de lignes d'influence de nombreuses travées.

CHARGES PERMANENTES

$0,18 \times 2,5 + 0,065 \times 2,1 + 0,095 \times 2,2 = 0,8$ T/m².

Moments:

Au centre: $M_c = 0,8 \times \frac{1}{24} = 0,033$ m.T/m

A l'appui: $M_a = -\,2\,M_c = -\,0,067$ m.T/m

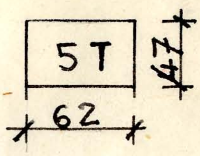
SURCHARGE REPARTIE ($K_A = 1,288$)

Il n'est pas nécessaire d'étudier cette hypothèse car les efforts qu'on obtiendrait seraient bien plus petits que ceux des hypothèses suivantes.

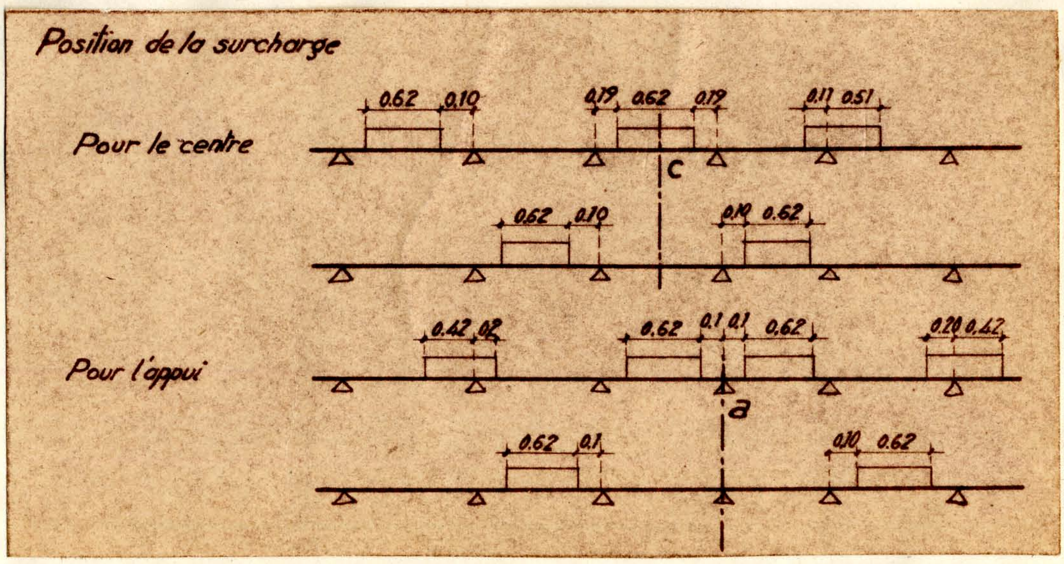
SURCHARGE ROULANTE ($K_B = 1,274$)

Rectangle de répartition: $a = 30 + 2 \times 7 + 18 = 62$ cm

$b = 15 + 2 \times 7 + 18 = 47$ cm



Surcharge unitaire : $\frac{5}{0,47 \times 0,62} = 17,2$ T/m²   21,8



Au centre: $M_c = 17{,}2 \times 1{,}274 \times (0{,}0642 + 0{,}0028 + 0{,}0043) \times 1{,}0 = 1{,}562$ m.T/m

$M'_c = -\,17{,}2 \times 1{,}274 \times 0{,}0161 \times 2 \times 1{,}0 = -\,0{,}706$ m.T/m

A l'appui: $M_a = -\,17{,}2 \times 1{,}274 \times (0{,}0440 + 0{,}0010) \times 2 \times 1{,}0 = -1{,}972$ m.T/m

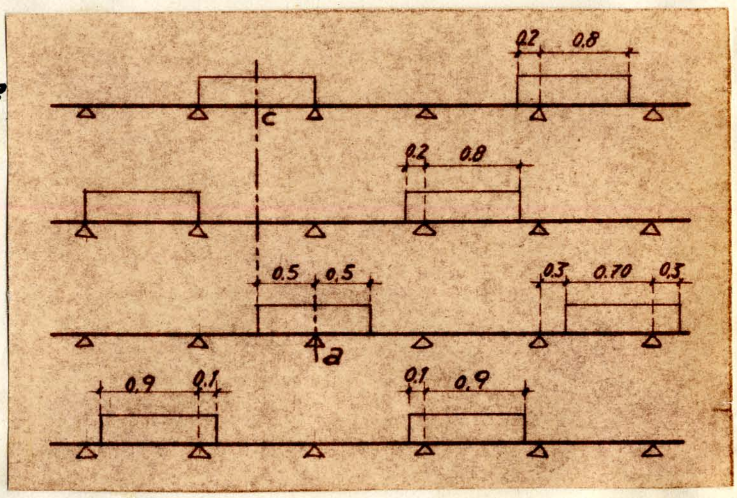
$M'_a = 17{,}2 \times 1{,}274 \times 0{,}0117 \times 2 \times 1{,}0 = 0{,}513$ m.T/m

<u>CONVOI MILITAIRE</u> ($K_c = 1{,}359$)

Surcharge unitaire: $\dfrac{100}{4{,}5 \times 2} = 11{,}11$ T/m^2

Pour le centre

Pour l'appui



$M_c = 11{,}11 \times 1{,}359 \times (0{,}0721 + 0{,}0003) \times 1{,}0 = 1{,}093$ m.T/m

$M'_c = -\,11{,}11 \times 1{,}359 \times (0{,}0194 - 0{,}0036) \times 1{,}0 = -\,0{,}238$ m.T/m

$M_a = -\,11{,}11 \times 1{,}359 \times (0{,}0634 + 0{,}0027) \times 1{,}0 = -\,0{,}998$ m.T/m

$M'_a = 11{,}11 \times 1{,}359 \times 0{,}0132 \times 2 \times 1 = 0{,}399$ m.T/m

<u>VERIFICATION DES SECTIONS</u>

Les moments maxima sont:

Au centre: $M_c = 0{,}033 + 1{,}562 = 1{,}595$ m.T/m

$M'_c = 0{,}033 - 0{,}706 = -\,0{,}673$ m.T/m

A l'appui: $M_a = -(0{,}067 + 1{,}972) = -2{,}039$ m.T/m

$M'_a = -(0{,}067 - 0{,}513) = 0{,}446$ m.T/m

Armatures de précontrainte:

On dispose 3 fils de ∅ 7 mm tous les 0,26 m, soit $\omega = 4{,}44$ cm²/m, tendus initialement à 110 kg/mm².

La perte de tension par relaxation, fluage du béton, etc, est:

$0{,}1 \times 11.000 + 200 + 10 \times 30 = 1.600$ kg.

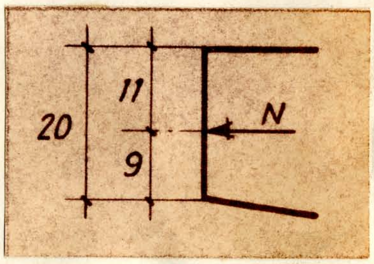
La tension finale reste, alors:

$\sigma_f = 11.000 - 1.600 = 9.400$ kg/cm² $= 9{,}4$ T/cm²

Efforts dus aux câbles:

Initial: $N_i = -11{,}0 \times 4{,}44 = 48{,}8$ T

Final: $N_f = 9{,}4 \times 4{,}44 = 41{,}7$ T



Section centrale

Aire du béton: $s = 0{,}20$ m²

Moment résistant: $m = \frac{\overline{0{,}20}^2}{6}$

$$\frac{1}{m} = 150$$

Excentricité de la force de précontrainte: $e = 0{,}01$ m

Contraintes du béton (étant σ_s le correspondant à la face supérieure et σ_i à l'inférieure):

Pour N_f et M_c:

$$\left.\begin{matrix}\sigma_s \\ \sigma_i\end{matrix}\right\} = -\frac{41{,}7}{0{,}20} \mp (1{,}595 - 41{,}7 \times 0{,}01) \times 150 = -209 \mp 177 = \left\{\begin{matrix}-386 \text{ T/m}^2 \\ -32 \text{ T/m}^2\end{matrix}\right.$$

Pour N_f et M_c^*:

$$\left.\begin{matrix}\sigma_s \\ \sigma_i\end{matrix}\right\} = -\frac{41,7}{0,20} \pm (0,673 + 41,7 \times 0,01) \times 150 = -209 \pm 164 = \left\{\begin{matrix}-45\ T/m^2 \\ -373\ T/m^2\end{matrix}\right.$$

Pour N_i et M_c:

$$\left.\begin{matrix}\sigma_s \\ \sigma_i\end{matrix}\right\} = -\frac{48,8}{0,20} \mp (1,595 - 48,8 \times 0,01) \times 150 = -244 \mp 166 = \left\{\begin{matrix}-410\ T/m^2 \\ -78\ T/m^2\end{matrix}\right.$$

Pour N_i et M_c^*:

$$\left.\begin{matrix}\sigma_s \\ \sigma_i\end{matrix}\right\} = -\frac{48,8}{0,20} \pm (0,673 + 48,8 \times 0,01) \times 150 = -244 \pm 174 = \left\{\begin{matrix}-70\ T/m^2 \\ -418\ T/m^2\end{matrix}\right.$$

En rupture, le moment est:

$M_a = 0,033 + 1,562 \times 2 = 3,157$ m.T

et l'armature nécessaire serait:

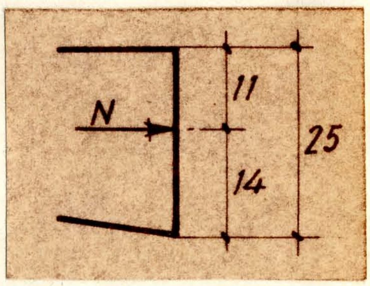
$$\omega = \frac{3,157}{0,9 \times 0,11 \times 14,3} = 2,23\ cm^2/m$$

très inférieure à celle qu'on a disposée.

La contrainte dans le béton résulte:

$$\sigma_s = -\frac{3,157}{0,272 \times \overline{0,11}^2 \times 0,81} = -1,180\ T/m^2$$

<u>Section d'appui</u>



$s = 0,25\ m^2$

$$\frac{1}{m} = \frac{6}{\overline{0,25}^2} = 96$$

$e = 0,015$

Pour N_f et M_a:

$$\left.\begin{matrix}\sigma_s \\ \sigma_i\end{matrix}\right\} = -\frac{41,7}{0,25} \pm (2,039 - 41,7 \times 0,015) \times 96 = -167 \pm 136 = \left\{\begin{matrix}-31 \text{ T/m}^2 \\ -303 \text{ T/m}^2\end{matrix}\right.$$

Pour N_2 et M'_a:

$$\left.\begin{matrix}\sigma_s \\ \sigma_i\end{matrix}\right\} = -\frac{41,7}{0,25} \mp (0,446 + 41,7 \times 0,015) \times 96 = -167 \mp 103 = \left\{\begin{matrix}-270 \text{ T/m}^2 \\ -64 \text{ T/m}^2\end{matrix}\right.$$

Pour N_1 et M_a:

$$\left.\begin{matrix}\sigma_s \\ \sigma_i\end{matrix}\right\} = -\frac{48,8}{0,25} \pm (2,039 - 48,8 \times 0,015) \times 96 = -195 \pm 125 = \left\{\begin{matrix}-70 \text{ T/m}^2 \\ -320 \text{ T/m}^2\end{matrix}\right.$$

Pour N_1 et M'_a:

$$\left.\begin{matrix}\sigma_s \\ \sigma_i\end{matrix}\right\} = -\frac{48,8}{0,25} \mp (0,446 + 48,8 \; 0,015) \times 96 = -195 \mp 113 = \left\{\begin{matrix}-308 \text{ T/m}^2 \\ -82 \text{ T/m}^2\end{matrix}\right.$$

D'autre part:

$$M_a = -(0,067 + 2 \times 2,039) = -4,145 \text{ m.T}$$

$$\omega = \frac{4,145}{0,9 \times 0,14 \times 14,3} = 2,30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\sigma_a = -\frac{4,145}{0,272 \times \overline{0,14}^2 \times 0,81} = 960 \text{ T/m}^2$$

DALLE SUR CANIVEAU

Portée: L = 0,6 m.

Epaisseur: d = 0,07 m.

Charge permanente et surcharge:

$u = 0,03 \times 2,1 + 0,07 \times 2,5 + 0,4 = 0,638\ T/m^2$

Moment au centre:

$M_c = 638 \times \frac{\overline{0,6}^2}{8} = 29$ m.kg/m.

Vérification

$H = 7$ cm $\qquad H' = 4,7$

$\omega = 7 \not{0}\ 5$ p.m $= 1,36\ cm^2/m$

$50\ y^2 - 15 \times 1,36 \times (4,7 - y) = 0$ d'où $y = 1,2$ cm

$I = 100 \times \frac{\overline{1,2}^3}{3} + 15 \times 1,36 \times \overline{3,5}^2 = 308\ cm^4$

$R_b = - \frac{2.900}{308} \times 1,2 = - 11,3\ kg/cm^2$

$R_a = \frac{2.900}{308} \times 3,5 \times 15 = 495\ kg/cm^2$

BALLE SOUS CANIVEAU

$L = 1{,}45$ m.

$d = 0{,}07$ m

Pour la mise en place des installations on suppose une surcharge de 250 kg/m², en augmentant du 20 %, à ce moment, les contraintes admissibles pour l'acier.

$$u = 0{,}25 + 2{,}5 \times 0{,}07 = 0{,}425\ T/m^2$$

$$M_c = 425 \times \frac{\overline{1{,}45}^2}{8} = 112\ m\ kg/m$$

$H = 7$ cm $\qquad H' = 4{,}7$ cm

$\omega' = 9 \not{0}\ 5$ p.m $= 1{,}76\ cm^2/m$

$$50\ y^2 - 15 \times 1{,}76 \times (4{,}7 - y) = 0 \qquad y = 1{,}33\ cm$$

$$I = 100 \times \frac{\overline{1{,}33}^3}{3} + 15 \times 1{,}76 \times \overline{3{,}37}^2 = 378\ cm^4$$

$$R_b = -\frac{11.200}{378} \times 1{,}33 = -40\ kg/cm^2$$

$$R_a = \frac{11.200}{378} \times 15 \times 3{,}37 = 1.500\ kg/cm^2$$

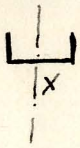
GARDE-CORPS

L'écartement des éléments verticaux d'ancrage est de 2,42 m.

Main-courante

Moment fléchissant horizontal:

$$M = 200 \times \frac{\overline{2,4}^2}{9,3} = 124 \text{ m kg.}$$

Profil :  P 12

$R_x = 60,7 \text{ cm}^3$

Contraintes

$$\sigma = \frac{124}{60,7} \times 100 = 205 \text{ kg/cm}^2$$

Élément vertical d'ancrage

Effort horizontal:

$$F = 200 \times 2,42 = 484 \text{ kg.}$$

Effort de compression sur la pièce A C:

$$N = -\frac{484 \times 100}{24} = -\ 2.020 \text{ kg}$$

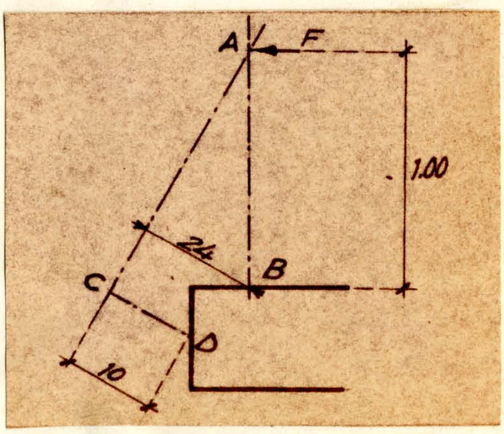
On dispose un tube de $\varnothing_{ext} = 52$ mm et de $\varnothing_{int} = 45$ mm.

