IId: Notable structures executed since 1936

Objekttyp: **Group**

Zeitschrift: **IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH Kongressbericht**

Band (Jahr): **3 (1948)**

PDF erstellt am: **27.04.2024**

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

IId1

Le pont des Arches sur la Meuse à Liège et le pont de Herstal sur le canal Albert

Die Arches-Brücke über die Maas in Lüttich und die Brücke von Herstal über den Albert-Kanal

The Arches-Bridge over the Meuse at Liege and the Herstal bridge over the Albert Canal

A. HORMIDAS
Ingénieur principal des Ponts et Chaussées de Belgique, Liège

Les deux ouvrages dont question ont été construits en 1947. Il s'agit de ponts en béton armé remplaçant ceux en métal détruits en 1940, mais dont les culées et, pour le pont des Arches, les fondations des piles étaient conservées en bon état. Leur réutilisation exigeait toutefois des types de ponts n'exerçant sur leurs appuis que des réactions verticales.

Le choix du type de chacun de ces deux ouvrages a résulté de cette circonstance jointe aux considérations de tirant d'air à respecter pour les besoins de la navigation et au fait que, pour le pont des Arches situé au centre de la ville, il était désirable d'éviter toute superstructure au-dessus de son tablier.

Par suite des sujétions imposées, la réalisation de ces ouvrages en béton armé n'était possible qu'à condition d'introduire dans leur conception, des dispositions susceptibles d'y régler la répartition des efforts suivant le mode le plus favorable permettant de réduire au minimum les contraintes sollicitant certaines parties de ces constructions.

Pour le pont des Arches (fig. 1) ces parties étaient celles voisines du centre du pont où l'épaisseur totale du béton devait être limitée à $0^{m}77$ c'est-à-dire à la fraction exceptionnellement réduite de 1/83 de la portée de la travée centrale.

Quant au pont de Herstal (fig. 7) il convenait de diminuer l'importance des moments fléchissants dans les arcs afin de réduire leurs dimensions à des limites acceptables. Il faut noter en effet que ce pont, portant un tablier de $19^{m}50$ de largeur avec chaussée de 12 mètres, est particulièrement lourd pour être supporté par deux arcs « Bowstrings » de $59^{m}40$ de portée théorique. Les indications qui suivent montrent les dispositions qui ont été adoptées et les avantages qui en ont résulté.

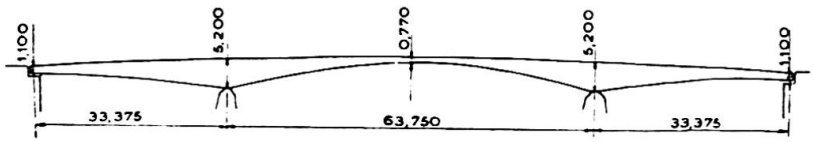


Fig. 1. Elévation du pont des Arches à Liège.

Les deux ponts devaient pouvoir supporter les surcharges suivantes :
Trottoirs : 400 kg/m².

Chaussée : deux voies de tramway dans le centre et deux voies charretières portant chacune 400 kg par mètre carré et un convoi de 32 tonnes (5 essieux dont 1 de 12 t, 2 de 6 t et 2 de 4 t) ou bien 400 kg par mètre sur toute la surface et 5 convois de 32 t pour le pont des Arches, 3 convois de 32 t pour le pont de Herstal.

Le pont des Arches à Liège

La coupe transversale donnée à la figure 2 montre la composition de l'ouvrage.

La poutre continue est donc composée de 8 voiles longitudinaux de 0^m52 d'épaisseur et de 0^m77 à 5^m10 de hauteur reliés par un hourdis inférieur intradorsal dont l'épaisseur varie de 0^m08 à 0^m34, un hourdis supérieur de 0^m18 d'épaisseur constituant le tablier, et des raidisseurs transversaux de 0^m45 d'épaisseur distants de 4^m55 à 4^m77.

Dans ce qui suit le mot poutre désigne l'ensemble d'un voile et des 2 portions de hourdis correspondants. Le moment d'inertie de la poutre varie de 0,0845 m⁴ à 15,445 m⁴. Le pont repose sur un appui fixe et trois balanciers en béton fretté logés dans des cavités au sommet des piles et culées.

Chacune des poutres intermédiaires est sollicitée de la manière suivante :

a) Poids mort du béton variant de . .	3,8 t/m. c.	à	12,7 t/m. c.
b) Chapes	0,155 t/m. c.	à	0,155 t/m. c.
c) Béton de profilage et pavage de chaussée	1,090 t/m. c.	à	1,090 t/m. c.
d) Partie du poids des bordures en saillie des trottoirs	0,045 t/m. c.	à	0,045 t/m. c.
e) Partie du poids des revêtements des trottoirs et garde-corps	0,105 t/m. c.	à	0,105 t/m. c.
f) Partie du poids des revêtements des tympans en pierres de taille . . .	0,030 t/m. c.	à	0,200 t/m. c.
	5,225 t/m. c.	à	14,295 t/m. c.

Le moment fléchissant qui en résulte à la section centrale de la poutre est de . . . . . 217 tm

Le moment fléchissant maximum résultant de l'application des surcharges mobiles définies plus haut y est de . . . . . 118 tm

La section centrale est donc sollicitée par un moment total de . 335 tm

L'épaisseur réduite de 0^m77 ne permettait pas de reprendre un moment

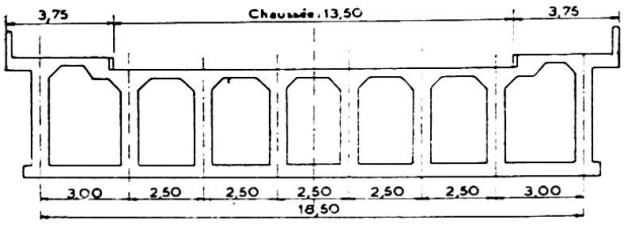


Fig. 2. Coupe transversale du pont des Arches.

de cette importance. En fait celui-ci devait être ramené à 113 tm, soit au 1/3 de sa valeur quitte à majorer la sollicitation des sections voisines des piles qui par leur grande hauteur permettaient aisément cette redistribution des efforts.

Celle-ci a été réalisée de la façon suivante.

L'ouvrage a été exécuté en deux phases.

Pendant la première, une brèche générale de 4 mètres de longueur a été aménagée dans le milieu de la travée centrale en CD (fig. 3).

Après exécution des deux tronçons ABC et DEF, l'ensemble est décintré et chacune des parties se comporte comme une double console appuyée sur la culée voisine, les tronçons BC et DE étant en porte à faux.

Dans cet état, le béton est sollicité par son poids mort et les chapes sur les longueurs AC et DE, ainsi que les pavages et les bordures de trottoirs sur le porte à faux BC et DF. En outre, aux points C et D sont appliquées deux charges de 2,88 t dont l'effet est expliqué plus loin. Dans l'intervalle CD se trouvent les armatures sortant des deux tronçons AC et DF. Ces armatures ne sont pas reliées entre elles et peuvent donc jouer librement pendant les déformations du porte à faux lors du décintrement. Toutefois leur recouvrement est tel qu'elles assureront la continuité de la poutre après la deuxième phase des travaux.

Pendant la seconde phase, sur le cintre abaissé, est monté le coffrage de la brèche CD, celle-ci est bétonnée en laissant toutefois en son centre une ouverture en forme de V fermé à sa partie inférieure de manière à permettre l'achèvement du bétonnage de cette ouverture sans nécessiter aucun coffrage.

La partie CD est alors décoffrée et son poids est complètement porté par les deux porte à faux qui peuvent encore se déformer grâce à l'ouverture en V.

Ces dispositions permettent en somme de libérer la section centrale de la poutre de la presque totalité des contraintes résultant des déformations sous poids mort.

En réalité par suite de la charge du V, et du fait, résultant de circonstances particulières, que les revêtements des trottoirs, les garde-corps et les pierres de taille n'ont pu être posés avant la deuxième phase il se produit en la section centrale un moment fléchissant sous poids mort. C'est afin de réduire celui-ci dans la mesure du possible que, lors de la première phase, il a été pris les dispositions suivantes :

a) Les pavages de chaussée n'ont pas été exécutés sur les travées de rive : le poids de ces pavages provoque en effet, après fermeture complète

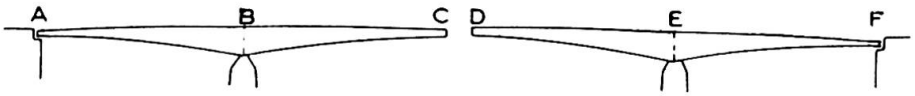
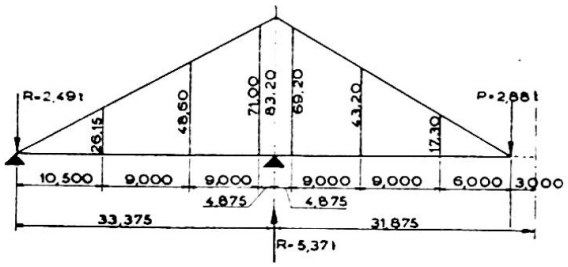
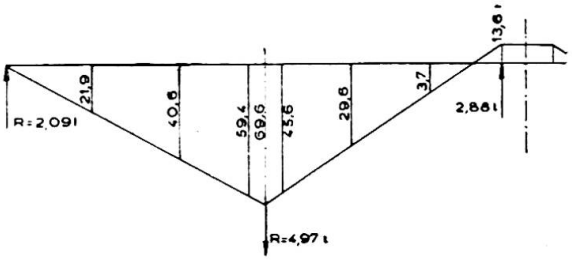


Fig. 3.





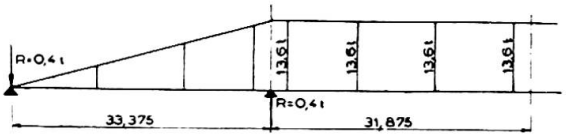


Fig. 4 (en haut, à gauche), **5** (en haut, à droite) et **6** (en bas, à gauche). Diagrammes des moments.

de la brèche, un moment dans la section centrale du pont de 17,36 tm en sens opposé à celui du moment maximum dû aux surcharges.

De ce fait, le moment en la section centrale sous l'effet du poids mort, y compris ceux appliqués après fermeture de la brèche, est réduit à + 8,6 tm (face inférieure tendue);

b) Dans la même section le moment maximum dû aux surcharges étant de 118 tm, le moment total y était encore de 118 + 8,6 = 126,6 tm. Or, il convenait que ce moment n'y dépassât pas 113 tm. Pour le réduire de 126,6 — 113 = 13,6 tm il a été appliqué dans la première phase aux points C et D les deux charges de 2,88 t signalées plus haut.

Ces deux charges ont pour effet de produire dans le système avec brèche des moments représentés à la figure 4.

L'enlèvement de ces deux charges lorsque la brèche est fermée, introduit dans la poutre les moments représentés à la figure 5.

Au total la pose et l'enlèvement des charges de 2,88 t produit dans la poutre les moments résultants représentés au diagramme de la figure 6 qui est la somme des deux précédents.

Ainsi le moment dans la section centrale de la poutre est bien ramené à 113 tm.

Conclusions

1. Le procédé d'exécution exposé ci-dessus a permis de réduire théoriquement de 66,5 % le moment dans la section centrale des poutres.

En réalité, la réduction est beaucoup plus importante car pour supporter les contraintes de 335 tm, la hauteur des poutres aurait dû être majorée sensiblement dans la travée centrale ce qui aurait entraîné une nouvelle augmentation des moments. Celui de la section centrale des poutres aurait ainsi atteint 445 tm. La réduction effective du moment en ce point est donc de 74,5 %.

En définitive la hauteur des poutres en cette section aurait dû être portée de $0^{m}77$ à $1^{m}60$ soit une augmentation de $0^{m}83$. Il convient d'ajouter que l'économie qui en découle n'est pas limitée à celle du béton et des aciers du pont, mais comporte également celle qui résulte du raccourcissement et de l'abaissement du niveau des rampes d'accès.

Dans le cas du pont des Arches cette partie de l'économie est prépondérante, l'ouvrage étant situé en pleine agglomération, la surélévation des rampes, qui aurait été nécessaire pour donner aux poutres la hauteur de $1^{m}60$ leur permettant de résister à un moment de 445 tm dans leur section

centrale, aurait entraîné des modifications d'immeubles si importantes que le coût énorme de celles-ci aurait rendu l'exécution du projet irréalisable.

2. On voit ainsi tout le parti que l'on peut tirer, dans ce mode d'exécution, de l'adjonction de charges temporaires telles que celles de 2,88 t dont il a été question.

Les avantages qui résultent de ce procédé ont déjà été utilisés par M. Coppée dans la construction du pont de Kongolo (Congo belge) qui a été exécuté en porte à faux à l'aide d'un échafaudage mobile reposant sur les extrémités bétonnées et avançant à mesure de l'exécution du porte à faux.

Le poids propre de l'échafaudage dans sa dernière position (au centre de la travée) provoquait un effet semblable à celui des charges de 2,88 t dont question ci-dessus.

Mais il est possible d'exploiter systématiquement les avantages résultant de l'application de charges indépendantes pour régler à volonté les tensions dans les poutres en choisissant librement le nombre de ces charges, leur emplacement, leur étendue sur la poutre, et leur intensité.

Considérées de cette façon les charges provisoires constituent un procédé général très utile dont l'exemple du pont des Arches représente une application particulière.

Le pont de Herstal

Les dispositions principales de l'ouvrage sont représentées aux figures 7 et 8.

Le tablier de $19^{m}50$ de largeur totale porte une chaussée de 12 mètres et deux trottoirs de $3^{m}60$.

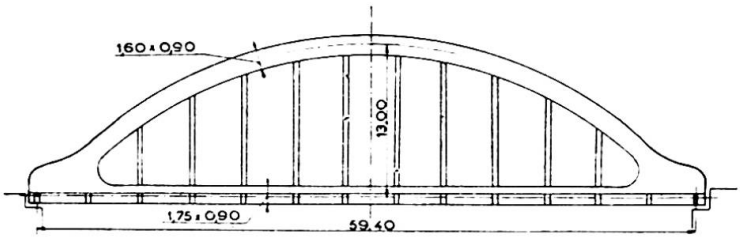


Fig. 7.

Le tablier, constitué d'un hourdis de $0^{m}18$ d'épaisseur sur longrine de $0^{m}80$ de hauteur, est porté par des entretoises de $13^{m}60$ de portée d'axe en axe des maîtresses-poutres et de $1^{m}75$ de hauteur totale (hourdis compris).

Les maîtresses poutres comportent chacune un arc de $0^{m}90$ de largeur et $1^{m}60$ de hauteur à la clef sous-tendu par un tirant en béton armé de $1^{m}75$ de haut et $0^{m}90$ de largeur.

Ce tirant en béton armé comporte une cavité de $0^{m}28 \times 0^{m}90$ dans laquelle est logé un tirant métallique fixé aux naissances des arcs par des sabots d'ancrages de $0^{m}80$ de largeur et $1^{m}60$ de hauteur.

Le pont repose sur les culées par l'intermédiaire d'appareils d'appui en acier coulé et en acier forgé, fixes sur la rive gauche, mobiles sur la rive droite.

La charge de poids mort à reprendre par chaque maîtresse poutre est de 22,7 t par m. c.

On sait que la poutre « Bowstring » ordinaire en béton armé présente deux inconvénients qui s'opposent à son emploi dès que les charges et la portée deviennent importantes : d'une part la traction dans le tirant provoque la fissuration du béton qui se propage dans le tablier; d'autre part le raccourcissement de l'arc et l'allongement du tirant produisent des

moments secondaires dont l'importance a été mise en relief notamment par le professeur Dischinger dans un mémoire [1] où il préconisait un remède à ce défaut.

Ces inconvénients sont d'autant plus sensibles que la portée est plus grande et le poids mort plus élevé. Or, précisément pour un pont à poutres du type « Bowstring » celui de Herstal est particulièrement lourd. S'il avait été réalisé suivant le processus ordinaire sans y introduire un procédé de réglage des tensions il s'y serait produit les moments secondaires indiqués ci-après:

a) Sous l'effet du poids mort et des surcharges mobiles correspondant aux moments maxima, la poussée moyenne Q de l'arc est de 883 tonnes (variant de 866 à 916 tonnes). Elle produit un raccourcissement de l'arc et un allongement du tirant dont la somme algébrique est donnée par l'expression :

$$\Delta L = \frac{L}{Ea}\left(\frac{Q}{S_{arc}} \times \frac{Ea}{Eb} + \tau a\right)$$

où Ea et Eb sont les coefficients d'élasticité de l'acier et du béton valant respectivement 2 100 000 kg/cm² et 300 000 kg/cm²

τa = tension unitaire de l'acier dans le tirant.

Dans un cas semblable la tension admissible de 1 350 kg/cm² se partage en 1 000 kg environ par la traction simple et 350 kg/cm² par la flexion.

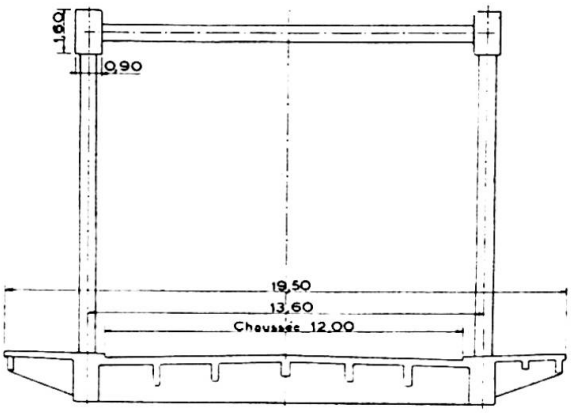


Fig. 8.

$$\Delta L = \frac{5\,940}{2\,100\,000}\left(\frac{883\,000}{90 \times 160} \times \frac{2\,100\,000}{300\,000} + 1\,000\right) = 3{,}9 \text{ cm}$$

Un calcul plus exact tenant compte de la variation de Q et S le long de l'arc donne $\Delta L = 1{,}45 + 2{,}83 = 4{,}28$ cm.

Ces déformations produisent le même effet qu'une réduction de poussée

$$\Delta Q = \frac{\Delta L}{\int \frac{y^2\, ds}{Eb\, I_{arc}}} = \frac{15}{8}\,\frac{Eb\, I_0}{f^2\, L}\,\Delta L = 7{,}35 \text{ tonnes}$$

où f est la flèche de l'arc = 13 mètres.

I le moment d'inertie réduit $= \dfrac{90 \times 160^3}{12}$

Ce ΔQ produit des moments secondaires valant

$$\Delta M = \begin{cases} 7{,}35 \times 13 \times 0{,}64 = 61 \text{ tonnes mètres au point 6 (2/10 de la portée)} \\ 7{,}35 \times 13 \times 0{,}84 = 80 \text{ tonnes mètres au point 4 (4/10 de la portée)} \\ 7{,}35 \times 13 \qquad\quad = 96 \text{ tonnes mètres à la clef .} \end{cases}$$

---

[1] *Association Internationale des Ponts et Charpentes. Mémoires*, 1er volume, 1942.

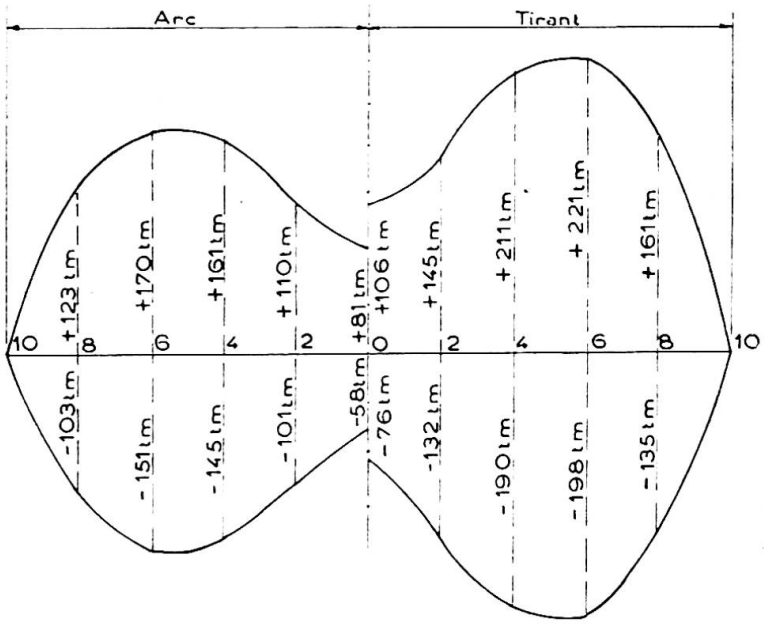


Fig. 9. Diagramme des moments.

Les points 4 et 6 sont ceux où se produisent les moments maxima sous l'effet des surcharges mobiles (voir fig. 9).

b) L'effet du retrait du béton : l'arc est terminé assez longtemps après le tirant.

En admettant que le retrait soit complètement terminé dans le tirant au moment de l'achèvement de l'arc, le retrait de celui-ci produit le même effet qu'un raccourcissement; suivant les normes belges il correspond à un abaissement de température de 10° d'où

$$\Delta L = 5\,940 \times 10 \times \frac{11}{10^6} = 0{,}65 \text{ cm}$$

$$\Delta Q = \frac{15}{8} \times \frac{300\,000 \times 90 \times \overline{160}^3}{1\,300^2 \times 5\,940 \times 12} \times 0{,}65 = 1{,}12 \text{ t}$$

et

$$\Delta M = \begin{cases} 1{,}12 \times 13 \times 0{,}64 = 9{,}3 \text{ tm au point 6} \\ 1{,}12 \times 13 \times 0{,}84 = 12{,}2 \text{ tm au point 4} \\ 1{,}12 \times 13 \qquad\qquad = 14{,}6 \text{ tm à la clef .} \end{cases}$$

3. Effet du fluage. Il produit à la longue des déformations pouvant atteindre le double de celles produites sous l'effet des charges permanentes.

En négligeant le fluage du tirant on trouve pour l'arc

$$\Delta L = 1{,}45 \times 2 \times \frac{7{,}78}{8{,}83} = 2{,}56 \text{ cm}$$

$\Delta Q = 4{,}4$ t.

et

$$\Delta M = \begin{cases} 4{,}4 \times 13 \times 0{,}64 = 36{,}6 \text{ tm au point 6} \\ 4{,}4 \times 13 \times 0{,}84 = 48{,}0 \text{ tm au point 4} \\ 4{,}4 \times 13 \qquad\qquad = 57{,}0 \text{ tm au point 2 .} \end{cases}$$

4. Les variations de température ne produisent aucun effet pour autant qu'elles soient égales dans l'arc et le tirant; une différence de température entre ces deux pièces n'est possible que par l'ensoleillement de l'arc et dans ce cas celui-ci s'allonge par rapport au tirant, ce qui réduit les moments secondaires.

Le tableau suivant récapitule les moments secondaires et les maxima positifs et négatifs produits par les surcharges mobiles.

Causes	Point 6	Point 4	Clef
Poids mort et surcharges mobiles	61 tm	80 tm	96 tm
Retrait	9,3 tm	12,2 tm	14,6 tm
Fluage.	36,6 tm	48 tm	57 tm
Totaux des moments secondaires	+ 106,9 tm	+ 140,2 tm	+ 167,6 tm
Mom. principaux maxima produits par les surcharges	+ 391 tm — 349 tm	+ 372 tm — 335 tm	+ 187 tm — 134 tm

TABLEAU I

On voit par ce tableau l'importance considérable des moments secondaires et le grand intérêt qu'il y a à les réduire dans toute la mesure du possible autant pour limiter les dimensions de l'arc et du tirant à des grandeurs admissibles que par raison d'économie.

Pour ce faire, l'ouvrage a été exécuté en ménageant provisoirement une brèche au sommet de l'arc et dans le tablier y compris le tirant en béton dans lequel peut coulisser le tirant métallique.

Le professeur Dischinger avait préconisé de faire dépasser à l'une des extrémités du pont le tirant métallique, mis en tension à l'aide de vérins, provoquant ainsi l'allongement de celui-ci et le raccourcissement de l'arc. Il estimait que les dimensions réduites de l'arc et le danger de flambement de celui-ci ne permettaient pas l'utilisation de la méthode du décintrement à l'aide de vérins à la clef d'emploi général dans les voûtes.

L'exemple du pont de Herstal montre que cette difficulté n'existe pas.

Il aurait été en effet possible de loger à la clef deux vérins ordinaires occupant chacun un encombrement de 0,45 $\times$ 0^m45 et de bétonner, après leur mise en action, les deux tronçons ABCD et EFGH (fig. 10) ayant 0^m55 de hauteur.

La compression du béton sous poids mort y aurait atteint le taux de 78 kg/cm² sans tenir compte des armatures alors que la contrainte maximum est fixée à 90 kg/cm².

Cependant, tant par raison de sécurité que pour faciliter les opérations ultérieures au décintrement qui résultent de circonstances particulières, il a été jugé préférable d'ajouter à l'arc, sur une courte longueur et sur chaque face, des surlargeurs permettant d'écarter les deux vérins et de

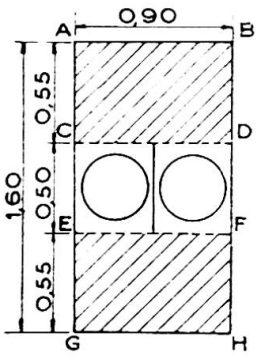


Fig. 10.

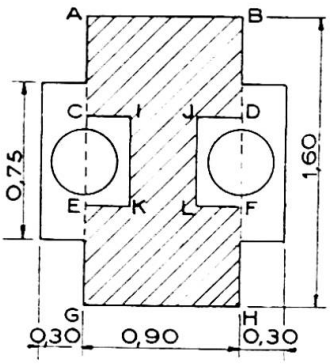


Fig. 11.

claver l'arc, après mise en action des vérins, par un seul bloc en forme de I occupant presque toute la section de l'arc.

L'évidement ABCD, et celui EFGH, ont une longueur correspondante à celle nécessitée par le recouvrement des barres issues de chacun des demi-arcs pour assurer la continuité de ces barres après clavage. L'évidement CDEF est réduit à la longueur nécessaire pour loger les vérins.

Les surlargeurs peuvent être soit utilisées à l'ornementation en les incorporant à un motif décoratif de la clef supporté par ces surépaisseurs, soit enlevées au marteau après clavage.

Quant au danger de flambement des arcs il a été éliminé en constituant le contreventement d'un treillis en K comportant deux parties indépendantes, chacune d'elles n'intéressant que la paire des demi-arcs situés d'un même côté de l'axe de symétrie du pont afin de permettre l'écartement de ceux-ci. Il est à remarquer que ce dispositif permet de recueillir tous les avantages de la mise en traction des tirants.

Mais il en présente plusieurs autres :

Il ne nécessite pas d'appareillage spécial mais uniquement des vérins identiques à ceux utilisés habituellement;

Il supprime l'obligation de donner au tirant une surlongueur qui après l'opération est inutile, voire gênante;

Enfin, et c'est l'essentiel, il présente un degré de liberté de plus que le procédé de mise en tension du tirant à savoir le choix de la position de l'axe des vérins par rapport à celui de l'arc. Comme il est expliqué plus loin cette liberté peut être mise à profit pour introduire dans l'arc et le tirant des moments compensatoires permettant de réduire les moments maxima.

Voyons maintenant les efforts qui se produisent dans le pont de Herstal :

a) Les surcharges mobiles provoquent des moments principaux positifs et négatifs (fig. 9) qui se répartissent entre l'arc et le tirant au prorata des moments d'inertie respectifs de ces pièces. Ces moments sont à multiplier par le coefficient d'impact $\varphi = 1{,}04$;

b) De l'action de ces surcharges résultent aussi des moments secondaires positifs par suite des déformations élastiques de l'arc (raccourcissement) et du tirant (allongement);

c) Le poids mort de l'arc ne provoque aucun moment principal, le funiculaire des charges coïncidant avec l'axe de l'arc; le poids mort du tablier étant reporté par les montants en certains points de l'arc, par suite de la courbure de celui-ci, il se produit dans l'arc et le tirant des moments principaux les uns positifs, les autres négatifs;

d) Les moments secondaires résultant des déformations élastiques sous poids mort sont en principe annulés par l'action des vérins et la coupure provisoire du tablier. En fait à Herstal, par suite de la proximité de l'hiver il a fallu procéder au décintrement avant achèvement des revêtements de chaussée et trottoir : le poids mort était incomplet. Il se produit donc encore certains moments secondaires positifs qui s'ajoutent à ceux du littera *b* ci-dessus. La poussée à exercer par les vérins, correspondant au poids mort incomplet est de 586 t;

e) Les effets du retrait et du fluage sont annulés en majorant la poussée des vérins de $1{,}12 + 4{,}4 = 5{,}52$ tonnes;

f) Sous l'action du poids du tablier, les montants subissent des allongements $\frac{NL}{E\Omega}$ proportionnels à leurs longueurs; celles-ci sont les ordonnées d'une parabole du second degré; la déformée élastique du tirant est une courbe semblable dont la flèche maximum est

$$f = \frac{\sigma a \times l}{Ea} = \frac{1\,210 \times 11{,}33}{2\,100\,000} = 0{,}65 \text{ cm}$$

les aciers d'armatures des montants supportant une contrainte de 1 210 kg/cm².

Il en résulte dans le tirant un moment secondaire constant positif

$$M = \frac{8\,f\,EI}{L^2} = \frac{8 \times 0{,}65 \times 300\,000 \times 90 \times \overline{1{,}75}^3}{\overline{5940}^2 \times 12} = 18 \text{ tm}$$

n'intéressant pas l'arc.

Ces différents moments sont récapitulés pour les points 4 et 6, les plus sollicités, dans le tableau suivant qui indique également les écarts entre les moments maxima positifs et négatifs.

Compensation des moments. — On voit que les écarts entre maxima positifs et négatifs sont considérables et qu'il y a intérêt à les réduire. Il n'est évidemment pas possible de les annuler tous mais on peut le faire en un point soit de l'arc soit du tirant.

On peut aussi les réduire sans les annuler de façon à obtenir la répartition des moments qui paraît la plus favorable à la fois pour l'arc et le tirant. C'est ce qui a été fait pour le pont de Herstal.

Il a d'abord été établi la propriété suivante :

Si on applique à la clef de l'arc une poussée unitaire $H = 1$, il se produit dans l'arc et le tirant des moments représentés au diagramme de la figure 12.

Si au lieu de H on applique à la clef deux moments unitaires $M = 1$ il se produit dans l'arc et le tirant des moments représentés au diagramme de la figure 13.