Aire: $A = 5,3 \text{ cm}^2$

Moment d'inertie: $I = 15,76 \text{ cm}^4$

Rayon de giration: $r = 1,72$ cm

Elancement: $e = \frac{110}{1,72} = 64$



Coefficient d'élancement: k = 1,38

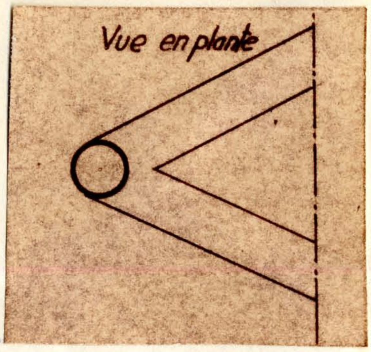
$$\sigma = - \frac{2.020}{5,33} \times 1,38 = - 520 \text{ kg/cm}^2$$

Pour la pièce A B on dispose, également, un tube de ϕ_{ext} = 52 mm.

La pièce C D est soumise à un moment fléchissant:

M = 2.020 x 0,12 = 242 m kg.

On dispose deux tubes de



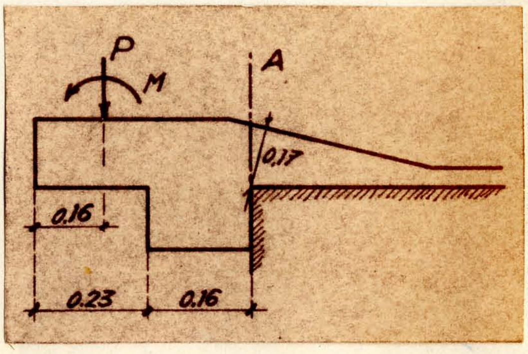
ϕ_{ext} = 70 mm et ϕ_{int} = 62 mm.

$I = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}^4$

$$R_x = \frac{90}{3,5} = 26 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{242}{26} \times 100 = 935 \text{ kg/cm}^2$$

DALLE POUR TROTTOIR



On suppose que l'effort du garde-corps est réparti dans une longueur de 1,00 m. Dans toute la dalle on dispose une armature de 6 ∅ 8 par mètre linéaire, renforcée à la zone du garde-corps.

Charge permanente:

Dalle: $0,22 \times 2.500 = \underline{550}$ kg/m

Garde-corps: $P = 50 \times 2,42 = \underline{121}$ kg

Surcharge:

Dalle $= \underline{400}$ kg/m

Garde-corps: $M = 200 \times 2,42 = \underline{484}$ m kg

Moment fléchissant dans A:

$$M_A = (500 + 400) \times \frac{0,30^2}{2} + 121 \times 0,23 + 484 = 580 \text{ m kg.}$$

<u>Vérification de la section</u>

$H = 17$ cm $\qquad H' = 14$ cm

$\omega = 7 \varnothing 8$ p. m. c $= 3,5$ cm^2

$50\, y^2 + 3,5 \times 15 \times (y - 14) = 0 \qquad y = 3,34$ cm

$$I = 100 \times \frac{\overline{3,34}^3}{3} + 3,5 \times 15 \times \overline{10,66}^2 = 7.220 \text{ cm}^4$$

$$R_b = -\frac{58.000}{7.220} \times 3,34 = -27 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_a = \frac{58.000}{7.220} \times 10,66 \times 15 = 1.285 \text{ kg/cm}^2$$

POUTRES LONGITUDINALES N° 1

MOMENTS FLECHISSANTS

Charges permanentes

A toute la largeur (entre caniveaux) et au mètre linéaire:

Chaussée:	$1,433 + 1,190$	$= 2,623$
Bordures:		$= 0,625$
Pistes cyclables:	$0,082 + 0,088 + 0,269$	$= 0,439$
Dalle et poutres:	$0,4776 \times 2,5 \times 12$	$= 14,328$
	$0,02 \times 0,20 \times 2,5 \times 11$	$= 0,110$
Entretoises:	$0,16 \times 0,86 \times 1,05 \times 2,5 \times \frac{60}{22,6}$	$= 0,959$
Dalle inférieure de caniveaux:		
	$0,08 \times \frac{1,5}{2} \times 2,5 \times 2$	$= 0,300$
		19,384 T/m

Soit pour chaque poutre:

$$\frac{19,384}{12} = 1,615 \text{ T/m}$$

Moment au centre:

$$M_c = 1,615 \times \frac{\overline{22,6}^2}{8} = 103,1 \text{ m T}$$

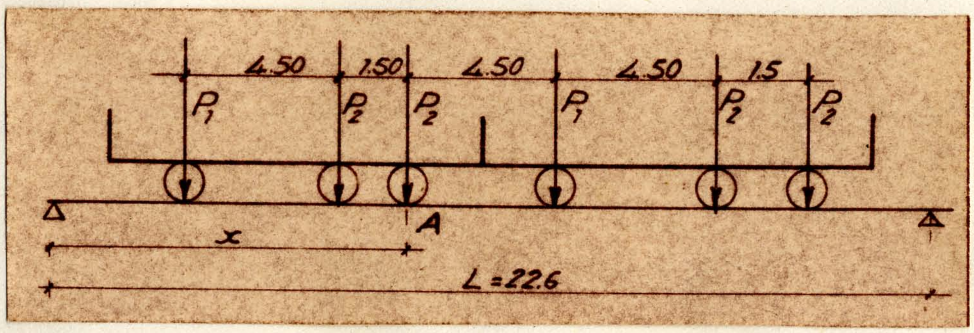
Surcharge des pistes cyclables (Excentricité nulle)

Par poutre: $0,4 \times 0,65 \times \frac{2}{12} = 0,043$ T/m

$$M_c = 0,043 \times \frac{\overline{22,6}^2}{8} = 2,7 \text{ m T}$$

Surcharge roulante

Convoi type: (P_1 = Essieu d'avant)



Coefficient de majoration dynamique:

$$K_B' = 1{,}143$$

Le moment maximum se présente sous la roue indiquée par A. Etant $P_2 = 2\,P_1$, on a:

$$M_A = \left(\frac{10\,L - 34{,}5}{L}\,x - \frac{10}{L}\,x^2 - 9{,}0\right) P_1\,K_B'$$

qui est maximum pour

$$x = \frac{10\,L - 34{,}5}{20} = 0{,}5\,L - 1{,}725 = \frac{22{,}6}{2} - 1{,}725 = 9{,}575 \text{ m}$$

or:

$$M_x = \left(2{,}5\,L - 26{,}25 + \frac{29{,}756}{L}\right) P_1\,K_B'$$

Etant $P_1 = 5 \times 4 = 20$ T, pour toute la largeur, soit:

$$M_x = 31{,}57 \times 20 \times 1{,}143 = 722{,}0 \text{ m T}$$

Une seule rangée de camions, centrée par rapport à l'axe du tablier, fairait prendre naissance à un moment:

$$M_x = \frac{1}{4}\,722 = 180 \text{ m T}$$

que, partagé entre les 12 poutres, suppose un moment:

$$M_x = \frac{180}{12} = 15 \text{ m T} \qquad (1)$$

hypothèse qui correspond à une rigidité infinie des entretoises.

Au cas que la rangée de camions dite auparavant ne - soit pas placée sur l'axe du tablier, mais sur une bande de circulation extrême, le moment (1) n'est plus représentatif. Alors, il se produit une répartition asymétrique de charges et les poutres de rive supportent des efforts très supérieurs, pendant que celles de la rive opposée se trouvent soumises à des efforts qui tâchent de les relever.

Le calcul de ces hypothèses de charge excentrique par rapport à l'axe longitudinal de symétrie du tablier, se réalise d'après la méthode de Massonnet (Mémoires de l'A.I.P.C. - Vol. X 1950) dans le but de tenir compte de l'effet du grillage aussi - bien que de la rigidité torsionnelle des poutres.

Le moment d'inertie des poutres est (se reporter à - l'annexe nº 2):

$$I_P = 0{,}134 \text{ m}^4$$

et celui des entretoises:

$$I_E = 0{,}068 \text{ m}^4$$

Puisque le rapport parmi la largeur de l'âme de la poutre et la hauteur totale est:

$$v : h = 0{,}14 : 1{,}47 = 0{,}0953$$

et le rapport parmi l'épaisseur moyenne de la semelle et sa largeur est:

$$E : b = 0{,}22 : 1 = 0{,}22$$

on déduit que la rigidité torsionnelle de la poutre est:

$$C_P = (0{,}33 - 0{,}22 \times 0{,}0953)\, \overline{0{,}14}^3 \times 1{,}47\, G + (0{,}33 - 0{,}22)\, \overline{0{,}22}^3\, G =$$

$$= 0{,}00423\, G \simeq 0{,}00211\, E$$

Sur ce calcul, on suppose que le module d'élasticité transversal G est égal à 0,5 E car, sur le calcul effectué par Massonnet on admet que le module de Poisson est nul.

La rigidité torsionnelle de l'entretoise est:

$$C_E = (0{,}33 - 0{,}22 \times 0{,}126) \times 1{,}27 \times \overline{0{,}16}^3\, G + (0{,}33 - 0{,}22 \times 0{,}0975) \times$$

$$2{,}26 \times \overline{0{,}22}^3\, G = 0{,}009\, G \simeq 0{,}0045\, E$$

Les rigidités unitaires sont:

$$\rho_P = 0{,}134\, E$$

$$\rho_E = \frac{0{,}068}{4{,}52} = 0{,}015\, E$$

$$\gamma_P = 0{,}00211\, E$$

$$\gamma_E = \frac{0{,}0045}{4{,}52} = 0{,}001\, E$$

Le paramètre de torsion défini par Massonnet est:

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_P\, \rho_E}} = \frac{0{,}00311}{2\sqrt{0{,}134 \times 0{,}015}} = 0{,}0346 \qquad (2)$$

$$\sqrt{\alpha} = 0{,}1865 \qquad (3)$$

et le paramètre d'entretoisement:

$$\theta = \frac{b}{l}\sqrt[4]{\rho_P : \rho_E} = \frac{5{,}5}{22{,}6}\sqrt[4]{\frac{0{,}134}{0{,}015}} = 0{,}42 \qquad (4)$$

étant b la demi-largeur du tablier (jusqu'à la nervure de la poutre de rive) et l la portée de la travée.

Lorsqu'une rangée de camions agit sur la bande extrême de circulation, il se produit une excentricité de la charge, par rapport à l'axe du pont de:

$$e = 0{,}65 + 1{,}70 + 0{,}80 + \frac{1}{2}\, 1{,}70 = 4 \text{ m}$$ (voir le schéma de charges)

c'est à dire, une excentricité unitaire de:

$$e_1' = \frac{4}{5,5} = 0,73$$

En déduisant des graphiques ci-joints (annexes n° 3 et 4) les valeurs de K_o y K_1 obtenues des tableaux donnés par Massonnet, on obtient, pour la valeur de $\theta = 0,42$ calculée à (4):

$$K_o = + 3,48 \qquad K_o' = - 0,98$$

$$K_1 = + 1,78 \qquad K_1' = - 0,5$$

et pour la valeur de $\sqrt{\alpha} = 0,1865$ (éq. 3):

$$K\alpha = 3,48 + (1,78 - 3,48) \times 0,1865 = + 3,16 \qquad (5)$$

$$K'\alpha = - 0,98 + (0,5 + 0,98) \times 0,1865 = - 0,7 \qquad (6)$$

Par conséquence, le moment fléchissant produit sur la poutre de rive, la plus chargée, par l'action d'une rangée de camions est, d'après (1) et (5):

$$M_1 = 15 \times 3,16 = + 47,4 \text{ m T} \qquad (7)$$

et sur la poutre de rive opposée:

$$M_1' = 15 (-0,7) = - 10,5 \text{ m T} \qquad (8)$$

Sous l'action d'une seconde rangée de camions, placés sur la bande de circulation contiguë, c'est-à-dire, avec une excentricité:

$$e_2 = 0,65 + \frac{1}{2}\, 1,7 = 1,5 \qquad e_2' = \frac{1,5}{5,5} = 0,272$$

les coefficients K, sont, à ce cas là:

$$K_o = + 1,5 \qquad K_o' = - 0,6$$

$$K_1 = + 1,15 \qquad K_1' = + 0,7$$

$$K\alpha = 1,5 + (1,15 - 1,5)\, 0,1865 = + 1,43$$

$$K'\alpha = - 0,6 + (0,7 + 0,6)\, 0,1865 = - 0,36$$

et des nouveaux moments fléchissants prennent naissance dans les poutres de rives:

$$M_2 = 15 \times 1{,}43 = + 21{,}5 \text{ m T} \qquad (9)$$

$$M'_2 = 15\,(- 0{,}36) = - 5{,}4 \text{ m T} \qquad (10)$$

Lorsqu'une troisième rangée de camions, soit placée sur la troisième bande de circulation:

$$e = - 0{,}15 - \frac{1}{2}\,1{,}7 = - 1 \qquad e' = - \frac{1}{5{,}5} = - 0{,}18$$

$$K_o = + 0{,}26 \qquad K'_o = + 1{,}2$$

$$K_1 = + 0{,}8 \qquad K'_1 = + 1{,}06$$

$$K_\alpha = 0{,}26 + (0{,}8 - 0{,}26)\,0{,}1865 = + 0{,}36 \qquad (11)$$

$$K'_\alpha = 1{,}2 + (1{,}06 - 1{,}2)\,0{,}1865 = + 1{,}18 \qquad (12)$$

et les moments fléchissants sont, pour cette troisième rangée:

$$M_3 = 15 \times 0{,}36 = + 5{,}4 \text{ m T}$$

$$M_4 = + 15 \times 1{,}18 = + 17{,}7 \text{ m T}$$

Dès lors, l'action de trois rangées de camions (la - quatrième bande de circulation vide) devient la plus défavorable hypothèse de surcharge. Conformément aux résultats précédents, le moment fléchissant sur la poutre de rive est, à ce cas là:

$$M = M_1 + M_2 + M_3 = 47{,}4 + 21{,}5 + 5{,}4 = + 74{,}3 \text{ m T} \qquad (13)$$

Le moment minimum (poutre de rive opposée), est:

$$M' = M'_1 + M'_2 = - 10{,}5 - 5{,}4 = - 15{,}9$$

<u>Surcharge répartie</u>

Charge uniformément répartie.

L'hypothèse la plus défavorable de surcharge, correspond au point à partir duquel le coefficient K_2 est positif.

Après quelques estimations, l'on considère que ce - point correspond à une excentricité de - 1,52 m. L'hypothèse la

24

plus défavorable, correspond, donc, à l'hypothèse de charge comprise entre les excentricités - 1,52 et + 5,25, c'est-à-dire, une excentricité moyenne de:

$$e = \frac{5,25 - 1,52}{2} = + 1,865 \qquad e' = \frac{1,865}{5,5} = 0,34 \text{ m} \qquad (14)$$

Les coefficients de K, sont, pour cette excentricité unitaire:

$K_0 = + 1,90$

$K_1 = + 1,25$

$K\alpha = 1,90 - 0,65 \times 0,1865 = + 1,78$

La charge de 1,02 T/m^2, répartie dans la largeur de:

$a = 5,25 + 1,52 = 6,77$ m

suppose une charge par mètre linéaire de ($K_A' = 1,143$):

$1,02 \times 6,77 = 6,9$

et un moment fléchissant maximum au centre:

$$M = \frac{1}{8}\, 6,9 \times \overline{22,6}^2 = 440 \text{ m T} \qquad (15)$$

que partagé entre les 12 poutres, suppose un moment:

$$M = \frac{440}{12} = 36,7 \text{ m T}$$

que, multipliées par son coefficient transversal, suppose un moment fléchissant:

$$M = 36,7 \times 1,78 = 65,3 \text{ m T} \qquad (16)$$

A ce cas, la surcharge totale, compte tenue des pistes cyclables, est:

$11,75 + 1,02 \times 6,77 \times 22,6 = 168$ T

et le coefficient dynamique résulte:

$$K_B^{*} = 1 + \frac{0,4}{1 + 2 \times 22,6} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{397}{168}} = 1,14$$

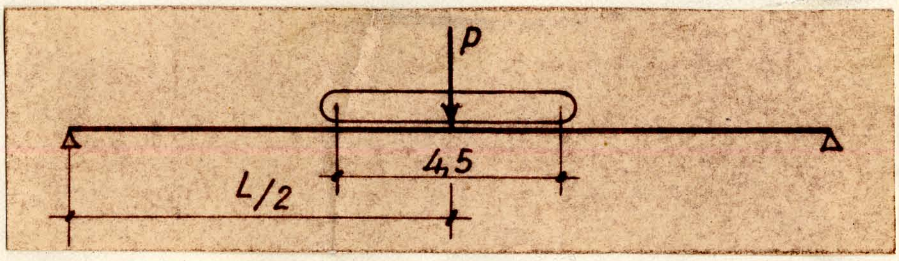
Or, le moment définitif est:

$M = 65,3 \times 1,14 = 74,5$

Le moment négatif correspondant à cette hypothèse est inférieur à celui obtenu sur le cas de charge roulante.

<u>Convoi militaire</u>

Le moment le plus défavorable correspond, uniquement, à l'action du char, c'est-à-dire, sans tenir compte de la surcharge due à la colonne légère de camions.



Surcharge: $P = 100$ T

$$K_c^{*} = 1,115$$

Au centre, et pour toute la largeur:

$$M_c = (0,25\,L - 0,5625)\,K_c^{*}\,P = 5,0875 \times 1,115 \times 100 = 567 \text{ m T.}$$

Par poutre, et avec la charge correspondante à une seule chenille (demi-char):

$$M_c = \frac{567}{2 \times 12} = 23,6 \text{ m T}$$

Excentricité de la chenille extérieure:

$$e = \frac{3,65}{5,50} = 0,663 \qquad (17)$$

et de celle intérieure:

$$e = \frac{0,85}{5,5} = 0,155 \qquad (18)$$

D'après les tableaux de Massonnet, l'on obtient, pour la chenille extérieure:

$K_o = + 3,14$

$K_1 = + 1,52$

$K\alpha = 3,14 + (1,52 - 3,14)\ 0,1865 = + 2,84$

et pour celle intérieure:

$K_o = 1,10$

$K_1 = 1,02$

$K\alpha = 1,1 + (1,02 - 1,1)\ 0,1865 = + 1,08$

Moment fléchissant crée par le char:

$$M = 23,6\ (2,84 + 1,08) = + 92,5\ m\ T \qquad (19)$$

Conformément aux prescriptions du règlement, il y reste toujours loisible l'admission d'un coefficient de majoration des taux de travail de 1,2. Il ne semble pas y avoir inconvénient à adopter la même chiffre comme coefficient de réduction pour les moments fléchissants, or:

$$M = 92,5 \times \frac{1}{1,2} = 77,1\ m\ T$$

A la poutre du bord opposé on a:

$e = - 0,663$

$K_o^* = - 0,84$

$K_1 = + 0,52$

$K_\alpha^* = - 0,84 + (0,52 + 0,84)\ 0;1865 = - 0,59$

$e = - 0,155$

$K_o^* = + 0,26$

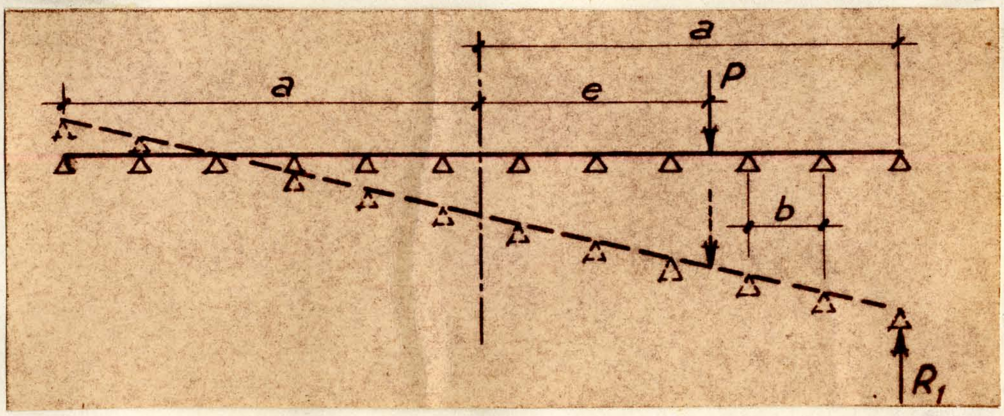
$K_1^* = + 0,78$

$K_\alpha^* = 0,26 + (0,78 - 0,26)\ 0,1865 = 0,36$

$M^* = 23,6\ (- 0,59 + 0,36) = - 5,4\ m\ T$

Le calcul développé auparavant, et sur lequel on a tenu compte des rigidités torsionnelles et de fléchissement transversal, est susceptible d'être envisagé en admettant l'hypothèse simplifica trice de supposer que les entretoises, étant indéformables, empê- - chent la courbure transversale du tablier. La déformation de l'ensemble a l'allure d'une surface gauche dont les génératrices droites sont, toutes, parallèles aux lignes des appuis.

Sous l'action d'une charge excentrique P, les flèches - des différentes poutres dans une même section transversale, gardent, ainsi, une dépendance linéaire, et, par conséquence, la distribution des réactions qui équilibrent la force P est, de même, linéaire.



Soit, à cette hypothèse R_1 la réaction sur la poutrelle extrême. Par l'action du moment de torsion P_e, la valeur de cet te réaction R_1 est:

$$P_e = 2\frac{R_1}{a}\sum_{n=0}^{5} (a-n\,b)^2 = 2\frac{R_1}{a}(6\,a^2 - 30\,a\,b + 55\,b^2)$$

Comme à ce cas là $a = 5{,}5$; $b = 1$

$P_e = 26\ R_1$

En additionnant à cette réaction par torsion, celle pro duite par la force P comme action centrée:

$P = 12\ R_1$

L'on déduit que la réaction R_1 de la poutre de rive est:

$$R = \frac{P}{2}\left(\frac{1}{6} \pm \frac{e}{13}\right)$$

et la relation:

$$\frac{R}{P} = \frac{1}{12} \pm \frac{e}{26} \qquad (20)$$

<u>Surcharge roulante</u>

Le moment fléchissant produit par une rangée de camions est:

$$M = 180 \text{ m T}$$

comme l'on a calculé auparavant. Au cas que le pont soit occupé par trois files de camions, avec des excentricités de 4 m, 1,50 m et -1 m, d'après ce qui a été déjà calculé, le moment fléchissant sur la poutre de rive serait:

$$M = 180\left[\frac{1}{12} + \frac{4}{26} + \frac{1}{12} + \frac{1,5}{26} + \frac{1}{12} - \frac{1}{26}\right] =$$

$$M = 180\left(\frac{1}{4} + \frac{4,5}{26}\right) = 180 \times 0,423 = +76 \text{ m T}$$

au lieu des 74,3 calculés à (13).

<u>Surcharge répartie</u>

L'excentricité de la surcharge répartie est, d'après (14):

$$e = 1,865$$

et le moment fléchissant créé par la surcharge centrée (15) est:

$$M = 440 \text{ m T}$$

D'après (20), le moment sur la poutre extrême est:

$$M = 440\left(\frac{1}{12} + \frac{1,865}{26}\right) = 440 \times 0,155 = 68 \text{ m T}$$

au lieu des 65,3 m T calculés à (16).

Convoi militaire.

D'après (17) et (18) les excentricités des chenilles sont 3,65 et 0,85 m, c'est à-dire, une excentricité moyenne de:

$$\frac{1}{2}(3,65 + 0,85) = 2,25$$

Le moment fléchissant serait:

$$M = 567 \times \left(\frac{1}{12} + \frac{2,25}{26}\right) = 567 \times 0,1696 = 96 \text{ m T}$$

au lieu de 92,5 m T calculé à (19).

Ces constatations justifient qu'avec les rigidités des poutres et entretoises du projet, l'hypothèse d'une déformation transversale linéaire, aboutit vers des résultats du côté de la sécurité, pour le calcul des poutres. Cette simplification conservatrice, sera appliquée au calcul des efforts tranchants agissant sur les poutres.

EFFORTS TRANCHANTS

On étude l'effort tranchant à la distance 0,75 m de l'appui, car c'est la section la plus défavorable, et dans laquelle l'âme de la poutre est de 14 cm.

Charge permanente:

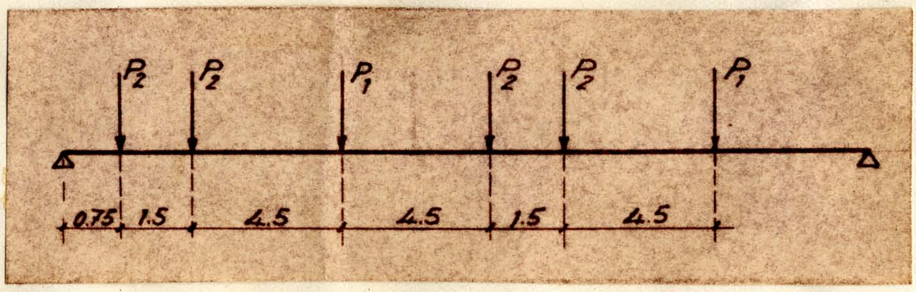
$$Q_A = -1{,}615 \times \frac{(22{,}6 - 0{,}75)^2}{2 \times 22{,}6} = -1{,}615 \times 10{,}56 = -17{,}0 \text{ T}$$

Surcharge des pistes:

$$Q_A = -0{,}043 \times 10{,}56 = -0{,}5 \text{ T}$$

Surcharge roulante

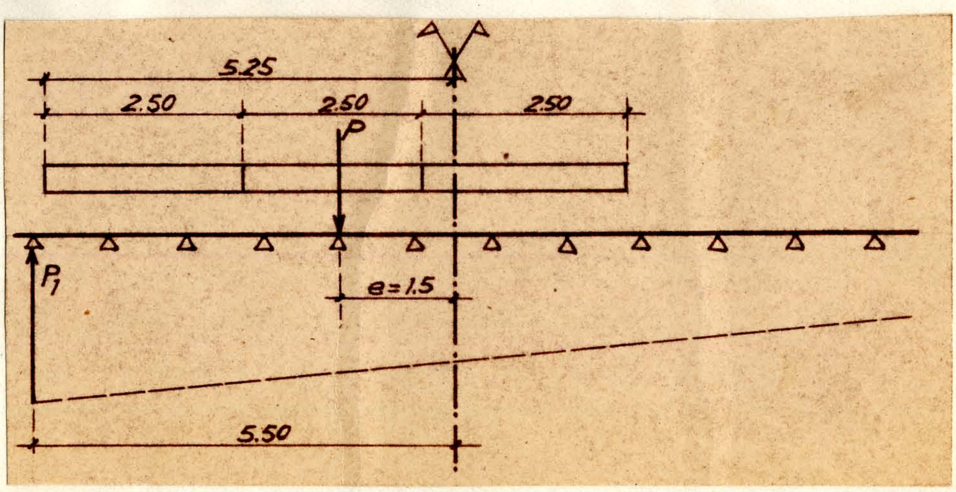
L'effort tranchant maximum a lieu pour la position longitudinale suivante: $(P_2 = 2\,P_1)$



et sa valeur résulte:

$$Q_A = \frac{10\,L - 78{,}0}{L} K_B^{\bullet} P_1 = 6{,}55 \times 1{,}143\, P_1 = 7{,}49\, P_1$$

Transversalement, le cas le plus défavorable c'est:



Etant $P = 3 \times 5 = 15$ T (essieu d'avant), on tiens de la figure:

$$P_1 = -\frac{P}{2}\left(\frac{1}{6} \pm \frac{e}{13}\right) = -\frac{15}{2}\,(0{,}167 \pm 0{,}115) = 2{,}115 \text{ T}$$

et par conséquence:

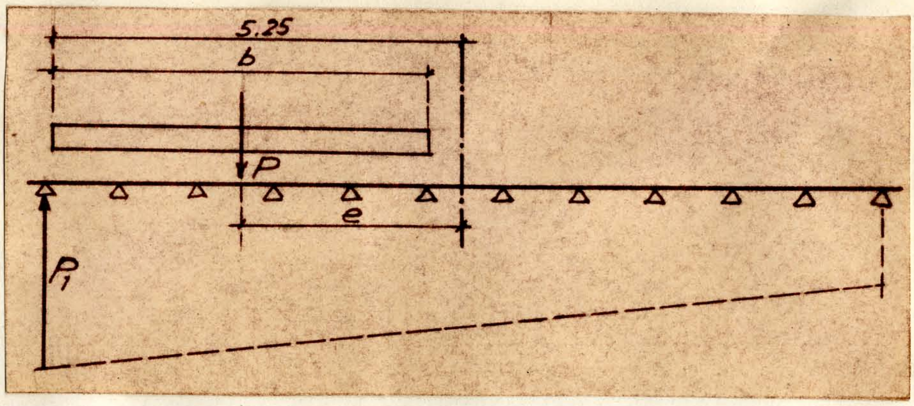
$$Q_A = -\,7{,}49 \times 2{,}115 = -\,15{,}8 \text{ T}$$

Surcharge répartie

Longitudinalement, on a:

$$Q_A = -\frac{(22{,}6 - 0{,}75)^2}{2 \times 22{,}6} K_A' \, p_1 = -\,10{,}56 \times 1{,}155\, p_1 = -\,12{,}2\, p_1$$

Transversalement:



Etant:

$$p_1 = -\frac{P}{2}\left(\frac{1}{6} + \frac{e}{13}\right), \qquad e = 5{,}25 - \frac{b}{2} \qquad \text{et} \qquad P = 1{,}02\, b$$

on déduit que p_1 est maximum pour:

$$b = \left(\frac{1}{6} + \frac{5{,}25}{13}\right) \times 13 = 7{,}417 \text{ m}$$

d'où:

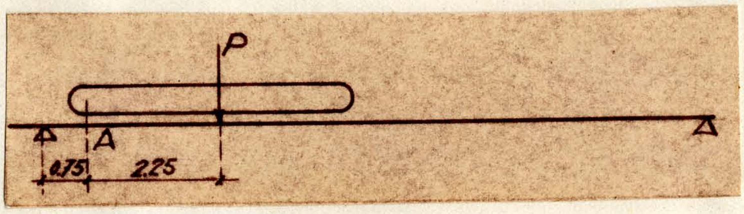
$$e = 5{,}25 - 3{,}71 = 1{,}54$$

$$p_1 = -\frac{1{,}02 \times 7{,}42}{2} \times \left(0{,}167 + \frac{1{,}54}{13}\right) = -\,1{,}08 \text{ T}$$

$$Q_A = -\,12{,}2 \times 1{,}08 = -\,13{,}2 \text{ T}$$

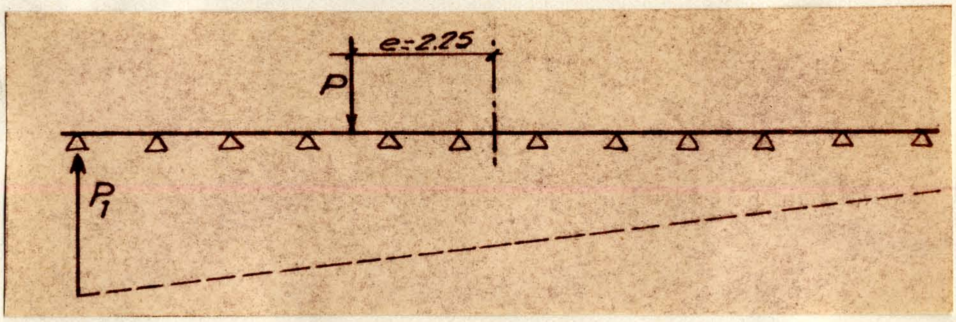
Convoi militaire

Longitudinalement



$$Q_A = \frac{L - 3{,}0}{L} K_c' P_1 = 0{,}867 \times 1{,}115\ P_1 = 0{,}967\ P_1$$

Transversalement: (P = 100 T)



$$P_1 = -\frac{P}{2}\left(\frac{1}{6} + \frac{e}{13}\right) = -50 \times 0{,}34 = -17{,}0\ T$$

d'où:

$$Q_A = -0{,}967 \times 17{,}0 = -16{,}4\ T$$

VERIFICATION DE LA SECTION CENTRALE

Moment fléchissant minimum:

1er:	Charge permanente	=	103,1
	Surcharge roulante	=	– 15,9
	Soit: M	=	87,2 m T

2e : Poids propre pendant la mise en place:

$$M'' = (14{,}328 + 0{,}110 + 0{,}959) \times \frac{\overline{22{,}6}^2}{12 \times 8} = 81{,}7\ m\ T$$

Moment fléchissant maximum:

Charge permanente	=	103,1
Surcharge des pistes cyclables	=	2,7
Surcharge de convoy militaire	=	77,1

Soit: $M' = 182{,}9$ m T

On dispose 54 fils de ϕ 7 mm, soit = 20,8 cm^2 tendus initialement à 11 T/cm^2.

Il y reste une tension finale:

$$\sigma_f = 11 - (\underline{11 \times 0{,}1} + \underline{0{,}2} + 10 \times 0{,}08) = 8{,}9\ T/cm^2$$

Efforts dus aux câbles:

$$N_i = 20{,}8 \times 11{,}0 = 228{,}8\ T$$

$$N_f = 20{,}8 \times 8{,}9 = 185{,}1\ T$$

Pour les caractéristiques de la section se reporter à l'annexe n° 5.

Contraintes dans le béton:

Pour N_f et M:

$$\sigma_s = -\frac{185{,}1}{0{,}473} - (87{,}2 - 185{,}1 \times 0{,}732) \times 4{,}478 = -391 + 216 = -175\ T/m^2$$

$$\sigma_i = -\frac{185{,}1}{0{,}473} + (87{,}2 - 185{,}1 \times 0{,}732) \times 6{,}717 = -391 - 324 = -715\ T/m^2$$

Pour N_f et M':

$$\sigma_s = -391 - (182{,}9 - 185{,}1 \times 0{,}732) \times 4{,}478 = -391 - 212 = -603\ T/m^2$$

(4°) $$\sigma_i = -391 + (182{,}9 - 185{,}1 \times 0{,}732) \times 6{,}717 = -391 + 319 = -72\ T/m^2$$

Pour N_i et M:

$$\sigma_s = -\frac{228{,}8}{0{,}473} - (87{,}2 - 228{,}8 \times 0{,}732) \times 4{,}478 = -484 + 360 = -124\ T/m^2$$

(6°) $$\sigma_i = -\frac{228{,}8}{0{,}473} + (87{,}2 - 228{,}8 \times 0{,}732) \times 6{,}717 = -484 - 539 = 1.023\ T/m^2$$

Pour N_i et M':

$$\sigma_s = -484 - (182{,}9 - 228{,}8 \times 0{,}732) \times 4{,}478 = -484 - 69 = -553 \ T/m^2$$

$$\sigma_i = -484 + (182{,}9 - 228{,}8 \times 0{,}732) \times 6{,}717 = -484 + 103 = -381 \ T/m^2$$

Le 8 % de la 6e contrainte vaut:

$$-0{,}08 \times 1.023 = -82 \ T/m^2$$

et elle est à peu près égale à la 4e contrainte ($-72 \ T/m^2$) obtenue.

Pendant la mise en place:

Pour N_f et M'':

$$\sigma_s = -391 - (81{,}7 - 185{,}1 \times 0{,}732) \times 4{,}478 = -391 + 241 = -150 \ T/m^2$$

$$\sigma_i = -391 + (81{,}7 - 185{,}1 \times 0{,}732) \times 6{,}717 = -391 - 362 = -753 \ T/m^2$$

Pour N_i et M'':

$$\sigma_s = -484 - (81{,}7 - 228{,}8 \times 0{,}732) \times 4{,}478 = -484 + 383 = -101 \ T/m^2$$

$$\sigma_i = -484 + (81{,}7 - 228{,}8 \times 0{,}732) \times 6{,}717 = -484 - 578 = -1.062 \ "$$

Le moment de rupture, est:

$$M_a = 103{,}1 + 2 \times (2{,}7 + 77{,}1) = 262{,}7 \ m\,T$$

Armature nécessaire:

$$\omega = \frac{262{,}7}{0{,}9 \times 1{,}32 \times 14{,}3} = 15{,}5 \ cm^2$$

inférieure à celle qu'on a disposé.

Contrainte dans le béton:

$$R_v = -\frac{262{,}7}{0{,}20 \times 0{,}98 \times 0{,}9 \times 1{,}32} = -1.130 \ T/m^2$$

VERIFICATION DE LA SECTION A 0,75 M DE L'APPUI

Effort tranchant:

Charge permanente	=	17,0
Surcharge des pistes cyclables	=	0,5
Surcharge du convoi	=	16,4
Total : Q_A	=	33,9 T

On verra plus loin (annexe n° 6), que la formule qui donne l'alignement des câbles, est:

$$y = 0{,}0054\ (L x - x^2)$$

D'où l'on déduit:

$$tg\alpha = 0{,}0054\ (L - 2x)$$

et pour $x = 0{,}75$:

$$tg\alpha = 0{,}0053 \times 21{,}1 = 0{,}1118$$

Etant 185,1 T l'effort final des câbles, celà donne une composante verticale:

$$Q'' = -185{,}1 \times 0{,}1118 = -20{,}7\ T$$

Par conséquence, soit l'effort tranchant final:

$$Q = Q' + Q'' = 33{,}9 - 20{,}7 = 13{,}2\ T$$

L'excentricité des câbles résulte:

$$e_x = -0{,}864 - \left[0{,}82 - 0{,}0053 \times (22{,}6 - 0{,}75) \times 0{,}75\right] = 0{,}131\ m.$$

Le moment fléchissant du à l'effort tranchant est:

$$M' = 33{,}9 \times 0{,}75 = 25{,}4\ m\ T$$

et celui de l'effort des câbles:

$$M'' = -185{,}1 \times 0{,}131 = -24{,}2\ m\ T$$

soit:

$$M = M' + M'' = 1{,}2\ m\ T$$

On voit qu'on peut faire abstraction de ce moment.

La contrainte créée par l'effort des câbles est, pour tous les joints de la section:

$$\sigma = -\frac{185{,}1}{0{,}4776} = -388\ T/m^2$$

L'effort tranchant fait prendre naissance, au centre de gravité de la section, à une contrainte :

$$\tau = \frac{Q\,M_e}{b\,I} = \frac{13{,}2 \times 0{,}114}{0{,}14 \times 0{,}1313} = 82 \text{ T/m}^2$$

Les contraintes principales résultent:

$$\frac{\sigma}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} = -194 \pm 211 = \begin{cases} +17 \text{ T/m}^2 \\ -405 \text{ T/m}^2 \end{cases}$$

Le $\frac{4}{49}$ de la contrainte de compression est:

$$\frac{405}{49} \times 4 = 33 \text{ T/m}^2$$

et il résulte supérieur à la contrainte à traction de 17 T/m^2 obtenue.

<u>APPUI DE LA POUTRE</u>

<u>Charge maximum sur l'appui</u>

Poids de la poutre:

$$\frac{0{,}25 + 0{,}20}{2} \times 0{,}43 \times 2 = 0{,}193$$

$$0{,}14 \times 1{,}47 = 0{,}206$$

$$\frac{0{,}03 + 0{,}18}{2} \times 0{,}06 \times 2 = 0{,}013$$

$$0{,}20 \times 0{,}36 = 0{,}072$$

$$0{,}484 \times 21{,}16 \times 2{,}5 = 25{,}600$$

$$0{,}5 \times 1{,}46 \times 1{,}5 \times 2 = 2{,}190$$

$$\frac{0{,}20 + 0{,}23}{2} \times 0{,}25 \times 1{,}5 \times 2 = 0{,}161$$

$$0{,}16 \times 0{,}84 \times \frac{1{,}01 + 0{,}96}{2} \times 5 = 0{,}662$$

$$0{,}16 \times 0{,}50 \times \frac{1{,}0 + 1{,}03}{2} \times 2 = 0{,}162$$

$$3{,}175 \times 2{,}5 = 7{,}937$$

Total partiel 33,537

Total antérieur 33,537

Chaussée et bordures:

$$\frac{2.623 + 0.625 + 0.439}{12} \times \frac{24.5}{2} = 6,320$$

Surcharge des pistes cyclables = 0,043

Surcharge de convoi

$$\frac{22.6 - 1.5}{22,6} \times 17,0 \times 1,115 = \underline{20,000}$$

Soit .... 59,900 T

L'aire d'appui est:

$0,06 \times 0,5 = 0,03\,m^2$

et la contrainte à compression simple vaut:

$$-\frac{60.0}{0,03} = -2.000\ T/m^2.$$

L'armature nécessaire répartie orthogonalement vers deux directions, résulte:

$$\omega = \frac{60.0}{4} = 15,0\ cm^2 = 13\ \phi\ 12$$

POUTRE LONGITUDINALE N° 2

(Poutre sous trottoir)

Charge permanente

Dalle et chaussée: 0,015 x 2,1 x 1,20 = 0,038

0,07 x 0,25 = 0,018
0,22 x 0,96 = 0,211
0,16 x 0,28 = 0,033

0,262 x 2,5 = 0,655

Garde-corps: = 0,050

Poutre: $\frac{0,2 + 0,25}{2}$ x 0,43 = 0,097

0,36 x 0,20 = 0,072

$\frac{0,2 + 0,50}{2}$ x 0,06 = 0,021

0,14 x 1,21 = 0,169

0,16 x 0,43 x $\frac{5}{22,6}$ = 0,015

0,374 x 2,5 = 0,934

Dalle sous caniveau: 0,07 x $\frac{1,5}{2}$ x 2,5 = 0,131

Soit .... 1,808 T/m

Surcharge de trottoir: 0,4 x 1,25 = 0,500

Surcharge de caniveau: 0,1 x $\frac{1,5}{2}$ = 0,075

Soit .... 0,575 T/m

MOMENTS FLECHISSANTS AU CENTRE

Charge permanente:

$$M = 1{,}808 \times \frac{\overline{22{,}6}^2}{8} = 115{,}4 \text{ m T}$$

Surcharge:

$$M = 0{,}575 \times \frac{\overline{22{,}6}^2}{8} = 36{,}7 \text{ m T}$$

Pour la mise en place:

Poids propre: 0,935 T/m

$$M_c = 0{,}935 \times \frac{\overline{22{,}6}^2}{8} = 59{,}7 \text{ m T}$$

VERIFICATION DE LA SECTION AU CENTRE

On dispose 48 fils de Ø 7 mm; soit = 18,47 cm²

Tension initiale = 11 T/m²

Tension finale:

$$\sigma_f = 11{,}0 - (11 \times 0{,}1 + 0{,}2 + 10 \times 0{,}06) = 9{,}1 \text{ T/m}^2$$

Efforts des câbles:

$$N_i = 11 \times 18{,}47 = 203{,}2 \text{ T}$$

$$N_f = 9{,}1 \times 18{,}47 = 168{,}1 \text{ T}$$

Moments fléchissants:

$M = 115{,}4$ m T $\qquad M' = 115{,}4 + 36{,}7 = 152{,}1$ m T

$M'' = 59{,}7$ m T

Contraintes dans le béton (Se reporter à l'annexe n° 7):

Pour N_f et M:

$$\sigma_s = -\frac{168{,}1}{0{,}3792} - (115{,}4 - 168{,}1 \times 0{,}597) \times 6{,}794 = -443 - 102 = -545$$

$$\sigma_i = -\frac{168,1}{0,3792} + (115,4 - 168,1 \times 0,597) \times 7,273 = 443 + 109 = -334$$

Pour M_f et M':

$$\sigma_s = -443 - (152,1 - 168,1 \times 0,597) \times 6,794 = -443 - 351 = -794$$

$$(4^e) \quad \sigma_i = -443 + (152,1 - 168,1 \times 0,597) \times 7,273 = -443 + 376 = -67$$

Pour M_i et M:

$$\sigma_s = -\frac{203,2}{0,3792} - (115,4 - 203,2 \times 0,597) \times 6,794 = -536 + 40 = -496$$

$$(6^e) \quad \sigma_i = -\frac{203,2}{0,3792} + (115,4 - 203,2 \times 0,597) \times 7,273 = -536 - 43 = -579$$

Pour M_i et M':

$$\sigma_s = -536 - (152,1 - 203,2 \times 0,597) \times 6,794 = -536 - 209 = -745$$

$$\sigma_i = -536 + (152,1 - 203,2 \times 0,597) \times 7,273 = -536 + 224 = -312$$

Le 8 % de la 6^e contrainte vaut:

$$-0,08 \times 579 = -46 \ T/m^2$$

inférieure à celle obtenue pour la 4^e ($-67 \ T/m^2$)

Pendant la mise en place:

Pour M_f et M'':

$$\sigma_s = -443 + 40,7 \times 6,794 = -443 + 277 = -166 \ T/m^2$$

$$\sigma_i = -443 - 40,7 \times 7,273 = -443 - 296 = -739 \ T/m^2$$

Pour M_i et M'':

$$\sigma_s = -536 + 61,6 \times 6,794 = -536 + 419 = -117 \ T/m^2$$

$$\sigma_i = -536 - 61,6 \times 7,273 = -536 - 448 = -984 \ T/m^2$$

Moment de rupture:

$$M_A = 115,4 + 2 \times 36,7 = 188,8 \ m\,T$$

Armature pour ce moment:

$$\omega = \frac{188,8}{0,9 \times 1,30 \times 14,3} = 11,3 \ cm^2$$

très inférieure à celle disposée.