On constate enfin que si l'on combine $H = \frac{1}{13}$ (13 étant, en mètre, la flèche de l'arc) avec $M = 0{,}433$ (0,433 étant le rapport des moments d'inertie de l'arc à la somme des moments d'inertie de l'arc et du tirant) il se produit dans l'arc et le tirant des moments représentés au diagramme de la figure 14, où les moments dans l'arc et le tirant sont dans le même rapport que leurs moments d'inertie (0,308 et 0,403 m⁴). Ces moments

Effets	Point 4 Moments maxima en /m				Point 6 Moments maxima en /m			
	Arc		Tirant		Arc		Tirant	
	+	—	+	—	+	—	+	—
a) Moments principaux surcharges .	+ 167	— 151	+ 222	— 198	+ 177	— 157	+ 230	— 206
b et *d*) Moments secondaires surcharges et partie poids mort	+ 8	+ 8	+ 10	+ 10	+ 6	+ 6	+ 8	+ 8
c) Moments principaux s^s poids mort du tablier (courbure de l'arc).	+ 42	— 18	+ 3	+ 3	+ 37	— 23	+ 3	+ 3
f) Moments secondaires allongement des montants. . .	—	—	+ 18	+ 18	—	— 18	+ 18	+ 18
Moments totaux . .	+ 217	— 161	+ 253	— 167	+ 220	— 174	+ 259	— 177
Écarts entre valeurs absolues des moments positifs et négatifs	56		86		46		82	

TABLEAU II

tous négatifs augmentent d'autant les maxima négatifs et diminuent les maxima positifs.

Les écarts entre maxima positifs et négatifs sont donc réduits du double.

Il suffit maintenant de choisir le coefficient K par lequel il faut multiplier $H = \frac{1}{13}$ et $M = 0{,}433$.

Essayons de compenser les moments au point 4.

L'ensemble $H = \frac{1}{13}$ et $M = 0{,}433$ réduit les écarts

dans l'arc de $2 \times 0{,}364 = 0{,}728$ tm
dans le tirant de $2 \times 0{,}477 = 0{,}954$ tm
soit au total 1,682 tm

La somme des écarts des moments dans les deux pièces étant

$$56 + 86 = 142 \text{ tm}$$

$$K = \frac{142}{1{,}682} = 84{,}42 .$$

Les moments maxima deviennent au point 4

$$\text{dans l'arc} \left\{ \begin{array}{l} + 217 - 84{,}42 \times 0{,}364 = + 186{,}3 \\ - 161 - 84{,}42 \times 0{,}364 = - 191{,}7 \end{array} \right\} \text{Écart } 5{,}4 \text{ tm}$$

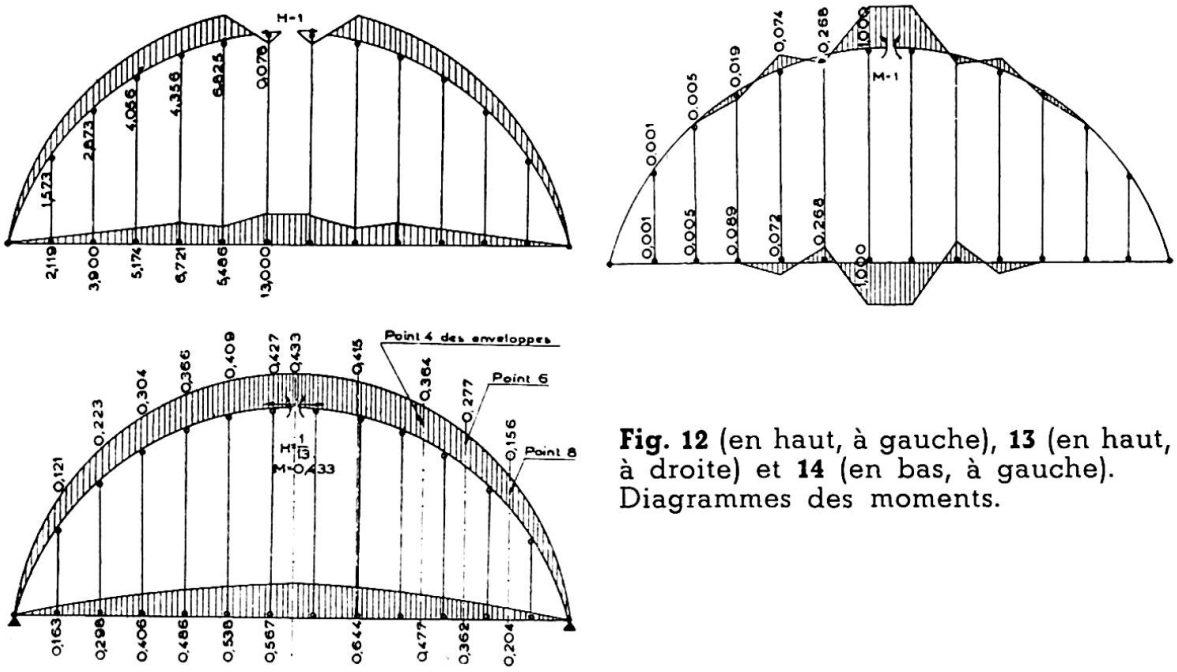


Fig. 12 (en haut, à gauche), **13** (en haut, à droite) et **14** (en bas, à gauche). Diagrammes des moments.

$$\text{dans le tirant} \begin{cases} +253 - 84{,}42 \times 0{,}477 = +212{,}7 \\ -167 - 84{,}42 \times 0{,}477 = -207{,}3 \end{cases} \text{Écart } 5{,}4 \text{ tm}.$$

Les moments maxima positifs et négatifs indiqués au tableau II deviennent ce qui suit :

Effets	Point 4				Point 6			
	Arc		Tirant		Arc		Tirant	
	+	−	+	−	+	−	+	−
Avant compensation (voir tableau II). .	+217	−161	+253	−167	+220	−174	+259	−177
Réduction compensatoire	−30,7	−30,7	−40,3	−40,3	−23,5	−23,5	−30,5	−30,5
Moments réduits . .	+186,3	−191,7	+212,7	−207,3	+196,5	−197,5	+228,5	−207,5
Ecarts.	5,4		5,4		1		21	

TABLEAU III

On voit que, d'une part, les moments maxima et les écarts entre maxima positifs et négatifs subissent une réduction très importante et, d'autre part, ces effets favorables se produisent non seulement dans la section 4 qui a servi de base à la compensation mais encore dans toutes les autres sections.

Pour obtenir ce résultat, il faut :
majorer la poussée des vérins de

$$\frac{K}{13} = \frac{84,42}{13} = 6,5 \text{ t}$$

ce qui la porte à

$$586 + 5,52 + 6,5 = 598 \text{ t}$$

et excentrer les vérins par rapport à l'arc de

$$d = \frac{0,433 \times 84,42}{598} = 0^{m}061$$

pour introduire à la clef le moment négatif compensatoire

$$M = 0,433 \times 84,42 = 36,5 \text{ tm.}$$

Réglage du décintrement

L'action des vérins se compose donc de trois parties :

1. La poussée de 586 t équilibrant uniquement le poids mort existant au moment du décintrement. Elle ne produit aucun soulèvement du tablier;

2. La poussée de 6,5 t jointe au moment de 0,433 × 84,42 tm dans l'arc provenant de l'excentricité des vérins. Il en résulte un soulèvement du tirant dont la flèche à mi-portée est de 11 mm ;

3. La poussée de 5,52 t, également excentrée de $0^{m}061$, qui produit un nouveau soulèvement de 11,2 mm.

La flèche totale à atteindre pour le tablier en fin d'opération est donc de 22,2 mm. Elle a été atteinte par une poussée de 610 tm, supérieure de 12 tm à celle de 598 tonnes calculée. Cette différence de 12 tonnes (soit 2 % de la valeur théorique de la poussée) est imputable en parts indéterminables soit à une erreur d'appréciation de E béton ou du poids spécifique du béton, soit à une inexactitude des indications des manomètres malgré l'étalonnage préalable de ceux-ci, soit enfin aux résistances passives des vérins.

Résumé

Le pont des Arches est constitué d'une poutre continue à trois travées, dont la hauteur ($0^{m}77$) au milieu de la travée centrale ($63^{m}75$) est particulièrement faible (1/83 de la portée.)

Le pont de Herstal très lourd à cause de sa grande largeur ($19^{m}50$) représente un cas exceptionnel de pont du type « Bowstring ».

Afin de réduire les contraintes dans ces ouvrages, il a été utilisé les procédés suivants permettant le réglage des efforts. Au pont des Arches une coupure provisoire au milieu du pont libère cette section des contraintes sous poids mort. Au pont de Herstal des coupures provisoires à la clef de l'arc et dans le tablier, un tirant métallique coulissant dans le tirant en béton, la mise en tension des maîtresses poutres par vérins à la clef de l'arc et l'excentrement des vérins par rapport à l'axe de l'arc suppriment les moments secondaires et réduisent les moments principaux.

En comparant les efforts se produisant dans des constructions ordinaires avec celles réalisées à l'aide des procédés décrits l'auteur montre les avantages obtenus par ces derniers.

Zusammenfassung

Der Pont des Arches ist ein kontinuierlicher Balkenträger mit 3 Oeffnungen, dessen Nutzhöhe (0^m77) in der Mitte der mittleren Spannweiten (63^m75) ganz besonders gedrückt ist (1/83 der Spannweite).

Die Brücke von Herstal bildet wegen ihrer grossen nutzbaren Breite (19^m50) ein Ausnahmefall der sogenannten Bowstring-Brückentype.

Um die Spannung dieser Bauwerke abzumindern, wurde folgendes Vorgehen zum Zwecke der Regelung der Spannungen angewandt. Beim Pont des Arches wurden Spannungen infolge ständiger Last im Querschnitt in Brückenmitte durch eine provisorische Trennung eliminiert. Bei der Brücke von Herstal wurden, an Hand von provisorischen Trennungen am Bogenscheitel und in der Fahrbahn, durch Anbringen eines Zugbandes aus Stahl in einer Aussparung des Zugbandes aus Beton, durch Vorspannung der Hauptträger mittelst Winden am Gewölbescheitel und durch Exzentrizität dieser Winden bezüglich der Bogenaxe, die sekundären Momente ausgeschaltet und die Hauptmomente abgemindert. Ein Vergleich der Spannungen in gewöhnlichen Konstruktionen mit denjenigen, die den eben beschriebenen Bedingungen unterworfen wurden, zeigt die Vorzüge dieser letztern.

Summary

The Pont des Arches is a continuous girder bridge with 3 spans. Its effective height in the middle of the central span (63^m75) is 0^m77 giving a thickness-span ratio of only 1/83.

On account of the magnitude of its width (19^m50), the Herstal bridge is an exception to the so called Bowstring bridge type.

In order to lessen the tensions in these structures, the following procedure for regulating tensions was adopted. For the Pont des Arches tensions due to constant load in the cross section of the middle of the bridge were eliminated by a temporary separation. In the case of the Herstal bridge the secondary moments were avoided by means of temporary separations at the crown of the arch and in the roadway by fitting a steel tie member in an opening of the concrete tie member, by pre-stressing the main girders by means of hydraulic jacks at the crown of the arch and by means of eccentricity of these hydraulic jacks to the axis of the arch. A comparison of the tensions in ordinary structures with those described above was in favour of the latter.

IId2

Passage supérieur près de Zwijndrecht de la route nationale au-dessus de la ligne de chemin de fer Rotterdam-Dordrecht

Überführung in der Nähe von Zwijndrecht im Zuge der Autostrasse über die Bahnlinie Rotterdam-Dordrecht

Motor road bridge near Zwijndrecht over the railway line Rotterdam-Dordrecht

Ir. C. F. VAN BERGEN
Scheveningen

Au nord de la rivière « Vieille Meuse », près du village de Zwijndrecht, la route nationale Rotterdam-Dordrecht passe au-dessus de la ligne de chemin de fer Rotterdam-Dordrecht sur un viaduc en béton armé. L'angle de croisement est de 38°. Normalement la surélévation de la route nationale, de chaque côté du croisement, aurait été réalisée sous forme de digues. Mais le sous-sol à cet endroit est formé de couches d'argile et de tourbe jusqu'à une profondeur de plus de 10 mètres; ces couches étant très peu aptes à supporter des surcharges, l'élévation d'une digue de sable à proximité du chemin de fer aurait occasionné, malgré toutes les précautions, des tassements, des déplacements horizontaux et des soulèvements du sol. De ce fait, l'équilibre du remblais du chemin de fer aurait été perturbé.

Il va sans dire qu'une telle situation n'aurait pas été admissible. On a donc décidé de construire un viaduc en béton armé, de chaque côté du chemin de fer, sur une longueur d'environ 170 mètres.

Cet ouvrage d'art est supporté par des pieux en béton armé, battus jusqu'à 15 à 19 mètres de profondeur.

Le viaduc complet, d'une longueur d'environ 400 mètres, se compose d'une partie centrale de 68 mètres de longueur, passant au-dessus du chemin de fer et de deux rampes de $156^{m}80$ et $172^{m}75$ de longueur.

La route nationale, destinée exclusivement au trafic motorisé, est composée de deux routes pour deux files de voitures chacune, séparées par un accotement central. Sur le viaduc, cette séparation est supprimée, de sorte que le tablier du pont est composé d'une chaussée de $14^{m}50$ de largeur, bordée de chaque côté d'une bordure surélevée de $0^{m}53$ de largeur.

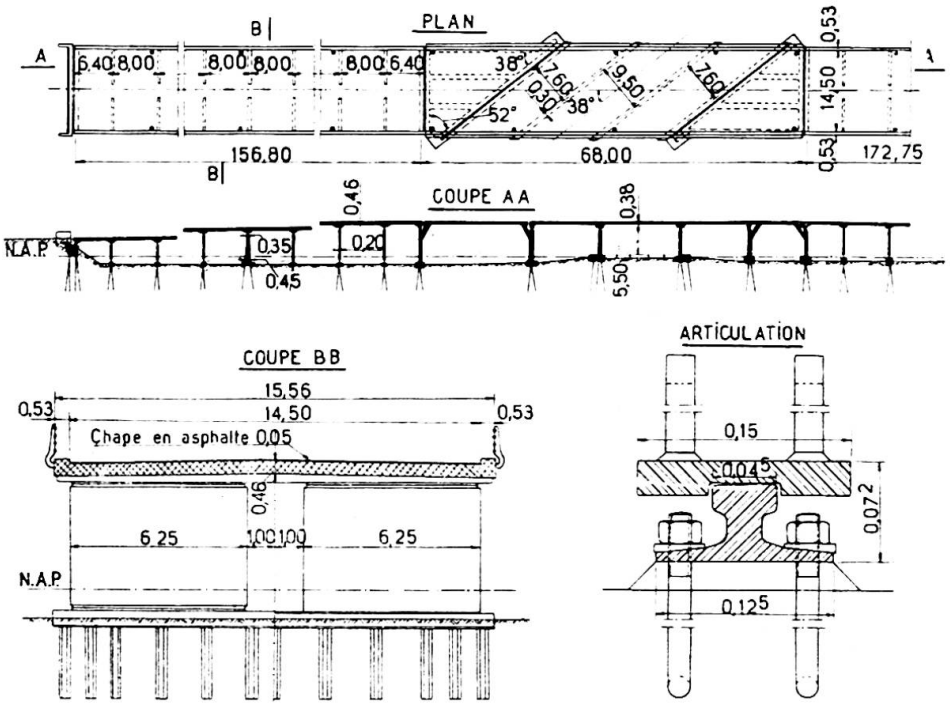


Fig. 1. Plan et élévation du passage supérieur avec ses rampes d'accès.

Des balustrades sont placées extérieurement à ces bordures. La chaussée du viaduc est couverte d'une chappe d'asphalte de 5 cm d'épaisseur.

Le gabarit du chemin de fer électrique exigeait un passage central d'une largeur libre de $9^{m}20$, mesurée perpendiculairement à l'axe du chemin de fer, et une hauteur libre de $5^{m}50$ au-dessus du rail.