Contrainte dans le béton:

$$R_v = -\frac{188,8}{0,9 \times 1,3 \times 0,2 \times 0,98} = -823 \ T/m^2$$

EFFORT TRANCHANT

Effort tranchant à la distance 0,75 m de l'appui:

$$Q_A = (1,808 + 0,575) \times \frac{(22,6 - 0,75)^2}{2 \times 22,6} = 25,2 \ T$$

VERIFICATION DE LA SECTION A 0,75 M DE L'APPUI

Formule d'alignement des câbles: $y = 0,00464\ (Lx - x^2)$ (Se reporter à l'annexe n° 8).

D'où, pour $= 0,75$ m:

$$tg\ \alpha = 0,00464 \times (22,6 - 2 \times 0,75) = 0,098$$

Composante verticale des câbles:

$$Q'' = -168,1 \times 0,098 = -16,5 \ T$$

Soit l'effort tranchant final:

$$Q = 25,2 - 16,5 = 8,7 \ T$$

Excentricité des câbles:

$$e_x = 0,76 - \left[0,7556 - 0,00464 \times (22,6 - 0,75) \times 0,75\right] = 0,08 \ m$$

Moments fléchissants dus:

à l'effort tranchant: $M_t = 25,2 \times 0,75 = 18,9$

à l'effort des câbles: $M_c = -168,1 \times 0,08 = -13,5$

Soit, en total $M_x = 5,4$ m T

On fait abstraction de ce moment.

Contrainte produite par l'effort des câbles:

$$\sigma = \frac{168,1}{0,3792} = -442 \ T/m^2$$

Contrainte produite par l'effort tranchant au centre de gravité de la section:

$$\tau = \frac{8,7 \times 0,0917}{0,14 \times 0,1045} = 54,5\ T/m^2$$

Contraintes principales:

$$\frac{\sigma}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} = -221 \pm 227 = \begin{cases} +6\ T/m^2 \\ -448\ T/m^2 \end{cases}$$

E N T R E T O I S E S

D'après les tableaux du Rapport de M. Massonnet, pour le calcul des entretoises, on a dessiné dans un grafique les coefficients $\mu(0, \theta_1)$ correspondants aux valeurs de $\theta = 0$, 0,668 , 1,495 et 2,34 qui permettent de trouver les valeurs de $\mu(0, 0{,}42)$ par interpolation. En répétant les graphiques pour les tableaux où $\alpha = 1$, on a obtenu les coefficients $\mu(1, 0{,}42)$ et de ces deux, au moyen de la formule d'interpolation:

$$\mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\sqrt{\alpha}$$

on a déduit les:

$$\mu\ (0{,}036,\ 0{,}42)$$

correspondants au cas particulair de ce projet.

A l'annexe nº 9, on a représenté les valeurs de ces coefficients pour les différentes excentricités de la surcharge aux sections des entretoises écartées du centre:

0 m , 1,50 m , 3,00 m et 4,50 m

A la partie supérieure du graphique on a dessiné la distribution des charges, dues à deux rangées de camions, qui font prendre naissance au moment positif maximum sur l'entretoise, détermination bien simple car les coefficients sont susceptibles d'être interpretés comme des lignes d'influence.

Les coefficients se rapportant à cette distribution de charges sont, comme on peut le lire sur le graphique:

$\mu_1 = 0{,}05$ $\mu_2 = 0{,}164$ $\mu_3 = 0{,}164$ $\mu_4 = 0{,}05$

Puisque chaque file de charges représentées (files de roues alignées) produit un moment fléchissant égal à celui de la moitié d'un camion, c'est-à-dire, la moitié du moment (1):

$$M = \frac{1}{2}\,15 \text{ m T} = 7{,}5 \text{ m T}$$

l'on déduit que le moment maximum positif dans les entretoises est:

$$M_{+} = 7{,}5\,(0{,}05 + 0{,}164 + 0{,}164 + 0{,}05) = +\,2{,}9 \text{ m T}$$

On déduit le moment maximum pour une position, du même, asymétrique des camions, mais, ceux-ci, placés tout près du trottoir. (2e hypothèse).

$$M_{-} = 2 \times 7{,}5\,(-0{,}1 - 0{,}019) = -\,1{,}78 \text{ m T.}$$

L'hypothèse la plus défavorable de convoi militaire est le moment où le char marche en plaçant une de ses chenilles sur l'axe du pont. Le moment flechissant à cette troisième hypothèse est, à la section centrale:

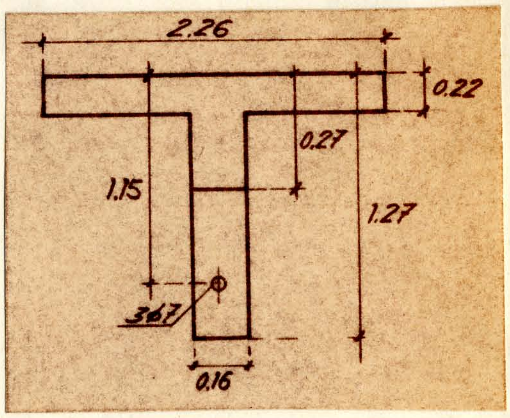
$$M_{o} = +\,23{,}6\,(0{,}199 + 0{,}002) = +\,4{,}7 \text{ m T}$$

et sur la section à 1,50 m:

$$M_{1,5} = 23{,}6\,(0{,}097 - 0{,}016) = +\,1{,}91 \text{ m T.}$$

Puisque les lignes représentées sur le graphique définent les moments fléchissants dans les sections équidistantes 1,50 m, on déduit que l'effort tranchant maximum correspondra à une difference maximum de moments fléchissants. En envisageant ces différences sur le graphique, on déduit que l'hypothèse précédente est celle qui produit le maximum effort tranchant sur l'entretoise, effort égal à:

$$\frac{4{,}7 - 1{,}91}{1{,}5} = 1{,}86 \text{ T}$$



__Vérification de la section__

Moment d'inertie 0,068 m^4

Axe des centres de gravité à 0,27 m

Aire de la section 0,665 cm^2

Effort du précontraint (3 ∅ 7)

$$N = 1{,}154\,\left[11 - (1{,}3 + 10 \times 0{,}01)\right] = 9{,}6 \times 1{,}154 = 11{,}1 \text{ T}$$

Excentricité du câble à 3 ∅ 7:

$e = 1{,}15 - 0{,}27 = 0{,}88$ m

Contraintes créées par la précontrainte de la nervure de l'entretoise:

$$\sigma = -\frac{11{,}1}{0{,}665} + \frac{11{,}1 \times 0{,}88}{0{,}068}\, z = -16{,}7 + 144\, z$$

Au bord supérieur ($z = 0{,}27$):

$$\sigma = -16{,}7 + 144 \times 0{,}27 = 22{,}1\ T/m^2 = +\ 2{,}21\ kg/cm^2\ \text{(Trac.)}$$

Au contacte de la nervure avec la semelle $z = +\ 0{,}05$:

$$\sigma = -\ 16{,}7 + 144 \times 0{,}05 = -\ 9{,}5\ T/m^2 = -\ 0{,}95\ kg/cm^2\ \text{(Comp.)}$$

Au bord inférieur:

$$\sigma = -\ 16{,}7 - 144 \times 1 = -\ 127\ T/m^2 = -\ 12{,}7\ kg/cm^2\ \text{(Comp.)}$$

Moment fléchissant maximum:

$M = 4{,}7$ m T.

La contrainte tout près de la table de compression est:

$$\sigma = \frac{-\ 4{,}7 \times 0{,}05}{0{,}068} = -\ 3{,}5\ T/m^2 = -\ 0{,}35\ kg/cm^2\ \text{(Comp).}$$

Au bord inférieur:

$$\sigma = \frac{+\ 4{,}7}{0{,}068} = +\ 68\ T/m^2 = +\ 6{,}8\ kg/cm^2$$

La contrainte au bord supérieur de la nervure est, par conséquence:

$$(Z = 0{,}05)\quad \sigma = -\ 0{,}95 - 0{,}35 = -\ 1{,}3\ kg/cm^2\ \text{(Comp.)}$$

et au bord inférieur:

$$\sigma = -\ 12{,}7 + 6{,}8 = -\ 5{,}9\ kg/cm^2$$

A cette hypothèse de charge, au moment d'agir le char, l'effort tranchant est:

$Q = 1{,}86$ T.

Le moment statique au bord supérieur de la nervure, le point où les compressions sont maxima, est:

$$m_e = \frac{1}{2}\, 2{,}26 \times \overline{0{,}22}^2 = 0{,}0546 \text{ m}^3$$

et la contrainte tranchante est:

$$\tau = \frac{1{,}86 \times 0{,}0546}{0{,}16 \times 0{,}068} = 9{,}35 \text{ t/m}^2 = 0{,}935 \text{ kg/cm}^2$$

En réduisant cette contrainte dans un 20 % pour l'accorder avec le convoi militaire, il en résulte:

$$\tau = 0{,}935 : 1{,}2 = 0{,}78 \text{ kg/cm}^2$$

La contrainte principale de traction est:

$$\sigma_{II} = -0{,}65 + \sqrt{\overline{0{,}65}^2 + \overline{0{,}78}^2} = +0{,}36 \text{ kg/cm}^2$$

traction tout à fait négligeable.

Le moment minimum ($M = -1{,}78$) produit, sur le bord inférieur une compression de:

$$\sigma = -\frac{1{,}78}{0{,}068} = -26 \text{ T/m}^2 = -2{,}6 \text{ kg/cm}^2$$

que, en plus de celle de la précontrainte, suppose:

$$\sigma = -2{,}6 - 12{,}7 = -15{,}3 \text{ kg/cm}^2$$

La minime compression à ce bord là, ($\sigma = -5{,}9$ kg/cm^2) est supérieure au 8 % de celle maximum.

<u>Vérification en rupture</u>

Le moment fléchissant maximum en rupture, compte tenue de la réduction du 20 % applicable au convoi militaire, est:

$$M_a = 2 \times \frac{4{,}7}{1{,}2} = +7{,}8 \text{ m T.}$$

L'armature nécessaire est:

$$\omega = \frac{7{,}8}{0{,}9 \times 1{,}15 \times 14{,}3} = 0{,}526 \text{ cm}^2$$

bien inférieure à celle disposée sur le projet.

ANCRAGES DE PRECONTRAINTE

L'effort de précontrainte initial pour un groupe de 3 fils de 7 mm est de:

$$1,155 \times 11 = 12,3 \text{ T}$$

L'aire d'appui est de $0,1 \times 0,1 = 0,01 \text{ m}^2$.

La contrainte du béton en résulte:

$$\sigma = - \frac{12,3}{0,01} = - 1,230 \text{ T/m}^2$$

Alors, il ne faut pas disposer d'armatures. Cependant, on dispose celles indiquées sur les dessins.

CABLES POUR FREINAGE

La longueur totale du pont est de 122,30 m. Alors, pour 10,50 mètres linéaires de largeur de la chaussée, l'effort total de freinage vaut:

$$0,5 \times 122,3 \times 10,5 \times \frac{1}{20} = 33 \text{ T.}$$

On dispose trois câbles de 3 ∅ 7, d'une aire totale de 3,46 cm^2. La contrainte résulte:

$$\frac{33,0}{3,46} = 9,55 \text{ T/cm}^2$$

L'aire totale de la section transversale du tablier est 0,473 x 12 = 5,68 m^2, donc, la contrainte sur le béton vaut:

$$\frac{33}{5,68} = 5,8 \text{ T/m}^2 \text{ (négligeable)}$$

Or, la tension finale de l'acier de précontrainte peut arriver jusqu'à:

$$11 - (1,1 + 0,2) = 9,7 \text{ T/m}^2$$

supérieure à celle déduite auparavant.

P I L E S

On calcule la pile en admettant que sa longueur est d'un mètre et au cas le plus défavorable de surcharge.

Charge maximum transmise pour les poutres (se reporter au calcul de l'appui de la poutre n° 1), soit 60 T.

Poids propre de la pile:

$$0,3 \times 5,3 \times 2,5 = 4,0 \text{ T}$$

Effort de compression maximum:

$$N = 60,0 + 4,0 = 64,0 \text{ T}$$

<u>Vérification de la section</u>

Epaisseur : $d = 30$ cm
Largeur: $b = 100$ cm
Hauteur: $L = 530$ cm
Aire: $S = 3.000 \text{ cm}^2 = 0,3 \text{ m}^2$

Rayon de giration minimum:

$$r = \sqrt{\frac{30^2}{12}} \qquad \text{d'où} \qquad r^2 = \frac{30^2}{12}$$

Coefficient de majoration par flambage, étant $K = 1$ (Pièce articulée aux 2 bouts):

$$C = 1 + \frac{K\,L^2}{10^4\,r^2} = 1 + \frac{5,3^2 \times 10^4}{10^4 \times 30^2} \times 12 = 1,374$$

D'où, la contrainte à la compression simple est:

$$\sigma = -\frac{64}{0,3} \times 1,374 = -275 \text{ T/m}^2$$

A l'articulation inférieure on la donne une largeur de 8 cm, et de ce fait, la contrainte devient:

$$\sigma = -\frac{64}{0,5 \times 0,08} = -1.600 \text{ T/m}^2$$

FONDATIONS DES PILES

CHARGE PERMANENTE SUR TOUTE LA PILE

Chaussée: 1,433 + 1,190 = 2,623

Bordures: 0,625 + 0,050 = 0,675

Pistes: 0,03 x 2,50 x 2,1 x 2 = 0,315

0,12 x 2,5 x 2,2 x 2 = 1,320

0,20 x 0,2 x 2,2 x 2 = 0,176

Trottoirs: 0,56 x 0,24 x 2,5 x 2 = 0,672

0,21 x 0,16 x 2,5 x 2 = 0,168

Garde-corps: 0,050 x 2 = 0,100

Dalle sous caniveau:

0,07 x 1,50 x 2,5 = 0,263

$6{,}312 \times \frac{24{,}5}{2} = 77{,}3$

Poutres: $(25{,}6 + 7{,}937) \times 16 \times \frac{1}{2} = 268{,}3$

Pile: $0{,}5 \times 1{,}1 \times \frac{1{,}75 + 2{,}15}{2} \times 2 = 2{,}145$

$0{,}5 \times 4{,}2 \times \frac{2{,}15 + 1{,}05}{2} \times 2 = 6{,}720$

$0{,}3 \times 1{,}1 \times \frac{13{,}3 + 12{,}9}{2} = 4{,}323$

$0{,}3 \times 4{,}2 \times \frac{12{,}9 + 14{,}0}{2} = 16{,}947$

30,135 x 2,3 = 69,3

Semelle de fondation: 1,5 x 1,0 x 17,0 x 2,3 = 58,5

Soit ... 473,4 T

SURCHARGE

Trottoirs et pistes cyclables

Une rive:

$P = 0{,}4 \times 3{,}0 \times \frac{24{,}5}{2} = 14{,}7$ T avec une excentricité de 7,25 m rapportée à l'axe longitudinal du pont.

Les deux rives occupées:

$P = 14{,}7 \times 2 = 29{,}4$ T

sans excentricité.

<u>Convoi militaire</u>

Charge sur la pile:

$$P = 100 \times 1{,}115 \times \frac{22{,}66 - 1{,}33}{22{,}66} \times \frac{1}{1{,}2} = 88 \text{ T}$$

avec une excentricité de 2,25 m.