Le tablier de cette partie centrale, de $0^{m}38$ d'épaisseur, est supporté par quatre piles, parallèles à l'axe du chemin de fer, délimitant des portées de $7^{m}20$, $9^{m}50$ et $7^{m}20$, tandis que les piles des rampes sont placées perpendiculairement à l'axe de la route et forment donc un angle de 52° avec les piles de ce tablier central.

La liaison, entre la pile de support parallèle à la voie et celle perpendiculaire à l'axe des rampes, est réalisée par un pilier creux dont la section est un triangle rectangle avec des angles de 52° et 38°. Le tablier de la partie centrale et les rampes reposent sur ces piles à l'aide d'appuis mobiles à rouleaux d'acier.

Les abords de l'ouvrage n'imposant pas d'exigences relatives à l'emplacement des appuis sous les rampes, on a conservé la distance de 8 mètres d'axe en axe de ces appuis, comme la plus économique.

Chacune des rampes consiste en une dalle continue sur toute la longueur, supportée par les appuis à l'aide d'articulations en acier. Les portées courantes de cette dalle continue sont, comme il a été dit, de 8 mètres, mais les portées d'extrémités sont réduites à $6^{m}40$. L'appui central est formé d'un voile, encastré dans le bloc de fondation, d'une épaisseur de $0^{m}35$ à $0^{m}45$. Les autres appuis sont des voiles de $0^{m}20$ d'épaisseur, supportés au moyen d'articulations en acier, par les blocs de fondation. Aux extrémités, les rampes reposent, par l'intermédiaire d'appuis mobiles à rouleaux d'acier, sur des culées de construction simple.

Puisque tous les appuis, sauf l'appui central, sont mobiles, les différences de température ne provoqueront pas de contraintes dans la construc-

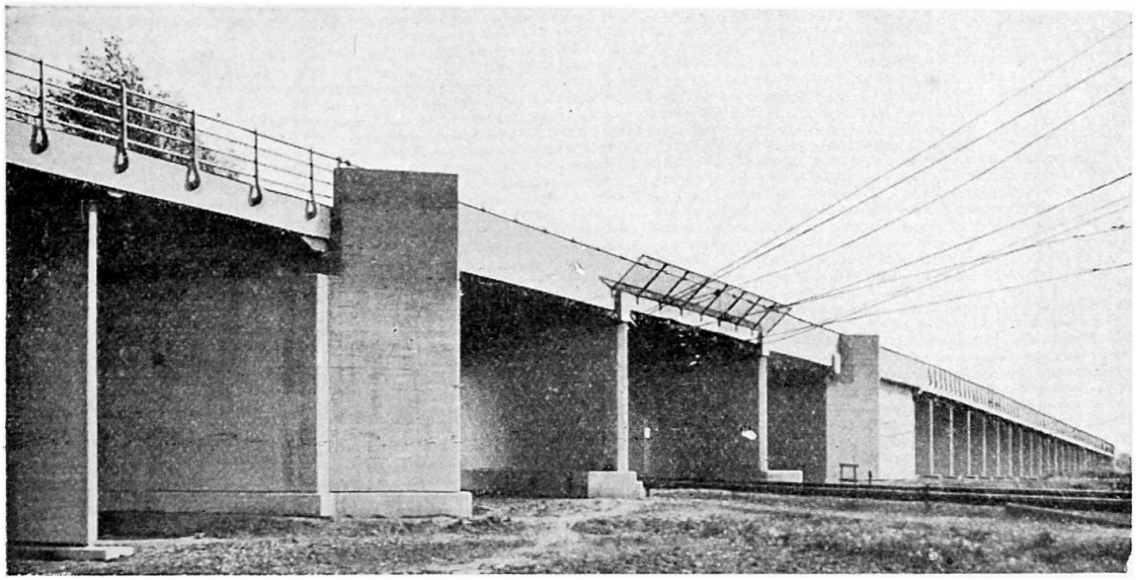


Photo C. Kramer

Fig. 2. Partie centrale du viaduc avec rampes.

tion, tandis que les forces de freinage des véhicules sont amorties par l'appui central.

Pour des raisons d'esthétique et d'économie, tous les appuis sont formés de deux voiles séparés par un intervalle libre de 2 mètres (fig. 3).

Les balustrades le long des rampes sont constituées par des tubes simples en acier, tandis que les balustrades de la partie centrale sont construites en béton armé. Au-dessus des voies, ces balustrades font office de poutres portantes, ce qui est nécessaire étant donné la position en biais des appuis sous le tablier.

La liberté de construction laissée par la situation de l'ouvrage a été utilisée pour parvenir à une simplicité extrême, rigoureusement appliquée dans tous les détails. Cela a donné lieu à un ouvrage qui se justifie esthétiquement et dont les frais de construction ont été très bas.

Pour terminer, voici quelques chiffres :

L'ouvrage d'art a été construit en 1937.

Nombre de pieux : 710. Charge maximum par pieu : 50 tonnes.

A part les pieux, on a mis en œuvre 4 570 m³ de béton, comportant 560 tonnes d'acier pour les armatures (120 kg par m³ de béton). Ce chiffre, bas pour la construction d'un viaduc, provient des faibles portées, et de la construction des appuis en forme de voiles.

La surface totale du viaduc est de 6 200 m².

Les frais de construction se sont élevés à environ 325 000 florins (environ 52,50 florins par m²).

Résumé

La route nationale et le chemin de fer de Rotterdam à Dordrecht se croisent sous un angle d'environ 38° près du village de Zwijndrecht. Ce croisement est réalisé de façon que la route nationale passe au-dessus du chemin de fer. A cet endroit, la nature du sol est mauvaise et ne permettait

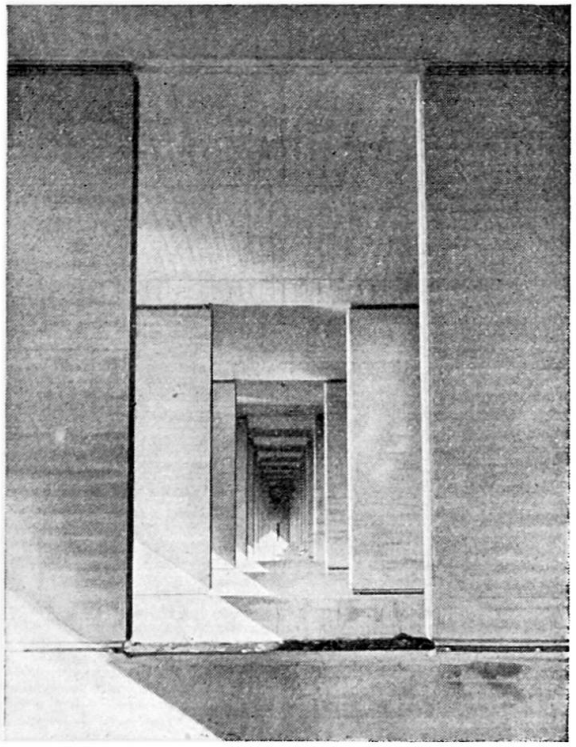


Photo **C. Kramer**

Fig. 3. Perspective des appuis sous la rampe, prise dans l'axe du viaduc.

pas de construire la route nationale sur un remblais à proximité du chemin de fer. Les parties de la route des deux côtés du chemin de fer sont réalisées sur une longueur d'environ 170 mètres sous forme de viaduc en béton armé. Le tout est fondé sur des pieux en béton armé, la longueur de ces pieux étant de 15 à 19 mètres.

Les appuis du tablier traversant le chemin de fer sont formés de deux voiles parallèles aux voies et placées de part et d'autre de ces voies et de deux piles de section triangulaire. Les deux rampes de chaque côté du passage supérieur sont construites en forme de dalles continues sur toute la longueur, soit environ 170 mètres. Cette dalle repose sur des appuis distants entre eux de 8 mètres, par l'intermédiaire d'articulations en acier. L'appui central est formé par un voile encastré dans le bloc de fondation, tandis que les autres appuis sont des voiles articulés sur les blocs de fondation à l'aide d'articulations en acier.

En ce qui concerne l'aspect extérieur, on s'est borné à une simplicité extrême. Cela a donné un ouvrage d'art qui se justifie au point de vue esthétique et dont le prix de construction a été très bas.

Zusammenfassung

Die Reichsstrasse und die Eisenbahnlinie Rotterdam-Dordrecht kreuzen sich unter einem Winkel von ungefähr 38° in der Nähe des Dorfes Zwijndrecht. Die Reichsstrasse wird als Viadukt in Eisenbeton über die Bahnlinie geführt. Der Boden ist an Ort und Stelle wenig tragfähig. Daher wurde das Aufwerfen eines Erddammes für die Reichsstrasse bis nahe an die Bahnlinie nicht zugelassen, und die Wegstrecken auf beiden Seiten der Bahnlinie über eine Distanz von ungefähr 170 m als Ueberführung in Eisen-

beton ausgeführt. Das ganze Bauwerk ist auf Eisenbetonpfählen fundiert, wobei die Pfahllängen etwa 15 bis 19 m betragen.

Die Fahrbahnplatte über der Bahnlinie ruht auf zwei neben den beiden Schienenwegen stehenden und zu diesen parallel laufenden Zwischenwänden, sowie auf zwei Pfeilern auf beiden Seiten der Bahnlinie, welche im Grundriss ein Dreieck bilden. Jede der Zufahrtsstrecken wird durch eine, über eine Länge von ungefähr 160 m durchlaufende, balkenlose Platte, welche mittelst Stahlgelenke in Abständen von je 8 m abgestützt ist, gebildet. Der mittlere dieser Stützpunkte besteht aus einer im Fundamentblock eingespannten Wand. Die übrigen sind als Scheiben (Pendelwände) ausgeführt, welche mittelst Stahlgelenke auf den Fundamenten ruhen.

Bei der Formgebung des ganzen Bauwerkes wurde bis in alle Einzelheiten grösste Einfachheit angestrebt, was zu einer ästhetisch annehmbaren Lösung führte, deren Baukosten gering ausfielen.

Summary

The government motor road is carried over the railroad Rotterdam-Dordrecht near the village of Zwijndrecht by a reinforced concrete viaduct. The angle of crossing is 38°. On account of the very low bearing capacity of the soil, it was not allowed to build an earthen embankment for the motor road too near the railroad. For that reason the motor road sections at both sides of the railroad have been built as reinforced concrete viaducts of about 170 m length. The whole structure is carried by reinforced concrete piles. The length of these piles varies between 15 and 19 m.

The floorslab above the railroad is supported on two intermediate walls, parallel to the tracks and on two piers, triangular in plan. At both sides of the railroad the approach is built as a continuous floor of about 160 m length, bearing with steel hinges on supports, spaced 8 m. The middle one of these supports is a panel, fixed in a foundation block. The other supports are panels, bearing with steel hinges on the foundation blocks (rocker panels).

The structure as a whole and in all its details have been designed with the utmost simplicity. In this way a good appearance and low buildingcost have been obtained.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IId3

Caractéristiques essentielles de ponts importants construits en Espagne par l'auteur depuis 1936

Haupteigenschaften von wichtigen Brücken in Spanien, ausgeführt durch den Autor seit 1936

Chief characteristics of important bridges in Spain, built by the author since 1936

CESAR VILLALBA GRANDA
Ingénieur-Chef des Ponts et Chaussées, Canaux et Ports
Madrid

Parmi les ponts dont l'auteur a fait les projets et qu'il a construits depuis 1936 comme Ingénieur-Chef de la Direction des Ponts et des Constructions, nous allons décrire trois constructions dont les caractéristiques présentent un intérêt notable dans leur domaine.

Pont du Pedrido

Ce pont donne communication directe de la Corogne au Ferrol, sur le fleuve de Betanzos, en zone navigable. Il se compose de treize arches de béton armé, à tablier supérieur, chacune de 35 mètres d'ouverture et dont le surbaissement vaut 1/2; trois sont situées sur la rive droite et dix sur la gauche. La largeur de la chaussée est de $5^{m}50$ et celle de chaque trottoir de $0^{m}75$. Entre les deux groupes d'arches se trouve la travée principale qui franchit le lit du fleuve par un arc supérieur en béton armé de 75 mètres. La longueur totale de l'ouvrage est de $544^{m}89$.

Le pont franchit une plage étendue sur la rive gauche, puis le fleuve et sur la rive droite une zone rocheuse. Le tirant d'air est de $24^{m}60$ à marée basse pour permettre la navigation; celle-ci étant en partie assurée par des bateaux à voiles, il a fallu conserver ce tirant d'air sur toute la largeur du fleuve. Toutes ces circonstances ont déterminé la composition générale de la construction.

Les fondations offrent un exemple d'adaptation des divers systèmes aux données particulières de chaque cas. Pour la culée, les piles et les murs de la rive droite, c'est-à-dire au-dessus du roc, on a procédé par ouverture

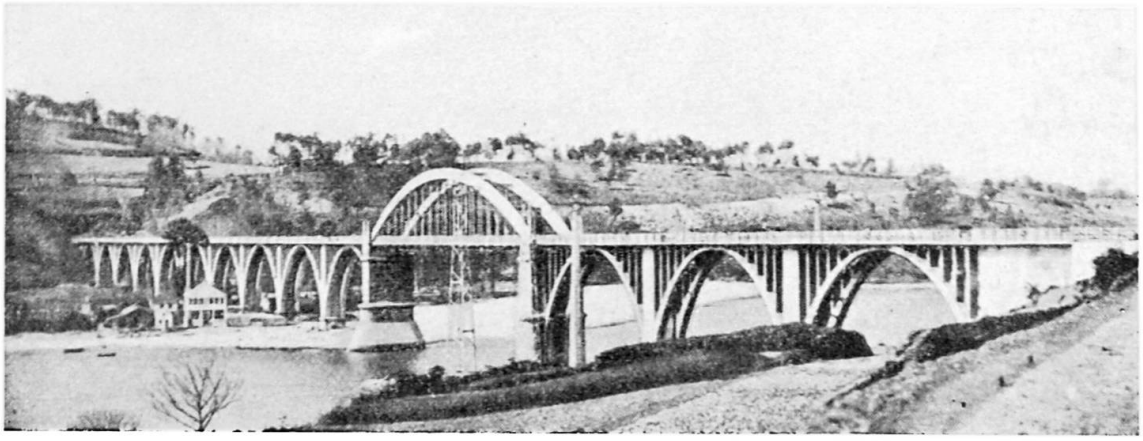


Fig. 1. Vue d'ensemble du pont de Pedrido.

directe; dans le cas des appuis latéraux où les profondeurs varient de 3 à 6 mètres, on s'est servi de caissons de béton armé, sans fond, avec drainage. Dans le cas des piles 3 à 10, où le terrain est formé d'une couche de boue très fluide sous un lit superficiel de sable et sur une autre couche de rocher à une profondeur pratiquement inaccessible, on a établi les fondations sur des pieux moulés *in situ*, avec un bulbe terminal, pour lesquels il est arrivé d'employer plus de 3 m³ de béton dans certains cas et, quand la fluidité de la boue l'exigea, des bulbes intermédiaires. Le nombre des pieux s'est chiffré à 24 par pile; on a employé 2 266^{m}4 de pieux, chacun de ceux-ci ayant une longueur moyenne de 11^{m}75. Les épreuves de charge ont donné un abaissement maximum de 3,10 mm pour 145 tonnes en huit jours. Bien qu'il s'agisse d'arches hyperstatiques et que les fondations soient faites en un terrain de boue fluide, on n'a observé aucun affaissement dans l'ouvrage. Le pied-droit de culée pour la travée centrale sur la rive droite, dont les fondations reposent sur le roc qui affleure à la surface mais seulement à un niveau de marée de 4^{m}60, a été établi sur une double file de palplanches de bois contenant de l'argile et un revêtement extérieur que placèrent des scaphandriers; un fort drainage y est pratiqué à l'intérieur. Enfin, on a dû réparer les fondations du pied de culée gauche, cimenté par air comprimé à 12^{m}27 car la décomposition du terrain avait provoqué des affaissements qui exigèrent l'emploi d'une ceinture de béton armé appuyée sur des pieux en colonne prenant leur base sur le roc. Ce travail a été décrit dans les *Mémoires de l'A. I. P. C.*, années 1937-1938, vol. V, pp. 314-317.