<u>Surcharge roulante</u>

Charge sur la pile:

Pour 4 convois: $P = 20 \times 1{,}143 \times \frac{10 \times 22{,}66 - 61{,}5}{22{,}66} = 20 \times 8{,}33 = 167{,}0$ T

avec une excentricité maximum de 0,25 m.

Pour 3 convois: $P = 15 \times 8{,}33 = 125{,}0$ T

avec 1,50 m d'excentricité.

Pour 2 convois: $P = 10 \times 8{,}33 = 83{,}3$ T

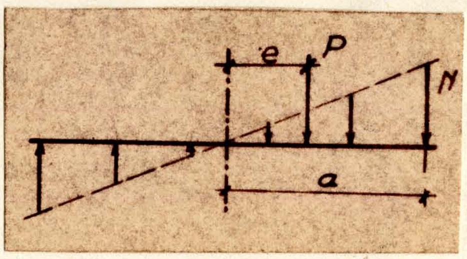
avec 2,75 m d' excentricité.

Pour 1 convoi: $P = 5 \times 8{,}33 = 41{,}6$ T

avec 4,00 m d'excentricité

<u>Charge maximum sur les pieux</u>

Pour l'excentricité (e) des forces (P) l'effort



maximum, au pieu du bord, est obtenu par:

$$N = \left(\frac{5\,e}{14\,a} + \frac{1}{6}\right) P$$

et pour a = 6,65:

$$N = (0{,}0537\ e + 0{,}1667)\ P$$

Pour la piste:

$$N = (0{,}0537 \times 7{,}25 + 0{,}167) \times 14{,}7 = 8{,}2\ T$$

Pour le convoi militaire:

$$N = (0{,}0537 \times 2{,}25 + 0{,}167) \times 88{,}0 = 25{,}4\ T$$

Pour la surcharge roulante:

4 convois: $N = (0{,}0537 \times 0{,}25 + 0{,}167) \times 167 = 30{,}0\ T$

3 convois: $N = (0{,}0537 \times 1{,}50 + 0{,}167) \times 125 = 31{,}0\ T$

2 convois: $N = (0{,}0537 \times 2{,}75 + 0{,}167) \times 83{,}3 = 26{,}2\ T$

1 convoi: $N = (0{,}0537 \times 4{,}00 + 0{,}167) \times 41{,}6 = 15{,}9\ T$

Pour la charge permanente:

$$N = \frac{473{,}4}{6} = 79\ T$$

Soit, en total, une charge sur le pieu de:

$$8{,}2 + 31{,}0 + 79{,}0 = 118{,}2\ T$$

inférieure à celle admissible de 125 T.

CULEE RIVE GAUCHE

Voûte

Dans le but d'empêcher qu'une position asymétrique des charges isolées mobiles, produise une remarquable concentration des charges sur un des demi-arcs de la voûte, celle-ci est placée sous un remplissage de sable, de 2,25 m, à la clé.

Les charges produites par la pression des chenilles du convoi militaire, sont réparties, d'une façon pratiquement uniforme, sur toute la voûte. L'hypothèse la plus défavorable de charge correspond, d'après cette disposition, au cas que le char soit placé parmi les deux contreforts et que les deux chenilles agissent - sur la voûte.

Les charges agissantes, exprimées par son écartement en mètres, de la section de clé, sont:

Convoi militaire: $\frac{100}{4,5 \times 4} = 5,55\ T/m^2$

Ecartement:	- 1,75	- 1,25	+ 0,75	- 0,25	+ 0,25	+ 0,75	+ 1,25	+ 1,7
Sable:	1,8	1,5	1,4	1,3	1,3	1,4	1,5	1,8
Poids propre:	0,8	0,7	0,6	0,6	0,6	0,6	0,7	0,8
Char:	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8
Total	5,4	5,0	4,8	4,7	4,7	4,8	5,0	5,4

La poussée horizontale due à ces charges est:

$$H = \frac{5.4 \times 0.25 + 5 \times 0.75 + 4.8 \times 1.25 + 4.7 \times 1.75}{1} = 19,3\ T/m.l$$

Un groupe de 3 Ø 7 peut exercer un effort de:

1,155 x 9,4 = 10,8 T.

Pour l'absortion de l'effort horizontal de 19,3 T, on a besoin de disposer les groupes de 3 Ø 7, tous les:

$$\frac{10,8}{19,3} = 0,55 \text{ m}$$

La poussée maximum est:

$$N = \sqrt{\overline{19,3}^2 + (5,4 + 5 + 4,8 + 4,7)^2} = 27,8 \text{ T/m.l.}$$

La contrainte de compression maximum au béton est:

$$\sigma = 2\,\frac{27,8}{0,5} = 110 \text{ T/m}^2 = 11 \text{ kg/cm}^2$$

STABILITE DU CONTREFORT

Pour calculer la stabilité du contrefort, on lui suppose coupé à la hauteur de la cote (7,25). Sur le graphique (annexe nº 10) ci-joint, on voit les poids de chacune des parties dont le contrefort est divisé, ainsi que sa résultante de 103 T.

On suppose appliquée, dans la partie supérieure, la charge de 11 T, représentative de l'hypothèse la plus défavorable de freinage.

La résultante:

$$R = \sqrt{\overline{103,3}^2 + \overline{11}^2} = 104 \text{ T}$$

produit une compression maximum dans le béton de:

$$\sigma_b = 2\,\frac{104}{5,8} = 18 \times 2 \text{ T/m}^2 = 3,6 \text{ kg/cm}^2$$

et sur le sol:

$$\sigma_t = 2\,\frac{104}{6 \times 1,2} = 29 \text{ T/m}^2 = 2,9 \text{ kg/cm}^2$$

contrainte de compression que, augmentée à celle produite à la semelle de fondation du mur d'appui de la première travée:

$$\sigma = 3,4 \text{ kg/cm}^2$$

suppose une compression totale:

$$\sigma = 3{,}4 + 2{,}9 = 6{,}3 \text{ kg/cm}^2$$

contrainte de compression vraiment admissible pour les caractéristiques mécaniques de l'assise de fondation dans cette coulée de la rive gauche.

<u>Armature d'ancrage du massif des câbles de freinage</u>

L'armature des câbles est:

$3 \varnothing 7 = 1{,}154 \text{ cm}^2$

L'effort maximum qu'ils sont capables de supporter, compte tenue que la contrainte maximum de rupture des fils est de 160 kg/mm^2, est:

$$E = 1{,}154 \times 16 = 18{,}5 \text{ T}$$

En adoptant une marge de sécurite additionnelle de 1,2, la charge limite est:

$$E_{lim} = 18{,}5 \times 1{,}2 = 22 \text{ T}$$

Lors de cette force horizontale, il prend naissance un moment fléchissant que, au niveau de l'assise de fondation, est égal à:

$$M = (15{,}10 - 13{,}9) \times 22 = 26{,}4 \text{ m T.}$$

Etant 1,50 m l'épaisseur de la console d'ancrage, l'effort de traction dans les armatures tendues d'acier doux est:

$$T = \frac{26{,}4}{0{,}9 \times 1{,}5} = 19{,}5 \text{ T.}$$

Etant donné que la limite élastique des aciers doux est de 2.400 kg/cm^2, la section des armatures est:

$$W = \frac{19{,}5}{2{,}4} = 8{,}2 \text{ cm}^2 = 6 \varnothing 14.$$

CULEE RIVE DROITE

Voûte

Poussée horizontale:

Poids du remplissage: $2{,}75 \times 1{,}75 = 4{,}8$ T/m.l

Poids propre: $0{,}60 \times 2{,}3 = 1{,}4$ T/m.l

Surcharge: $\dfrac{100}{4{,}50\ (3{,}80 + 2{,}5)} = 3{,}5$ T/m.l

$9{,}7$ T/m.l

$$H = \frac{\frac{1}{2}\, 9{,}7 \times \overline{1{,}575}^2}{1{,}25 - \frac{1}{3}\, 0{,}5 - \frac{1}{3}\, 0{,}69} = \frac{9{,}7 \times 2{,}48}{1{,}7} = 14{,}2 \text{ T/m.l}$$

Ecartement des groupes 3 ø 7:

$$\delta = \frac{10{,}8}{14{,}2} = 0{,}76 \text{ m}$$

Stabilité

a) Le poids propre du contrefort est:

$23{,}2 + 12{,}4 + 3{,}3 + 14{,}5 = 53{,}4$ T

et la position de la résultante:

$$\delta = \frac{23{,}2 \times 2{,}6 + 12{,}4 \times 1 + 3{,}3 \times 0{,}8}{53{,}4} = 1{,}60 \text{ m}$$

b) Le poids du remplissage de sable est:

$P_t = 2{,}65 \times 2{,}87 \times 1{,}75 \times 4{,}15 = 55$ T

c) Et celui de la surcharge sur les positions extrêmes I et II est:

$$2{,}8 \times 4{,}15\ \frac{100}{(4{,}5 + 2{,}75)\ (3{,}8 + 2{,}75)} = 24{,}5 \text{ T}$$

d) Celui des arcs est:

$P_d = 2{,}3 \times 0{,}6 \times 3{,}15 \times 3{,}60 = 15{,}5$ T

e) Celui de l'écran:

$P_e = 2{,}3 \times 0{,}5 \times 3{,}15 \times 4{,}5 = 16{,}3$ T

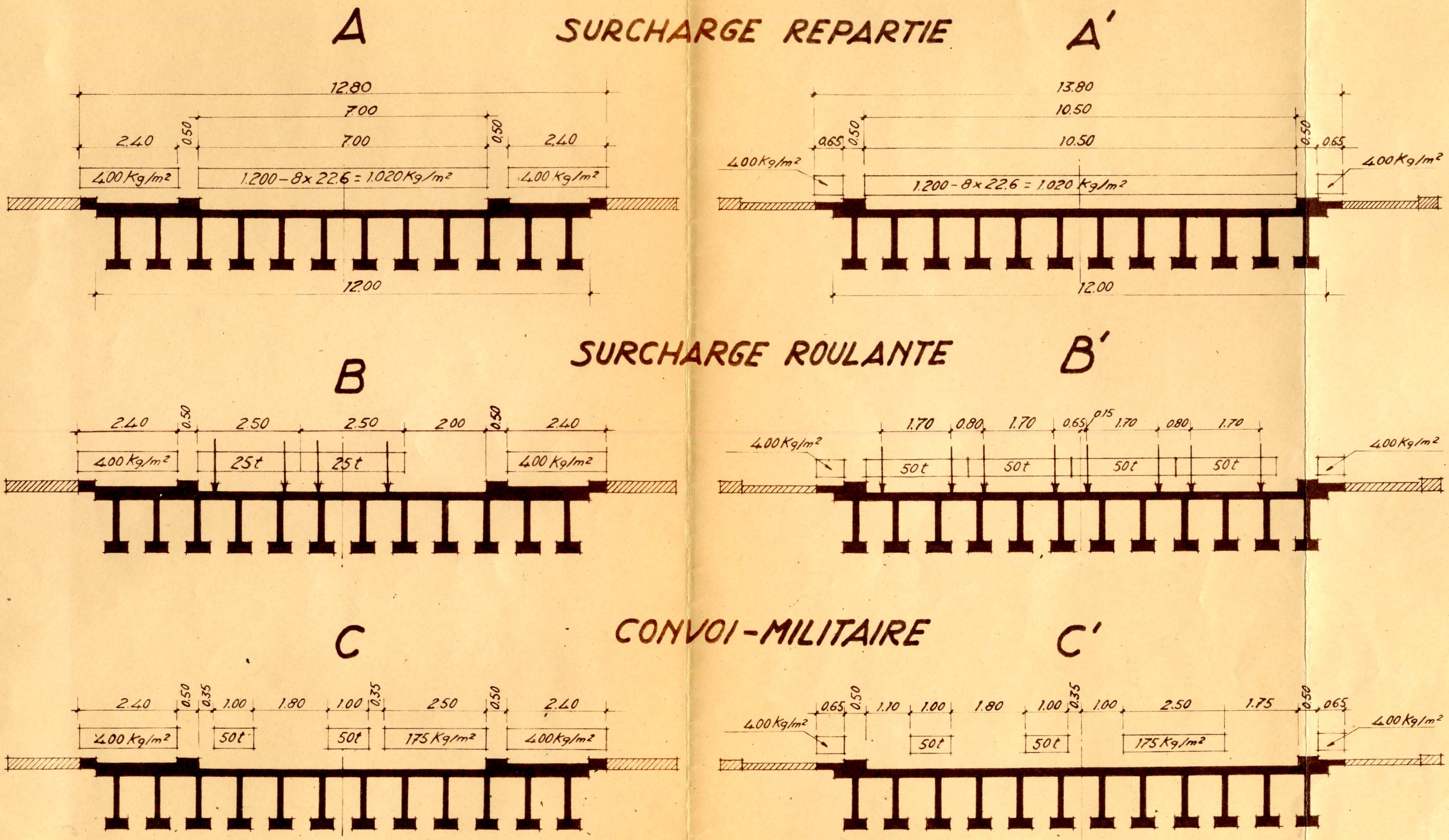
En composant les forces fixes avec celles mobiles (I et II), on déduit (se reporter à l'annexe nº 11), que les positions extrêmes de la surcharge, ne modifient que la résultante totale de 163 T dans les positions A et B. L'hypothèse de la travée entièrement chargée, suppose la force de 163 + 12 = 175 T qui occupe la position C (voir le schéma ci-joint).

Mars, 1958

Signé: E. Torroja

ANNEXE Nº 1

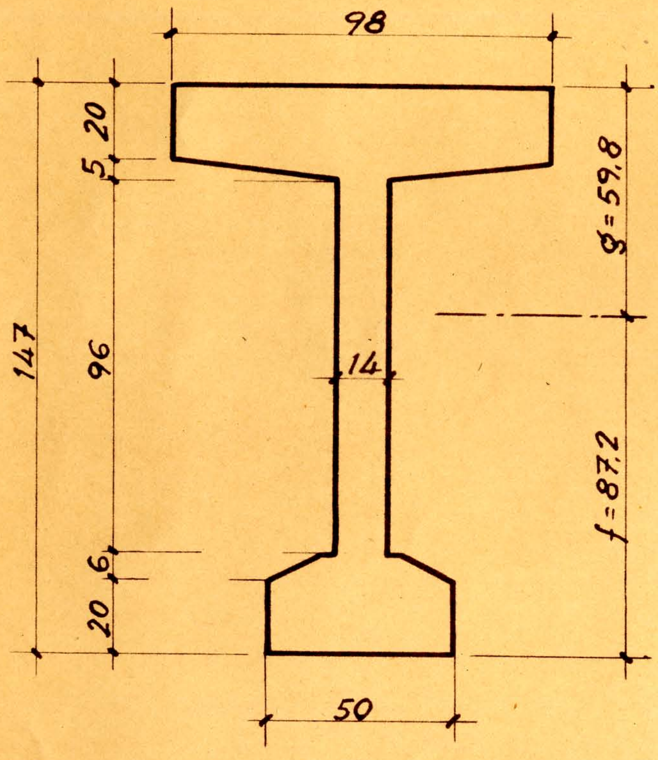
58



EDUARDO TORROJA
OFICINA TECNICA N.º 19

ORD. TRAZ. DIB. COMP. ANULA AL PROC.