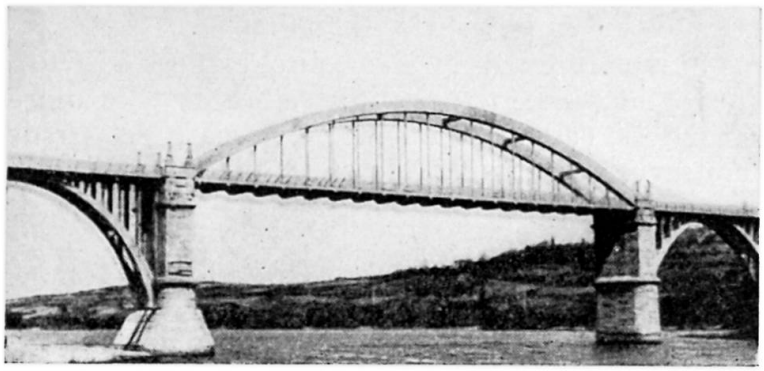


Fig. 2. Travée centrale de 75 mètres d'ouverture.

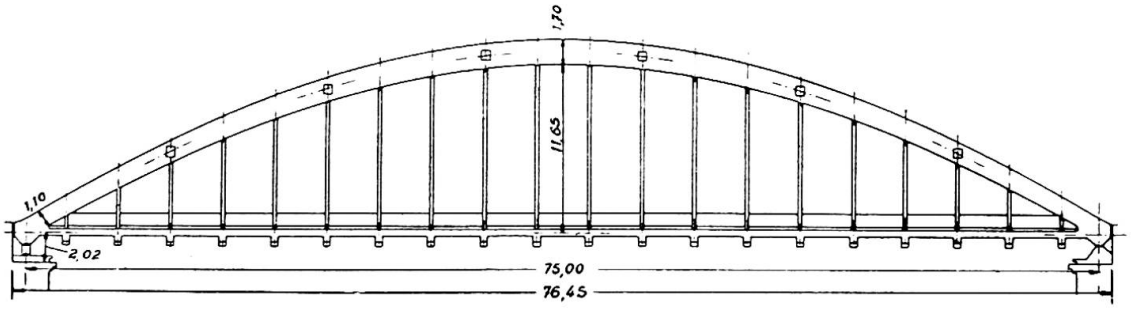


Fig. 3. Travée centrale du pont de Pedrido.

En résumé, à peu près tous les systèmes de fondation ont été employés selon les cas.

Dans l'élévation de l'ouvrage, les murs sont des éléments parallèles d'une épaisseur uniforme avec un remblai intérieur et extérieur pour éviter des poussées et un tablier formé d'une dalle de béton qui s'appuie sur ces murs.

Les arches latérales sont faites de voûtes jumelles de $1^{m}20$ de largeur, d'une courbe directrice parabolique de 4e degré. Les arches sont très sveltes : $0^{m}60$ d'épaisseur à la clef, et ont une mince armature : 2 barres de 30 mm à chaque plan à la base et 10 au sommet; les cloisons sont également très sveltes car celles de $10^{m}50$ de hauteur ont seulement $0^{m}25$ d'épaisseur. La dilatation est en rapport avec la flexibilité transversale des cloisons.

La partie centrale est une arche supérieure à tablier suspendu de béton armé de 75 mètres d'ouverture et de $12^{m}50$ de flèche.

On l'a étudiée pour pouvoir la construire sans échafaudage afin de laisser libre la navigation. L'armature principale est faite de profils laminés soudés électriquement. Le tirant est formé de 40 fers carrés de 50 mm (20 de chaque côté) soudés. Les barres de suspension sont formées de deux fers ronds de 35 mm avec un collier, destiné exclusivement à éviter la fissuration du béton qui forme les barres de suspension en une section de 18 × 10 cm.

On a réalisé le montage en divisant l'armature rigide en trois parties : on a construit les deux parties latérales sur les arches et on les a placées

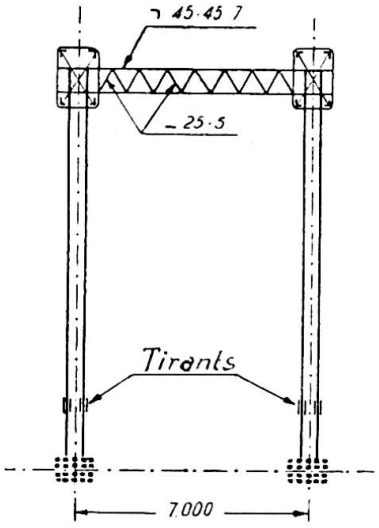


Fig. 4. Coupe transversale du pont de Pedrido.

Fig. 5. Coupe transversale du tablier au droit d'une entretoise.

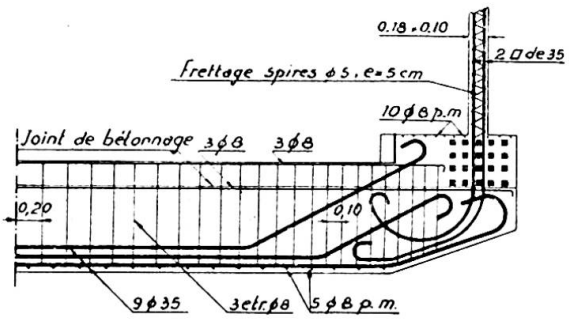
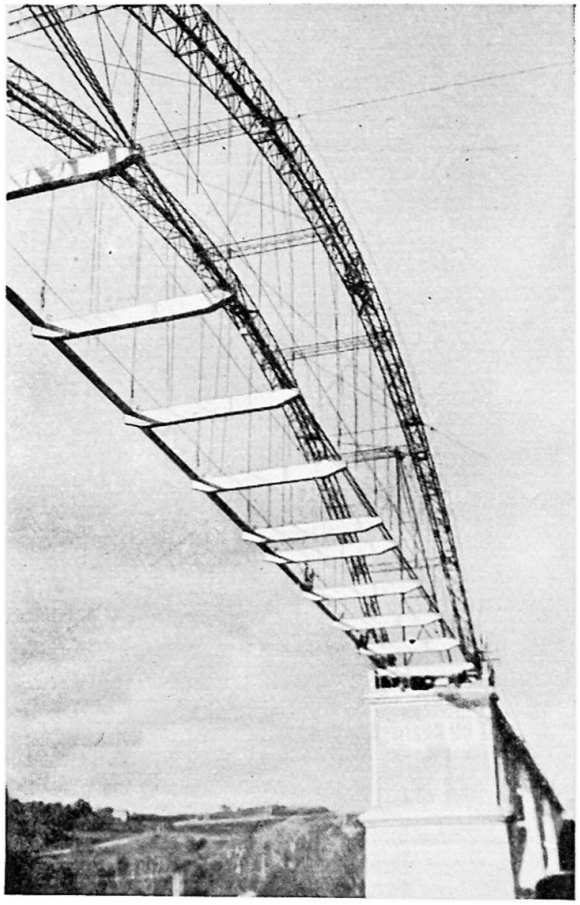


Fig. 6 (à droite). Travée centrale pendant la construction du tablier. Noter les entretoises bétonnées en chantier.



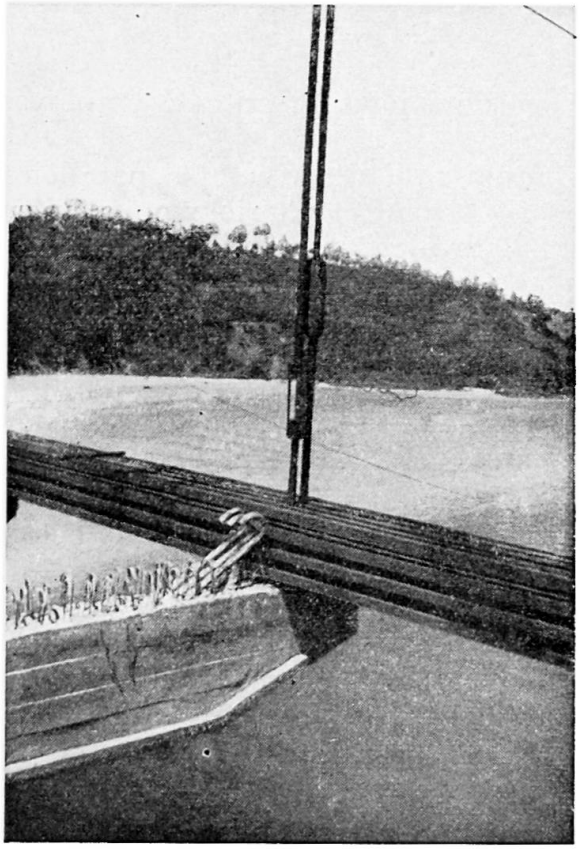


Fig. 7 (à gauche). Nœud d'attache de l'entretoise au tirant.

à l'aide de grues; le tronçon central, qui porte une articulation excentrique provisoire, a été construit sur la rive et hissé en place par des câbles fixés aux extrémités des autres parties. On a installé un système de suspension provisoire de câbles, placé les poutrelles bétonnées en atelier et cimenté l'arche en trois sections (cannelures) à armature supplétive, subdivisées à leur tour en voussoirs selon un ordre de bétonnage établi en vue des déformations de l'arche et de la réduction au minimum des efforts principaux pendant cette phase où l'armature de montage, qui conserve son articulation provisoire excentrique, est très légère. On a bétonné le tablier et on a réglé la tension par des manchons situés dans les barres d'appui, puis on a fermé l'articulation.

Ce mode de construction a permis de réaliser un pont pour lequel le poids mort produit à la section des reins un moment minimum et de signe contraire au maximum que produisent ensuite les surcharges.

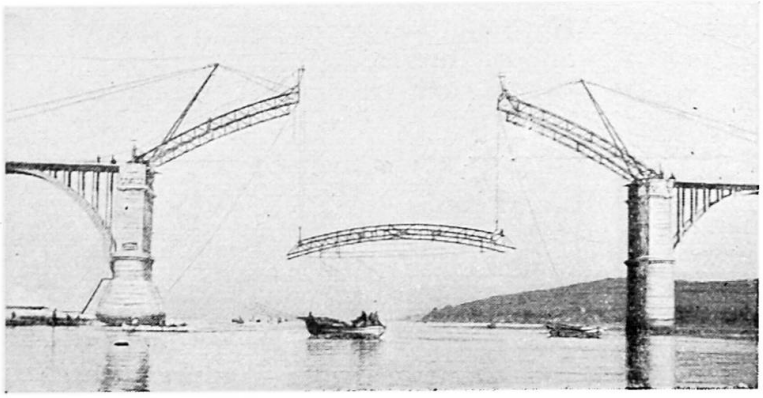
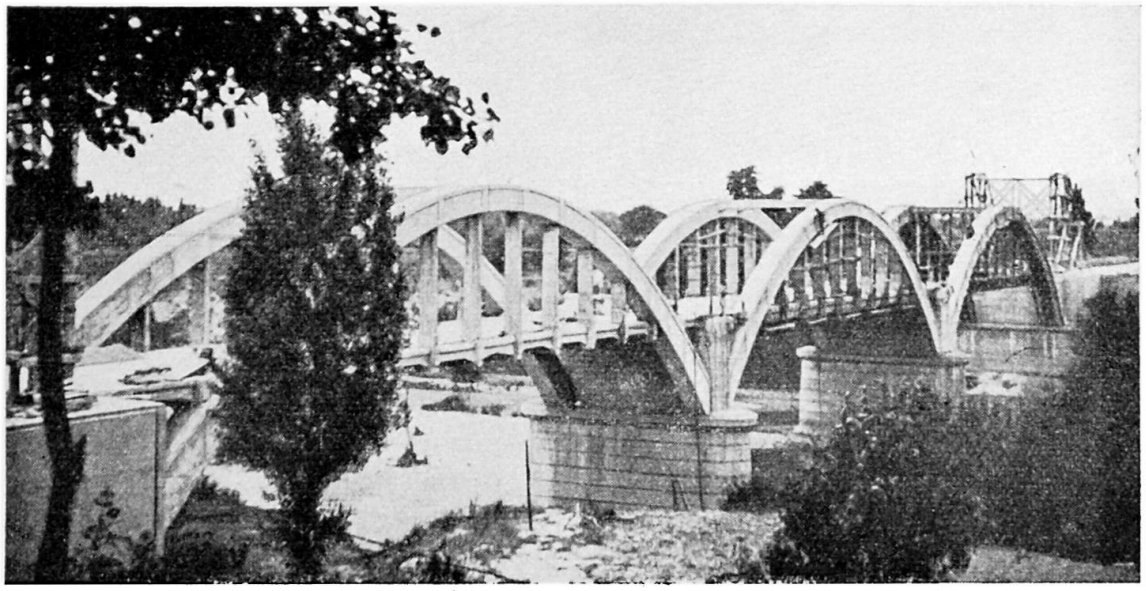


Fig. 8. Montage de l'ossature métallique de l'arc central.

Les appareils d'appui sont en béton armé. Il n'y a aucun élément dans l'ouvrage, y compris le garde-fou, qui ne soit recouvert de béton, pour éviter les oxydations dues à la proximité de la mer.

Pont du Duero à Peñafiel (Valladolid)



Trois travées en arche de béton armé, de 40 mètres d'ouverture chacune, un tablier intermédiaire, avec une armature rigide de montage en arc, des éléments verticaux et des poutrelles, ainsi que des fers ronds supplétifs qui permettent la construction complète du pont sans cintre. Les fondations sont faites au moyen de caissons en béton armé, fichés à 14 mètres par air comprimé. La chaussée a une largeur de 6 mètres et le trottoir de 1 mètre. La longueur de l'ouvrage entre les murs est de 156 mètres.

Les caractéristiques les plus notables sont :

1° Cimentation des culées et des murs avec des chambres jumelles. En raison de l'importance des dimensions et du prix élevé des fondations, on a réduit au minimum leur volume en employant pour chaque culée deux blocs jumeaux, en unissant leur niveau par une dalle en béton armé

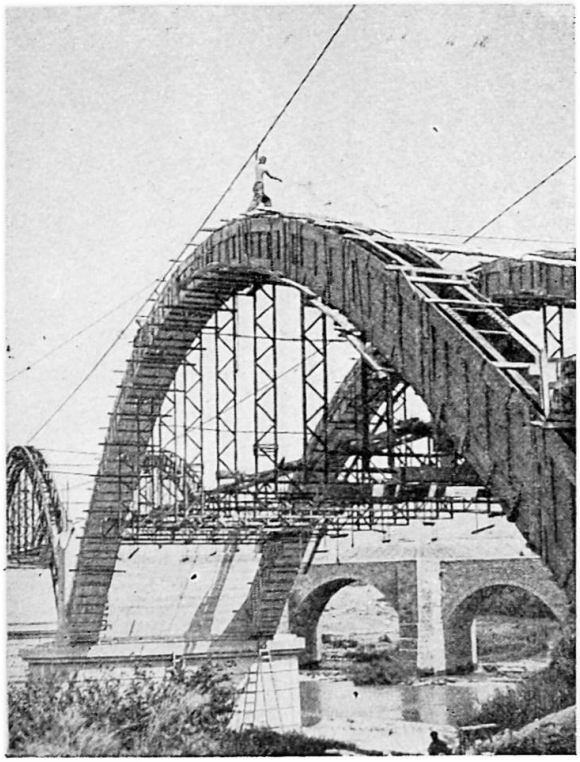


Fig. 10. Montage du pont du Duero sans appuis intermédiaires.

et en évitant l'affouillement sous la dalle au moyen d'un écran vertical de fermeture. Les murs d'accompagnement ont aussi pour fondation deux blocs parallèles reliés également par des dalles à ceux de la culée. Ce système est plus avantageux en général que celui des voûtes d'union que nous avons employées en d'autres cas où celles-ci donnent des poussées.

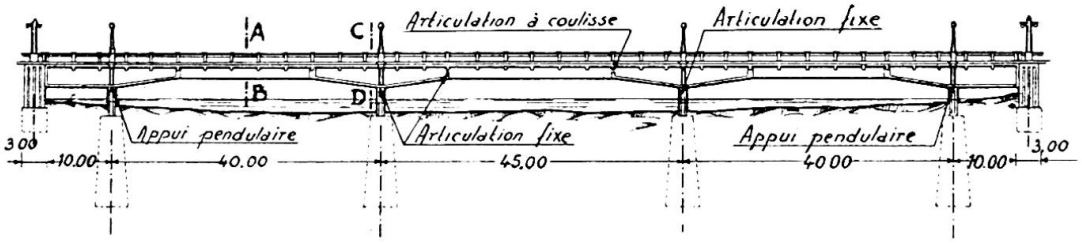
2° Disposition du tablier avec le joint central transversal : on l'établit par la dilatation du tablier entre les arches. Pour ces joints, on a l'habitude de mettre dans certains ouvrages des barres soutenant les extrémités du tablier, ce qui oblige à adopter des barres de soutien centrales et très proches; solution peu esthétique. Nous résolvons le problème en conservant la distribution générale adoptée pour les barres d'appui (de $3^{m}10$ d'espacement) et en établissant le joint par la prolongation du tablier en saillie de la dernière barre de suspension au centre du sommet, en limitant cet encorbellement transversalement par une demi-poutrelle qui relie les extrémités des longerons en saillie et limite l'armature de fer correspondante.

3° Solidarité de la structure. La solidarité des éléments d'une construction aux diverses forces qui s'exercent sur lui étant un des plus grands avantages et une des caractéristiques essentielles des constructions en béton armé, on a essayé d'arriver à une distribution des efforts et de réaliser le calcul correspondant à cette modalité. Il en résulte une répartition plus harmonieuse des masses avec un bénéfice esthétique et mécanique évident pour la construction. Dans une arche à tablier suspendu, par exemple, on a l'habitude d'assigner à l'arche le rôle unique de supporter les charges verticales transmises par les barres de suspension qui à leur tour ne participent pas aux efforts des poutrelles. Au contraire, quand les arches sont solidaires avec le tablier, on bénéficie des avantages de la conjonction des efforts. Dans notre cas, l'étude du tablier (poutrelles, trois longerons et

hourdis) solidairement, met en relations les hourdis, les longerons et les poutrelles. Etant donné que les portiques simples transversaux inverses que forment le tablier et les barres de suspension et que les portiques multiples longitudinaux inverses que forment le tablier complet et les barres de suspension établissent le cycle de l'assemblage, on a un ensemble plus harmonieux sans le mauvais effet esthétique que provoquent une arche et un tablier de forte masse et des éléments verticaux de section transversale exiguë.

4° Armature rigide de montage construite en atelier avec soudure électrique et montée avec des clavettes. Etant donné le régime des crues, on a utilisé un système de montage sans cintre en employant à cet effet une armature rigide stricte dans les arches, les barres de suspension et les poutrelles complétées au bétonnage par des fers ronds. On a adopté pour la première fois en Espagne le système de construction mixte de pièces soudées en atelier et du montage de l'ouvrage par des abouts à ferrures, des plaques et des boulons d'ancrage, ce qui facilite le travail dans des cas comme celui-ci, car la soudure en atelier permet une plus grande perfection en éliminant les soudures au plafond qui dans le montage de l'ouvrage sont inévitables et d'une exécution difficile.

Pont du Besós (Barcelone)



Situé dans une des artères de Barcelone où le trafic est le plus intense (intensité moyenne quotidienne 5 000 véhicules et 25 000 piétons), il franchit un large lit de torrent à fond de sable sur une couche de boue et un lit de sable d'une profondeur pratiquement indéfinie, lit très friable car on arrive à observer des trous de 8 mètres au pied des appuis. Il a fallu faire le passage à une faible hauteur car on était dans une zone de rues dont le niveau devait se conserver et d'autre part la possibilité de futurs élargissements du pont excluait toute solution d'étages inférieurs ou intermédiaires. Toutes ces conditions exigeaient un ouvrage ayant de grandes ouvertures, des travées à réactions verticales et un tablier supérieur, les sections étant de faible épaisseur. C'est pourquoi on adopta des travées droites, se faisant contrepoids et articulées, avec une section transversale alvéolaire.

Les caractéristiques essentielles sont : longueur totale de l'ouvrage entre ses murs 465^{m}88; longueur des travées 161 mètres.

Pont constitué par un système de deux poutres d'encorbellement se faisant contrepoids de 60 mètres de longueur chacune (10 de contrepoids, 40 entre les appuis et 10 en saillie) avec une travée centrale isostatique de 25 mètres. L'appareil porteur du pont est constitué par 5 portées de 10, 40, 45, 40 et 10 mètres sur quatre triples piliers armés dont deux pendulaires avec articulation à la base.

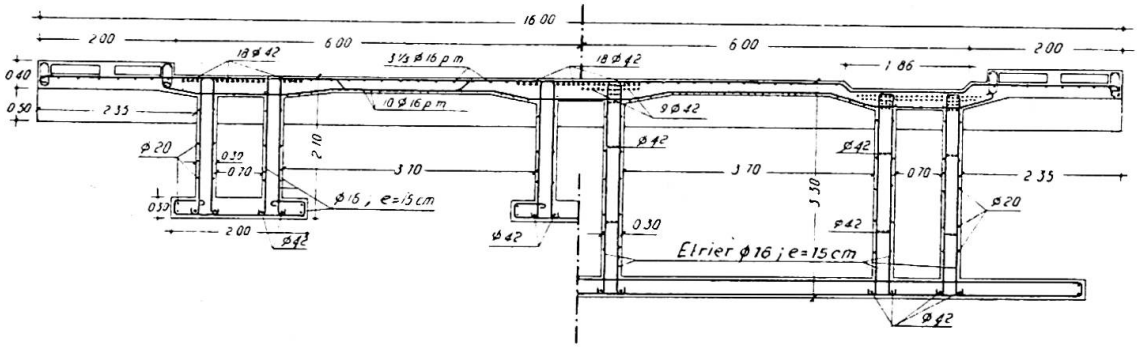


Fig. 12. Coupe transversale de la maîtresse-poutre.

Chaque travée comprend trois poutres de section alvéolaire de béton armé de $0^{m}30$ d'épaisseur et d'une nervure inférieure de largeur variable. L'armature est exclusivement composée de fers ronds avec des joints soudés électriquement car le grand nombre de fers ronds rendrait difficiles les assemblages surtout dans les zones d'appui.

La largeur de la chaussée est de 12 mètres et celle de chaque trottoir de 2 mètres.

Chacune des quatre piles (le pont n'a pas de culée) est cimentée par air comprimé par un caisson de ciment armé, allégé pour éviter d'excessives pressions sur le terrain de $14^{m}40 \times 5^{m}40$ de base à $24^{m}80$ de profondeur maxima qui traverse une couche de vase plastique à 15 mètres de $9^{m}50$ d'épaisseur maxima. Pour traverser celle-ci et éviter un brusque enfoncement du caisson, on a disposé sur son socle un système de sabots et de jambes de force.

Résumé

L'auteur décrit les caractéristiques principales des trois ouvrages importants qu'il a réalisés récemment en Espagne.

1. *Le pont sur le Pedrido*

La réalisation de ce pont nécessita divers procédés de fondation des piles suivant la nature du sol; la travée principale de 75 mètres est constituée

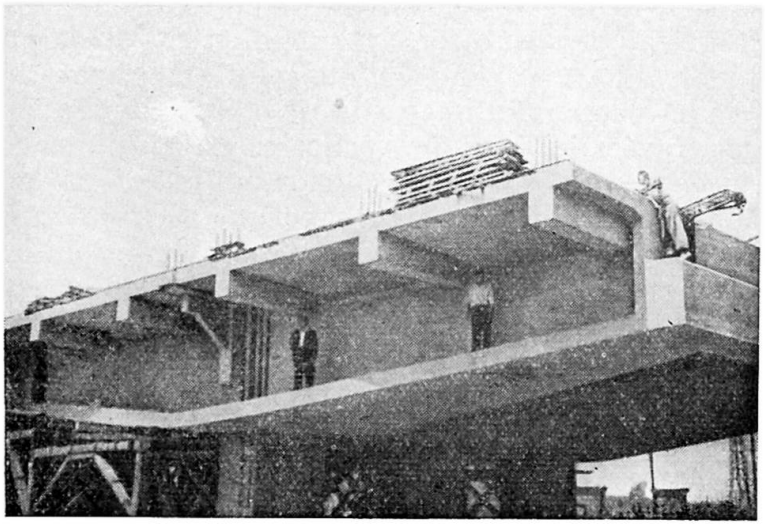


Fig. 13. Détail de l'appui de la partie centrale en cantilever.

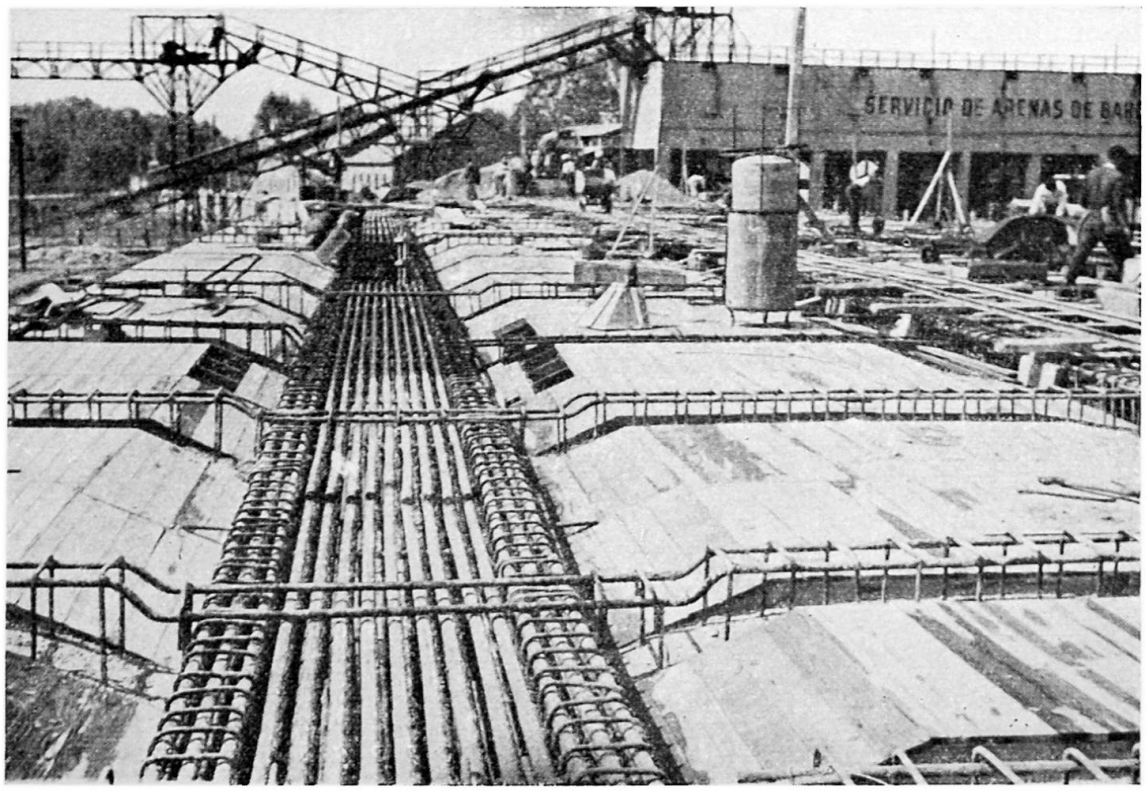


Fig. 14. Ferraillage assemblé par soudure avant bétonnage.

par un tablier suspendu à une superstructure en arc. Cet arc, de 24 mètres de hauteur, fut réalisé sans échafaudage, l'armature étant soudée à l'arc électrique.

2. *Le pont du Duero (Valladolid)*

Ce pont comporte une armature rigide en arc, des suspentes et des poutres continues de 40 mètres de portée soudées à l'atelier et assemblées sur chantier; il a été prévu en outre une armature réglable ainsi qu'un joint central perpendiculaire au tablier. La coopération du tablier et des suspentes fut vérifiée.

3. *Le pont Besós (Barcelone)*

Pont du type Gerber de 60 mètres de longueur. La poutre centrale de 25 mètres a été calculée statiquement. Les portées sont de 10, 40, 45, 40 et 10 mètres. La section en caisson comporte trois cellules. Le sous-sol est variable. Les appuis comportent deux appuis fixes et deux appuis pendulaires. L'armature est en fers ronds soudés à l'arc électrique.

Zusammenfassung

Der Verfasser beschreibt die Hauptcharakteristiken von drei wichtigen Bauwerken, die er kürzlich in Spanien erstellt hat :

1. *Die Brücke über den Pedrido*

Zur Anwendung gelangten zahlreiche Fundierungsmethoden, die den lokalen Bedingungen jeder Stütze entsprachen, sowie die Charakteristiken

eines Bogenträgers von 75 m Spannweite mit aufgehängter Fahrbahn. Dieser Bogen wurde ohne Gerüst in einer Höhe von 24 m erstellt, wobei eine steife, elektrisch geschweisste Armierung zur Anwendung kam.

2. *Pont du Duero (Valladolid).*

Mit einer steifen Bogenarmierung, Aufhängestangen und Laufträgern von 40 m Spannweite, die in der Werkstatt geschweisst und an Ort und Stelle eingebaut worden ist; ferner wurde eine zusätzliche regulierbare Rundeisenarmierung, sowie ein Mittelstoss in Querrichtung der Fahrbahn vorgesehen. Das Zusammenwirken von Fahrbahn und Hängestangen wurde untersucht.

3. *Besós - Brücke (Barcelona)*

Gerberträger von 60 m Länge. Statisch bestimmter mittlerer Träger von 25 m. Die Oeffnungen betragen 10, 40, 45, 40 und 10 m; dreiteiliger zellenförmiger Kastenquerschnitt. Veränderlicher Untergrund; zwei Pendelstützen und zwei feste Auflager. Elektrisch geschweisste Rundeisenarmierung.

Summary

The author describes the chief characteristics of three important structures which he recently built in Spain :

1. *Bridge over the Pedrido*

Numerous methods of foundations were used, in keeping with the conditions of each support, and the characteristics of an arched girder having a span of 75 m and a suspended roadway. This arch was erected to a height of 24 m without any centering, and for which a stiff, arc-welded reinforcement was used.

2. *Duero bridge (Valladolid)*

With a stiff arch reinforcement, suspension bars and continuous beams having a span of 40 m, welded in the workshop and put together on the site. In addition, there was a round-iron reinforcement that could be regulated, and a cross-head transversal to the roadway. The working together of roadway and suspension bars was investigated.

3. *Besós bridge (Barcelona)*

Girder of the Gerber type, 60 m long. Statically calculated middle girder of 25 m. The spans are 10, 40, 45, 40 and 10 m long; three cell box shaped beam section; a changeable subsoil; two hinged piers and two fixed bearings. Electrically welded round bar reinforcement.