POUTRE



$$M_e = 20 \times 84 \times 49.8 = 83.664$$
$$42 \times 5 \times 38.13 = 8.007$$
$$7 \times \overline{59.8}^2 = 25.032$$
$$116.703$$

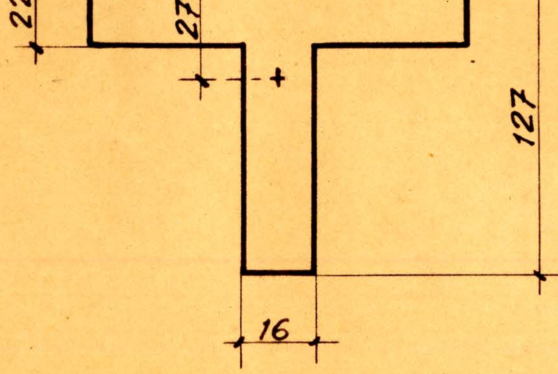
$$M_e = 36 \times 20 \times 77.2 = 55.584$$
$$18 \times 6 \times 65.2 = 7.041$$
$$7 \times \overline{87.2}^2 = 53.227$$
$$115.852$$

$$s = 84 \times 22,5 + 147 \times 14 + 20 \times 36 + 3 \times 36 = 4.776\ cm^2$$

$$ς = \left(84 \times \frac{\overline{20}^2}{2} + 84 \times \frac{5}{2} \times 21.67 + 14 \times \frac{\overline{147}^2}{2} + 720 \times 137 + 108 \times 135\right) : 4.776 = 59,8\ cm$$

$$I = 98 \times \frac{\overline{59.8}^3}{3} + 50 \times \frac{\overline{87.2}^3}{3} - \left(84 \times \frac{\overline{34.8}^3}{3} + 36 \times \frac{\overline{61.2}^3}{3} + 210 \times \overline{36.47}^2 + 108 \times \overline{63.2}^2\right) = 13.390.000$$

ENTRETOISE



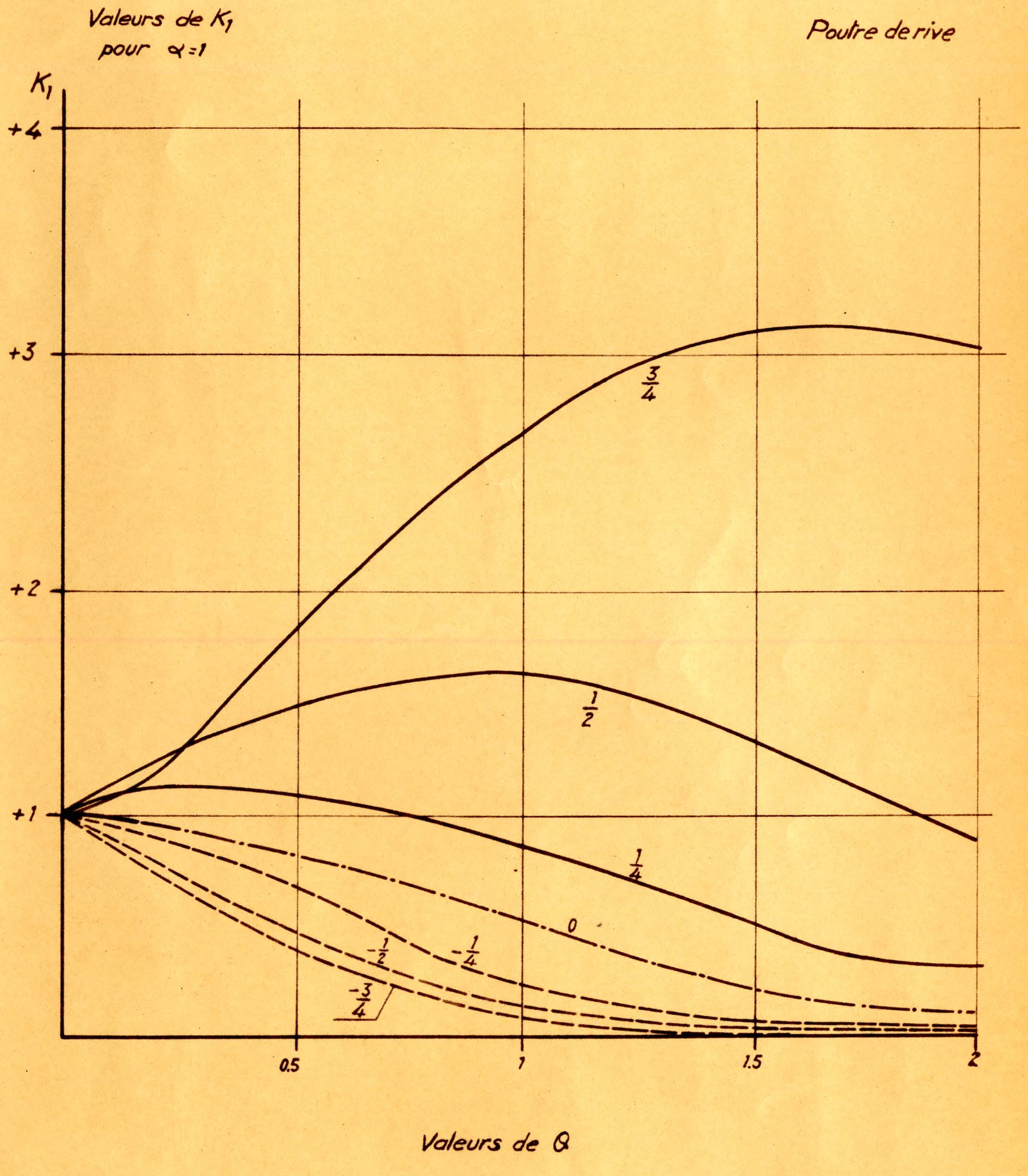
$$s = 210 \times 22 + 16 \times 127 = 6.652$$

$$ς = \left(210 \times \frac{\overline{22}^2}{2} + 16 \times \frac{\overline{127}^2}{2}\right) : 6.652 = 27$$

$$I = 226 \times \frac{\overline{27}^3}{3} - 210 \times \frac{\overline{5}^3}{3} + 16 \times \frac{\overline{100}^3}{3} = 6.807.000$$

ANNEXE N° 3

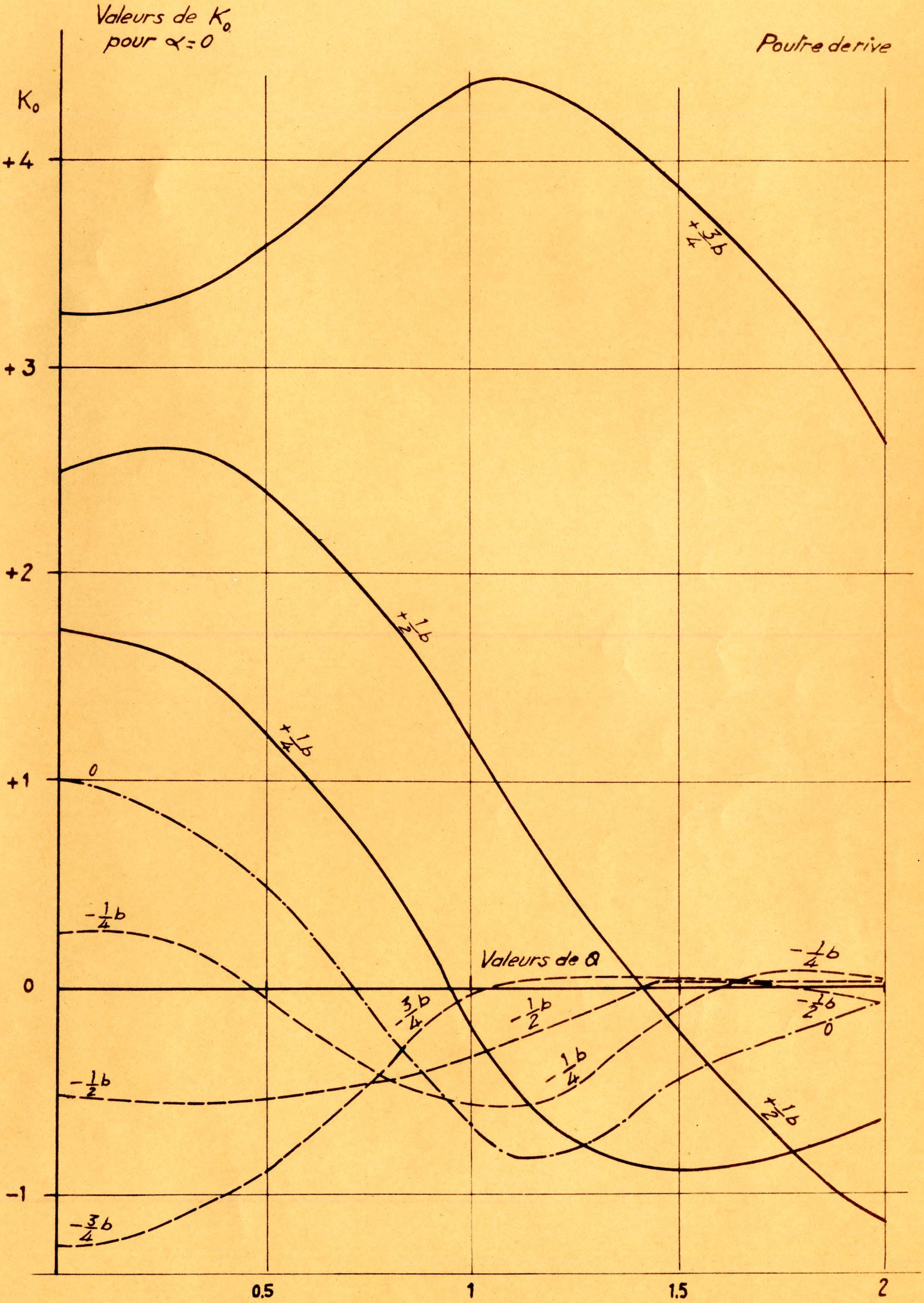
60



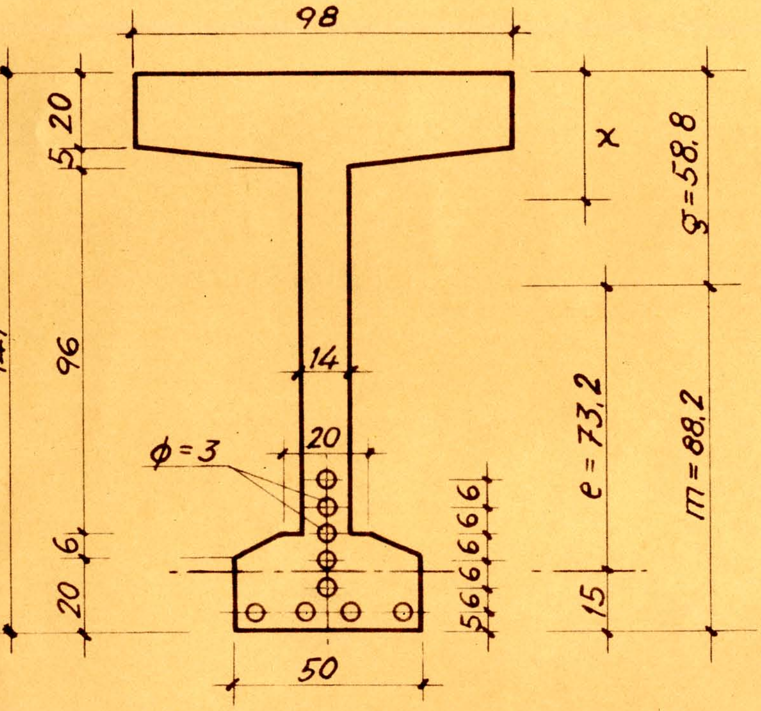
Valeurs de K_1
pour $\alpha = 1$
Poutre de rive
K_1
+4
+3
+2
+1
$\frac{3}{4}$
$\frac{1}{2}$
$\frac{1}{4}$
0
$-\frac{1}{4}$
$-\frac{1}{2}$
$-\frac{3}{4}$
0.5
1
1.5
2
Valeurs de θ

ANNEXE N° 4

61


Valeurs de K_0 pour $\alpha = 0$
Poutre de rive
K_0
+4
+3
+2
+1
0
-1
0.5
1
1.5
2
$+\frac{3}{4}b$
$+\frac{1}{2}b$
$+\frac{1}{4}b$
0
$-\frac{1}{4}b$
$-\frac{1}{2}b$
$-\frac{3}{4}b$
Valeurs de θ

SECTION AU CENTRE



$$A = 98 \times 20 + \frac{98+14}{2} \times 5 + 14 \times 96 + \frac{20+50}{2} \times 6 + 50 \times 20 - 7{,}1 \times 9 = 4.730\ cm^2 = 0{,}473\ m^2$$

$$\varrho = \left(84 \times \frac{\overline{20}^2}{2} + 210 \times 21.67 + 14 \times \frac{\overline{147}^2}{2} + 26 \times 36 \times 134 - 30 \times \frac{6}{2} \times 123 - 67 \times 132\right) : A = 58{,}8\ cm = 0{,}588\ m$$

$$I = 98 \times \frac{\overline{58{,}8}^3}{3} + 50 \times \frac{\overline{88{,}2}^3}{3} - \left(84 \times \frac{\overline{33{,}8}^3}{3} + 36 \times \frac{\overline{62{,}2}^3}{3} + 210 \times \overline{35{,}47}^2 + 90 \times \overline{64.2}^2 + 64 \times \overline{73{,}2}^2\right) =$$

$$= 13.130.000\ cm^4 = 0.1313\ m^4$$

$$R_\varrho = \frac{I}{\varrho} \qquad \frac{1}{R_\varrho} = \frac{\varrho}{I} = 4{,}478\ {}^1/m^3$$

$$R_m = \frac{I}{m} \qquad \frac{1}{R_m} = \frac{m}{I} = 6{,}717\ {}^1/m^3$$

Moments statiques

Pour $x = 58{,}8\ cm \quad M_e = 84 \times 20 \times 48{,}8 \times 42 \times 5 \times 37.13 + 14 \times \frac{\overline{58{,}8}^2}{2} = 144.000\ cm^3 = 0{,}114\ m^3$

SECTION A 0,75 M. DE L'APPUI (*Hauteur* = 1.457m)

$$A = 98 \times 20 + 56 \times 5 + 14 \times 94.7 + 35 \times 6 + 50 \times 20 = 4.776\ cm^3$$

$$\varrho = \left(84 \times \frac{\overline{20}^2}{2} + 210 \times 21{,}67 + 14 \times \frac{\overline{145.7}^2}{2} + 26 \times 36 \times 132{,}7 - 90 \times 121{,}7\right) : A = -59.3\ cm$$

On prend I *et* M_e *egales a ceux de la section au centre*

Alignement des cables

A l'appui

Centre de gravité de la section : $m = 145.7 - 59.3 = \quad 86.4$ cm

" " " des groupes de cables

$m'_1 = [2 \times (18+79) + 5 \times 109] : 9 = 82.1$ cm

Au centre

Centre de gravite des groupes de cables

$m'_2 = (4 \times 5 + 5 \times 23) : 9 = 15$ cm

Formule d'alignement des 9 groupes de cables

Flèche entre A et C. $\qquad f = m'_1 - m'_2 = 67{,}1\text{cm} = 0.671\text{m}$

Par un point x, on a $\qquad y = K(Lx - x^2)$

etant $y = 0.671$; pour $x = \frac{L}{2}$, ça donne

$K = \frac{4f}{L^2} = 0.0054$ d'ou $y = 0.0053 \times (Lx - x^2)$

Formules d'alignement de chaque groupe

Pour $L = 22{,}66$m (Rectifié)