IId4

Le pont de La Coudette

Die Brücke von La Coudette

The « La Coudette » bridge

J. FOUGEROLLE & N. ESQUILLAN

Directeur général des Entreprises Boussiron
Paris

Directeur technique des Entreprises Boussiron
Paris

Cet ouvrage commencé à la fin de l'année 1938, a été interrompu par la guerre, puis repris en 1941 et achevé en 1943. Il franchit le Gave de Pau à sa jonction avec le Gave d'Oloron. Destiné à remplacer un pont suspendu devenu insuffisant, tout en rectifiant la route qui présentait auparavant deux coudes à angle droit, il a une portée de 111^{m}28. L'ouvrage établi en travée droite pour des questions d'esthétique et de facilité de réalisation, dépasse ainsi de 12 mètres environ la distance des berges mesurée sur l'axe du tracé qui coupe la rivière suivant un biais prononcé de 42°.

Caractéristiques techniques

Le pont est un bow-string à liaisons triangulées (fig. 1) dont les avantages sur d'autres solutions possibles étaient les suivants :

a) Un bow-string classique, réduit à l'arc et au tirant reliés par des suspentes verticales aurait été très lourd pour la portée envisagée;

b) Un arc, encastré ou non, aurait nécessité des culées considérables et d'exécution difficile étant donné la nature du sous-sol;

c) Une poutre à treillis, à hauteur constante ou variable (qui est plus une solution métallique qu'une solution béton armé) aurait entraîné une exécution onéreuse et son aspect dans ce site agreste aurait laissé à désirer.

Le système réalisé a le double avantage d'économiser au maximum la matière et de diminuer l'importance des fondations.

Surcharges

Le pont est calculé, soit pour la circulation de deux files de deux

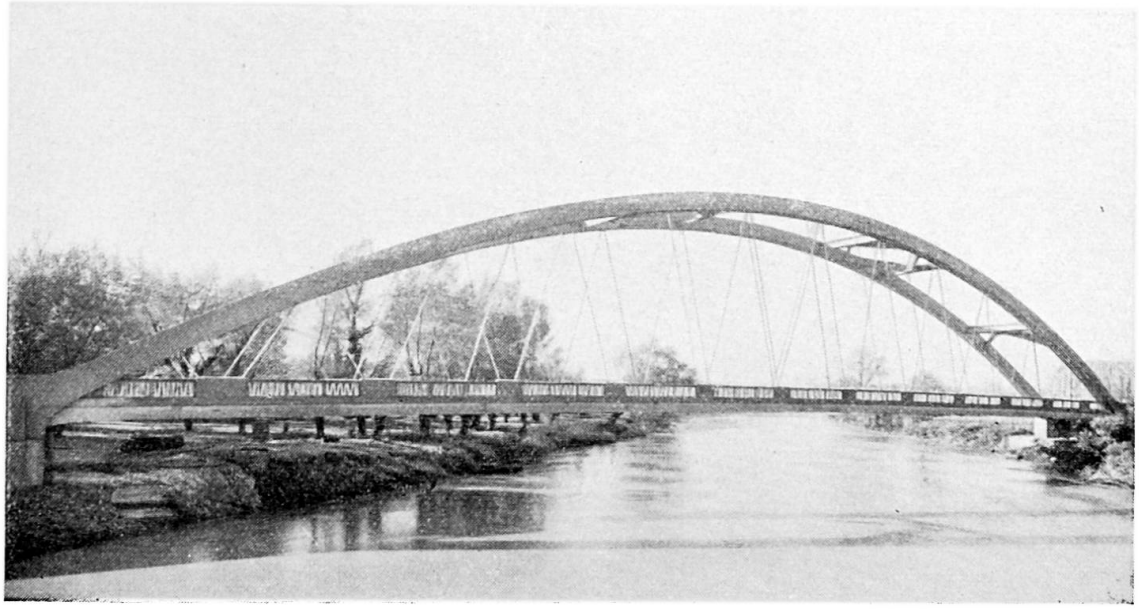


Photo Industrielle du Sud-Ouest

Fig. 1. Vue générale d'amont du pont de La Coudette.

camions de 16 tonnes, soit pour une surcharge de 500 kg/m² sur chaussée et de 400 kg/m² sur les trottoirs surcharges majorées d'un coefficient dynamique.

L'effet du vent sur l'ouvrage non surchargé est assimilé à une action horizontale de 250 kg/m² sur le premier arc et de 190 kg/m² sur le deuxième.

Contraintes admissibles

Tablier : acier doux (R = 42 kg/mm²; Re = 24 kg/mm²; A = 25 %; taux de travail = 13 kg/mm²).

Tirant et arc : acier mi-dur (R = 55 à 64 kg/mm²; Re = 36 kg/mm²; A = 16 %; taux de travail = 18 kg/mm²).

Suspentes : acier *Ac* 54 (R = 54 kg/mm²; Re = 36 kg/mm²; A = 16 %; taux de travail = 18 kg/mm²).

Bétonnage : béton de ciment 20/25 dosé à 400 kg/m³.

(Sous efforts principaux seuls R_b = 90 kg/cm²; sous efforts principaux et efforts secondaires R_b = 100 kg/cm².)

Description

a) Tablier

Le tablier supporte une chaussée de 6 mètres de largeur encadrée par deux trottoirs de 1 mètre de largeur chacun. Sous les revêtements un hourdis en béton armé repose sur une poutraison composée de pièces de pont espacées de 8^{m}56 d'axe en axe, d'un longeron médian et de deux longerons de rive formant bordure de trottoirs.

b) Arcs et tirants

Les deux poutres parallèles en béton armé sont constituées chacune par une membrure supérieure en forme d'arc (section 1,25 × 1,10) sous-tendue par un tirant dont les aciers étaient mis en tension préalable pour éviter toute fissuration ultérieure du béton. L'armature de chaque tirant (section 1,06 × 0,49) comprend 368 ronds de 14 mm en acier mi-dur filants d'une seule longueur développée avant pose de 114^{m}30 et disposés en huit nappes verticales réunies par deux.

Les tirants et le tablier sont reliés aux arcs par un treillis de suspentes obliques en barres d'acier de 66 à 72 mm de diamètre, non enrobées à larges mailles. Ces suspentes restent toujours tendues grâce à la combinaison de deux procédés :

Le grand espacement des pièces de pont augmente la charge permanente suspendue à chacun des nœuds;

Le tracé de la fibre moyenne des membrures supérieures en arc a été déterminé par approximations successives pour éviter la naissance de compressions quels que soient la suspente et le cas de charge dissymétrique envisagés

Plusieurs précautions ont été prises pour diminuer la corrosion des barres nues :

Emploi d'acier *Ac* 54 Martin;

Peinture à trois couches (minium — anti-rouille — aluminium);

Double larmier à la pénétration des ronds dans l'arc afin d'assurer la protection contre les eaux de ruissellement;

Pénétration à la base sur un glacis disposé en crête du garde-corps, partie non vitale qui pourrait être démolie le cas échéant pour procéder à des vérifications.

c) Contreventement

Les contreventements ont été étudiés pour dégager au maximum la vue et pour éviter des pièces lourdes qui, le plus souvent, détruisent l'esthétique de ce genre d'ouvrages. Ils sont constitués par quatre panneaux : deux en forme de K à chaque entrée qui dégagent une hauteur de 8^{m}70 dans l'axe de la chaussée et deux panneaux en double K de part et d'autre de la clef. Les sections de toutes les barres de contreventement sont en I pour paraître moins massives (fig. 1 et 9).

Tel qu'il est réalisé le contreventement du pont est le plus léger qu'il ait été possible de lui donner pour permettre de résister à l'action du vent et au flambage des arcs, compte tenu de la portée de l'ouvrage d'une part, et de la section des membrures supérieures d'autre part.

d) Culées

Du côté de l'appui fixe les culasses des arcs reposent sur les sommiers par l'intermédiaire d'une articulation à étranglement, du type Freyssinet; du côté de l'appui mobile des bielles en béton fretté de 2^{m}15 de hauteur assurent le libre jeu des variations linéaires.

Chaque culée en béton armé est constituée par deux massifs prismatiques réunis par une paroi de retenue des terres. Un groupe de quinze pieux forés, de 60 tonnes de force portante chacun, ancrés dans les couches résistantes du sol, supporte chaque massif.

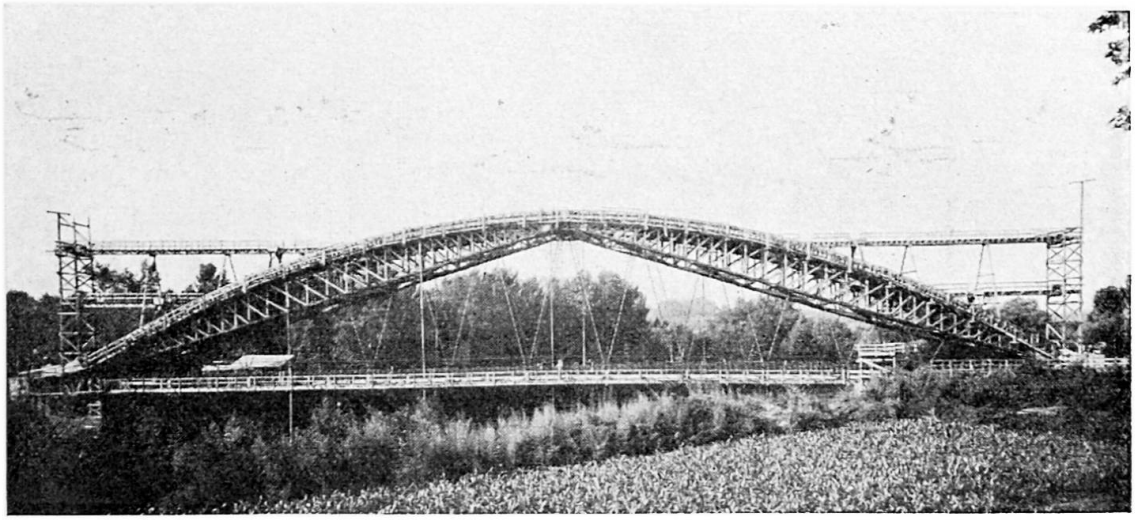


Fig. 2. Pont de La Coudette, en cours de construction.

Le pont proprement dit, à l'exclusion des appuis et culées, n'a nécessité que 261,5 tonnes d'acier et 728 m³ de béton, vibré ou pervibré, dosé à 400 kg/m³, pour une surface projetée en plan de 1 000 m².

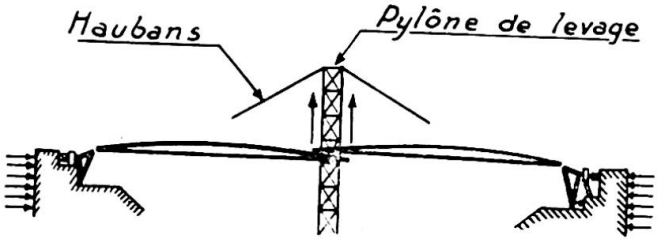
Procédés d'exécution

Cintre

Le risque considérable découlant de crues soudaines et violentes a conduit à franchir la rivière sans appui intermédiaire. Le cintre (fig. 2) fut constitué par deux demi-arcs à treillis en bois prenant appui, vers les culées, sur des butées en charpente. Sur la culée rive droite l'appui était fixe. Sur la culée rive gauche il était mobile et maintenu par quatre vérins de 100 tonnes. Sous chacun des deux arcs en béton deux fermes articulées à la clef et aux naissances comprenaient chacune une membrure supérieure courbe formée de deux groupes de pièces de 30 × 12 jumelées et une membrure inférieure, rectiligne, pour faciliter les opérations de montage et de levage, formée de deux madriers 23 × 8. Des étrésillons appropriés reliaient les deux fermes entre elles et l'ensemble des quatre fermes du cintre était fortement contreventé dans les plans principaux.

Exécution des travaux

Toutes les phases de l'exécution firent l'objet d'un planning rigoureux dont les 40 phases peuvent être résumées en quatre périodes principales :



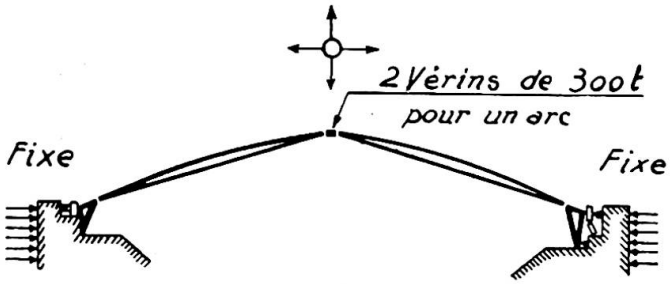
a) Construction, montage et levage du cintre

(fig. 3 — schéma I)

Les fermes du cintre furent construites sur les deux rives, amenées par tronçons et montées sur une estacade légère en rivière. Leur levage s'effectua grâce à un pylône central haubanné de 31m70 de hauteur équipé de deux palans de 20 tonnes.

b) Cintre buté sur appuis fixes

(fig. 4 — schéma II)



Le cintre clavé à la clef par les vérins de 300 tonnes et prémuni contre l'amorçage de déplacements relatifs dangereux par des dispositifs de guidage métalliques et rigides (fig. 5) prenait appui aux naissances sur les culées et murs en retour. Pendant cette période on construisit à l'avancement le platelage sous tablier suspendu par des ronds auxiliaires, on mit en place les suspentes, les aciers du tirant, on ferrailla et bétonna les culasses des arcs. Les vérins compensaient les variations linéaires du système : allongement du tirant — raccourcissement de la charpente.

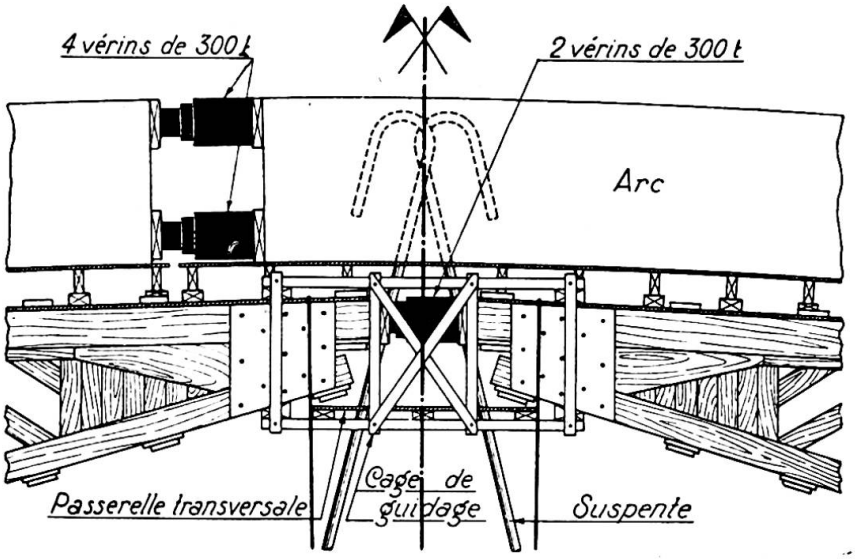
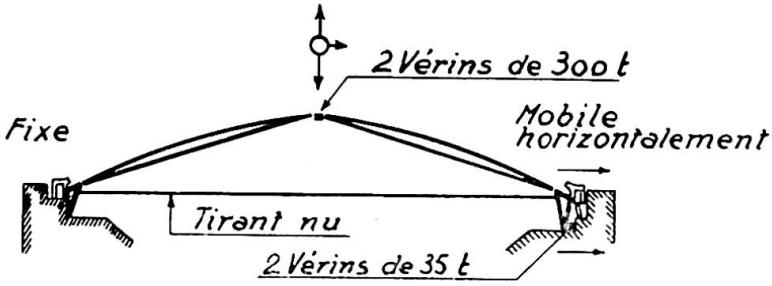


Fig. 5. Disposition des vérins à la clef.

c) Cintre buté sur les tirants

(fig. 6 — schéma III)



Après prise du béton des culasses, la poussée du cintre leur fut transférée et les aciers du tirant mis en tension sous le poids propre du cintre.