Groupe (1). $y_1 = 0.180 - 0.001013 \times (L-x)x$

" (2) $y_2 = 0.790 - 0.005765$ "

" (3) $y_3 = 0{,}890 - 0.006076$ "

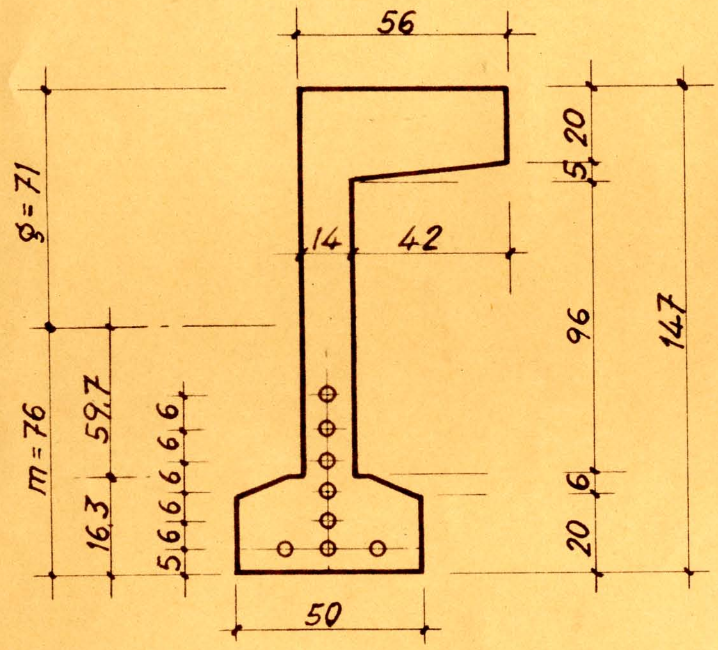
" (4) $y_4 = 0{,}990 - 0.006388$ "

" (5) $y_5 = 1.090 - 0{,}006699$ "

" (6) $y_6 = 1.190 - 0.007011$ "

" (7) $y_7 = 1.290 - 0.007323$ "

SECTION AU CENTRE



$$A = 42 \times \frac{45}{2} + 14 \times 147 + 26 \times 36 + 6 \times 15 - 7.1 \times 8 = 3.792\ cm^2 = 0.3792\ m^2$$

$$\varrho = \left(42 \times \frac{\overline{20}^2}{2} + 21 \times 5 \times 21.67 + 14 \times \frac{\overline{147}^2}{2} + 36 \times 26 \times 134 - 90 \times 123 - 57 \times 130.7\right) : A = 71{,}0\ cm = 0.71\ m.$$

$$I = 56 \times \frac{\overline{71}^3}{3} + 50 \times \frac{\overline{76}^3}{3} - \left(42 \times \frac{\overline{46}^3}{3} + 36 \times \frac{\overline{50}^3}{3} + 105 \times \overline{47.67}^2 + 90 \times \overline{52}^2 + 57 \times \overline{59.7}^2\right) = 10.450.000\ cm^4 =$$

$$= 0.1045\ m^4$$

$$\frac{1}{R_\varrho} = \frac{\varrho}{I} = 6{,}794\ ^1/m^3 \qquad \frac{1}{R_m} = \frac{m}{I} = 7{,}273\ ^1/m^3$$

Pour $x = 71$ $\quad M_e = 840 \times 61 + 105 \times 49{,}33 + 14 \times \frac{\overline{71}^2}{2} = 91.700\ cm^3 = 0.0917\ m^3$

SECTION A 0.75 M. DE L'APPUI (Hauteur = 1,457 m)

$$A = 42 \times \frac{45}{2} + 14 \times 145.7 + 26 \times 36 - 6 \times 15 = 3.831\ cm^2 = 0.3831\ m^2$$

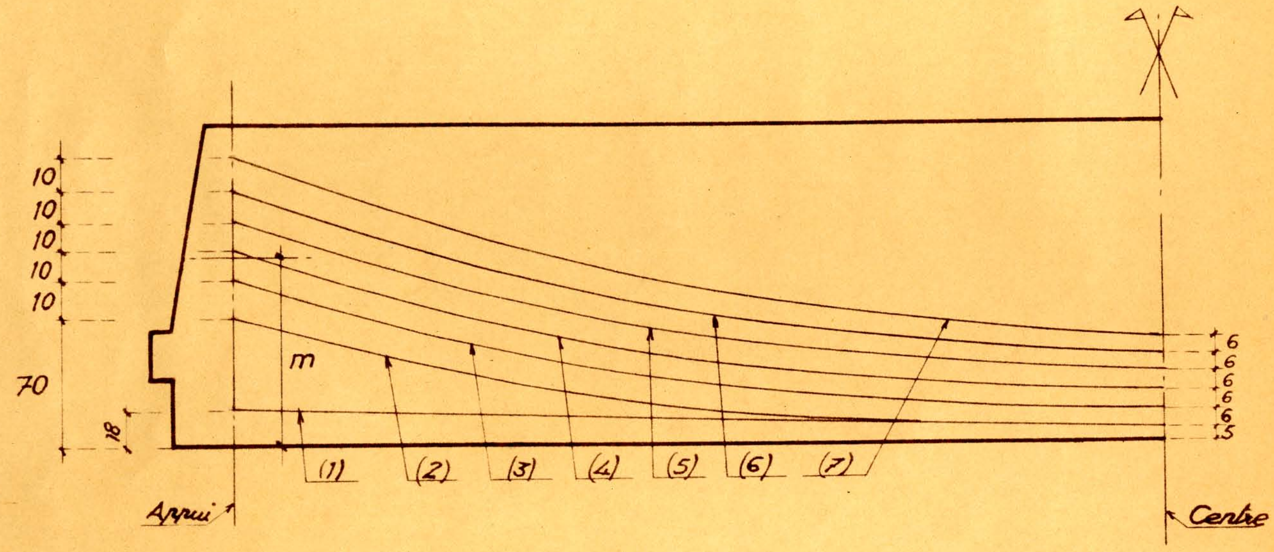
$$\varrho = \left(42 \times \frac{\overline{20}^2}{2} + 21 \times 5 \times 21.67 + 14 \times \frac{\overline{145.7}^2}{2} + 36 \times 26 \times 132.7 - 90 \times 121.7\right) : A = 71{,}1\ cm = 0.711\ m.$$

On prend I et M_e egales a ceux de la section au centre

ANNEXE N°8

55

Alignement des cables



A l'appui

$m = 76\,cm$ $\qquad\qquad m'_1 = (2\times18+6\times95{,}00):8 = 75\,cm.$

Au centre

$m''_2 = (3\times5+23\times5):8 = 16.25\,cm.$

Formule d'alignement des 8 groupes de cables

$f = m'_1 - m'_2 = 75{,}00-16.25 = 58.75\,cm.$

d'ou $\qquad y = 0.0046(Lx - x^2)$

Formules d'alignement de chaque groupe (Pour $L = 22.66\,m$)

$y_1 = 0.180 - 0.001013\times(L-x)x$

$y_2 = 0.700 - 0.005064\times$ ''

$y_3 = 0.800 - 0.005375\times$ ''

$y_4 = 0.900 - 0.005687\times$ ''

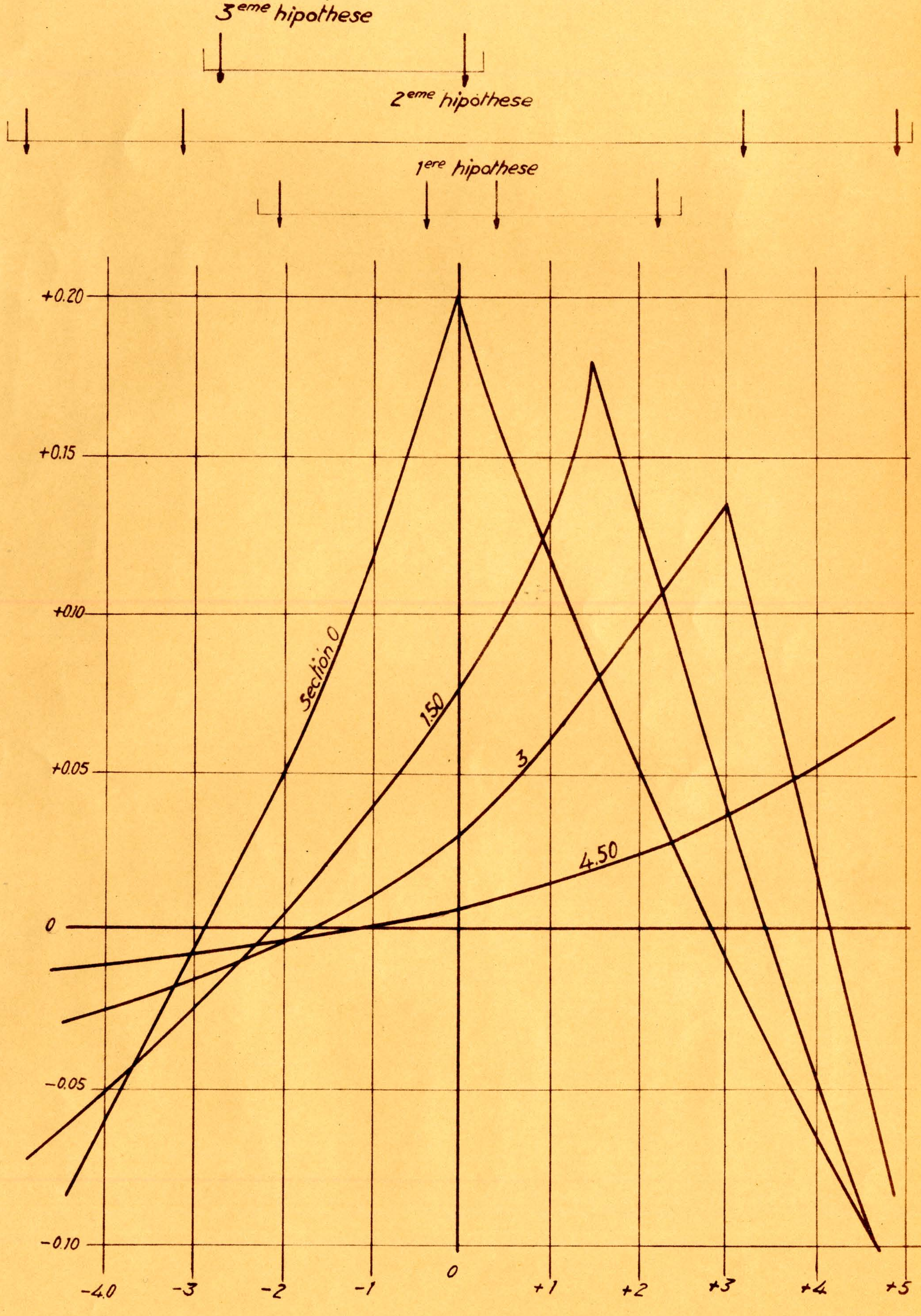
$y_5 = 1.000 - 0.005998\times$ ''

$y_6 = 1.100 - 0.006310\times$ ''

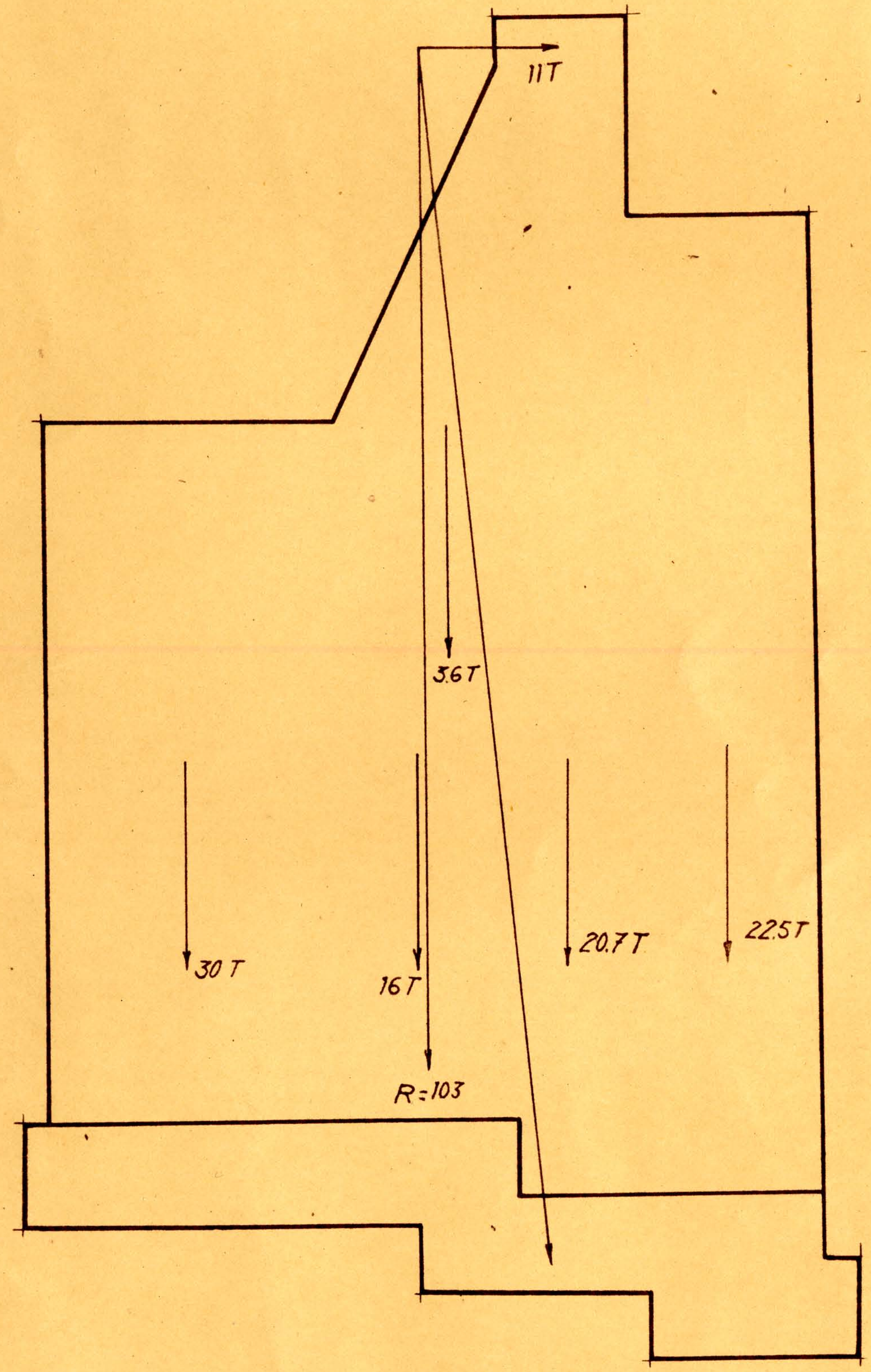
$y_7 = 1.200 - 0.006622\times$ ''

ANNEXE N°9

66


3ème hipothese
2ème hipothese
1ère hipothese
+0.20
+0.15
+0.10
+0.05
0
-0.05
-0.10
Section 0
1.50
3
4.50
-4.0
-3
-2
-1
0
+1
+2
+3
+4
+5

Rive Gauche



ANNEXE N° 11

68

Rive Droite