La membrure supérieure en arc fut alors coulée en quatre phases : d'abord un noyau central qui relié au cintre permit le bétonnage de trois rouleaux successifs. Chaque rouleau terminé, des vérins placés à la clef permettaient de libérer le cintre de la charge correspondante au béton coulé (fig. 7). Enfin, on exécuta les contreventements des arcs puis les pièces de pont jusqu'au niveau inférieur du hourdis de tablier.

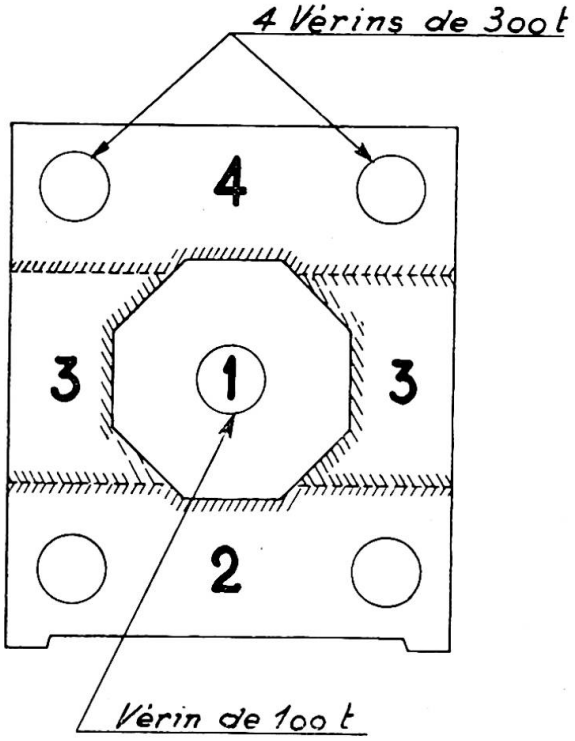
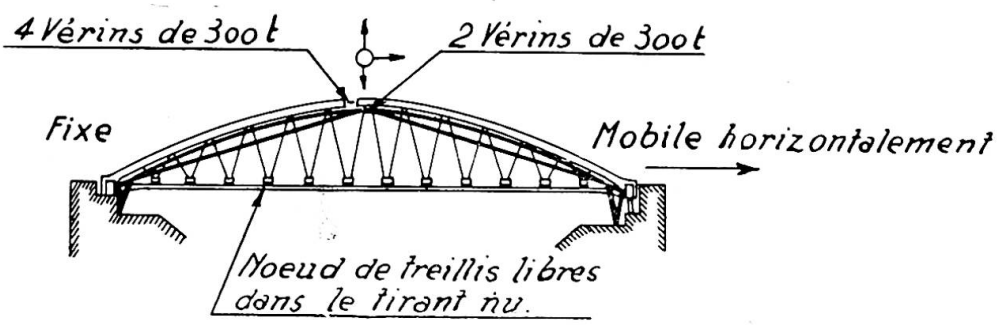


Fig. 7.

d) Cintre en bois et arc en béton liés (fig. 8 — schéma IV)



Les arcs achevés un changement de suspension fut opéré. Par l'intermédiaire des plots du garde-corps les charges du tablier furent accrochées directement aux suspentes définitives. Le tablier fut alors réalisé hormis la partie supérieure du tirant et les trottoirs afin de permettre l'allongement des aciers jusqu'à la limite des possibilités.

A l'obligation de maintenir, dès la période *c*, la compatibilité de déformation des deux systèmes étroitement liés (cintre-arc) s'ajoutait, après changement de suspension, celle, capitale, de l'entière liberté des suspentes obliques par rapport aux aciers du tirant jusqu'à l'achèvement presque com-

plet du pont. Sinon, certaines suspentes auraient accusé une surtension tandis que les autres auraient présenté « du mou » et seraient devenues inefficaces. Pendant cette période, comme durant la précédente *c*, la membrure en béton armé étant relativement mince par rapport à la portée et fonctionnant en bow-string pur, le cintre faisait office de raidisseur absorbant les moments de flexion dus aux charges dissymétriques et empêchant tout flambage.

Les aciers du tirant, avant enrobement, supportèrent ainsi 14,2 kg/mm², alors qu'en service et sans surcharge la contrainte ne dépasse pas 13,9 kg/mm².

Malgré sa grande portée, le cintre, grâce au bétonnage par rouleaux décintrés successivement et à la combinaison ultérieure cintre-arcs en béton, n'a nécessité que 26,4 tonnes d'acier (goussets — couvre-joints — suspentes — boulons et clous) et 321 m³ de bois équarri.

Essais, épreuves et contrôle

Essais

Des essais furent entrepris pour juger du meilleur ancrage à donner aux treillis nus dans le béton (barre avec crochet — barre terminée en spirale d'Archimède — barre munie d'une tête). Il fut finalement reconnu que le rond muni d'un crochet circulaire de 0m35 de diamètre intérieur, prolongé par une partie droite de 0m55 à 0m65 présentait toutes garanties tout en offrant les facilités indispensables d'exécution en forge.

En cours d'exécution les essais concernèrent les caractéristiques mécaniques des bois de charpente et la résistance à la compression et à la flexion des bétons : les premiers furent exécutés en laboratoire et les seconds, en grand nombre, au chantier.

Epreuves

En pleine guerre il était impossible de réunir les 22 camions de 16 tonnes permettant de réaliser les épreuves réglementaires. L'Administration autorisa le remplacement de ces épreuves par un essai sous charge d'eau. Des batardeaux provisoires furent donc placés sur le tablier pour former réservoir et contenir cette surcharge (fig. 9). Les faibles pentes du profil en long facilitèrent la solution. On chargea ainsi le pont en totalité, d'abord d'une charge de 800 kg par mètre courant correspondant au poids de la chaussée non encore exécutée, puis d'une surcharge de 3 800 kg par mètre courant appliquée par tronçons suivant les hypothèses de charge les plus défavorables et enfin uniformément sur toute la portée. Le remplissage des bassins s'effectua très rapidement avec trois pompes de 200 mm alimentées directement par la rivière, la vidange s'opérait par les gargouilles d'écoulement des eaux de pluie.

Les mesures de flèches enregistrées par des appareils Richard (fig. 10) démontrèrent leur bonne concordance avec les flèches calculées et que,

Fig. 9. Essais de réception par surcharge hydraulique.

malgré sa légèreté apparente, l'ouvrage est très rigide : la flèche sous charge uniforme totale de la chaussée est inférieure à $\frac{1}{10\,000}$ de la portée.

Contrôle des déformations

Il a paru intéressant de pouvoir suivre les déformations locales et cela au cours du temps. On noya donc au centre des membrures cinq témoins sonores du type Coyne : trois dans l'arc, deux dans le tirant. Au surplus, on établit sur les parements, au voisinage des fibres extrêmes, 23 bases de 254 mm pour déformètre Whittmore-Huggenberger. Ainsi l'ouvrage a-t-il pu être ausculté en cours d'exécution, pendant les épreuves et au cours du temps. Entre le 30 juin 1943 et le 19 avril 1947 notamment, le pont, non encore en service faute de rampes d'accès, n'a subi strictement que les effets de son poids propre, des conditions climatiques et des phénomènes internes du béton : les trois témoins sonores placés dans l'arc accusent des raccourcissements compris entre 6 et 8 dix millièmes.

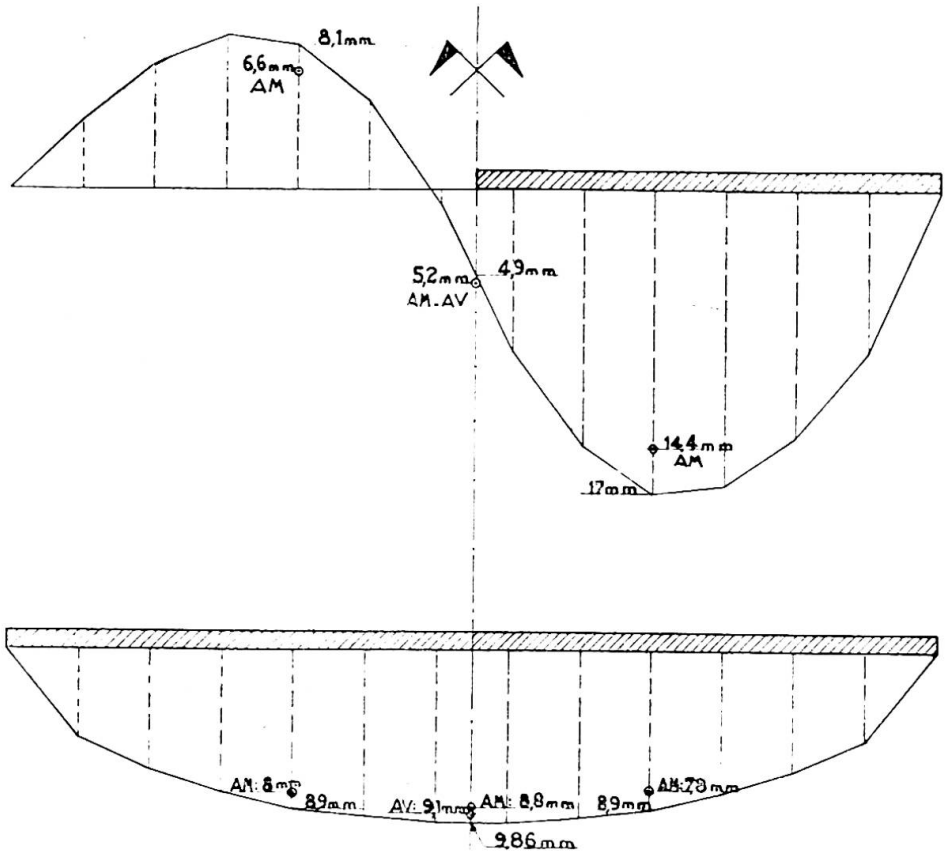


Fig. 10. Flèches enregistrées durant les essais.

Résumé

Le pont de La Coudette constitue un exemple intéressant de l'utilisation de l'association béton-fer pour un ouvrage de grande portée. Etudié avec le double souci d'employer les matériaux dans des conditions optima et de donner à l'ouvrage un aspect agréable, il était à la date de son achèvement (1943) le record mondial des ponts en béton armé en arc avec tirant. Nous ne pensons pas qu'il ait été dépassé depuis.

Zusammenfassung

Die Brücke de La Coudette ist ein interessantes Beispiel für die Anwendung des Verbundes Beton und Eisen für ein Bauwerk von grosser Spannweite. Massgebend waren zwei Gesichtspunkte, nämlich die optimale Ausnützung der Baustoffe und das gefällige Aussehen des Bauwerkes. Im Zeitpunkt ihrer Fertigstellung bedeutete die Brücke den Weltrekord des Eisenbetonbogens mit Zugband. Wir glauben kaum, dass dieser Rekord bis heute gebrochen wurde.

Summary

The La Coudette bridge is an interesting example of the use of

combined concrete and iron for a structure having a large span. Two standpoints were decisive, viz. to make the best use of the building materials and to give the structure a pleasant aspect. At the time when it was completed this bridge was a world record for a reinforced concrete arch with a tightening band. We scarcely think this record has been broken up to the present time.

IId5

Contribution à l'étude des arcs en béton et des cintres de grande portée

Beitrag zum Studium von Betonbogen und von weitgespannten Lehrgerüsten

A contribution to the study of concrete arches and large-span centerings

SOCIÉTÉ CONSTRUCTIONS EDMOND COIGNET
Paris

Différents ouvrages ont été réalisés en France ces dernières années comportant l'exécution d'arcs de grande portée en béton, ce qui a permis d'utiliser avec amélioration les procédés modernes concernant la construction des arcs eux-mêmes, ainsi que la constitution et le montage des grands cintres correspondants sans appui intermédiaire. Nous examinons ici deux de ces ouvrages, le pont de Saint-Hilaire - Saint-Nazaire et le pont de Savoie à Bellegarde.

Pont de Saint-Hilaire - Saint-Nazaire

Caractéristiques de l'ouvrage

Ce pont qui franchit l'Isère entre les villages de Saint-Hilaire (Isère) et de Saint-Nazaire-en-Royans (Drôme) à 30 mètres au-dessus de cette rivière remplace un pont suspendu détruit au moment de l'invasion. Cet ouvrage comporte :

1° Un arc en béton de 108 mètres de portée théorique et de 25 mètres de flèche;

2° Une superstructure sur arc comprenant sur chaque rein cinq piles de hauteur variable (1 à 17 m), supportant 6 voûtes en plein cintre de 5 mètres d'ouverture. La largeur du pont est de 7 mètres (chaussée de $5^{m}50$ et deux trottoirs de $0^{m}75$);

3° Deux ouvrages de jonction, un sur chaque rive, comportant chacun une grosse pile reposant sur culée nouvelle et une voûte en plein cintre de 7 mètres d'ouverture raccordant l'ouvrage nouveau avec les viaducs d'accès qui avaient subsisté et ne furent qu'élargis.

Constitution de l'arc

L'arc est en béton non armé de section rectangulaire pleine; sa largeur est constante ($5^{m}70$). C'est un arc encastré; il s'appuie, à chaque rive, sur une retombée prolongeant, en porte à faux sur la rivière, un massif culée en béton qui repose lui-même sur le rocher compact et dont les fondations furent exécutées au moyen d'un caisson à air comprimé. Le béton est au dosage de 350 kg de ciment; le revêtement des faces latérales a été particulièrement soigné par l'emploi de plaquettes préfabriquées en béton travaillé en surface.

La fibre moyenne de l'arc a été établie de façon à épouser le tracé du polygone funiculaire des charges permanentes totales de la demi-charge routière uniformément répartie. L'épaisseur de l'arc varie de $3^{m}00$ aux naissances à $1^{m}80$ à la clé; cette variation de section correspondant fidèlement à la variation de l'effort normal.

Système de construction

La principale difficulté de réalisation de tels ouvrages consiste dans l'exécution du cintre, dont la conception peut avoir une influence sur les dispositions mêmes de l'ouvrage. En raison de la présence d'une rivière à fortes crues, il a été prévu un cintre retroussé d'une seule portée, placé sous l'arc à construire et n'ayant donc aucun appui intermédiaire. Etant donné l'importance de l'arc en béton, celui-ci a été réalisé en trois rouleaux, le cintre étant capable de supporter le premier rouleau, puis en liaison avec ce dernier de supporter le deuxième rouleau. L'ensemble des premier et deuxième rouleaux était alors suffisamment résistant pour porter le troisième rouleau.

Bien entendu chacun des rouleaux a été exécuté par voussoirs de manière à permettre la répartition judicieuse des charges sur le cintre et de façon à annuler une partie du retrait.

Disposition des rouleaux de l'arc

En général, les arcs sont découpés en rouleaux parallèles et à peu près homothétiques. Il n'a pas été possible ici d'adopter cette solution simple. En effet, la fibre moyenne de l'arc correspond, comme nous l'avons dit précédemment, à la courbe des pressions des charges permanentes totales augmentées de la demi-surcharge routière, mais non pas à celle de la seule charge dudit arc; ces courbes des pressions sont assez différentes dans les deux cas, à cause de la présence des piles en maçonnerie, de hauteur très variable, dont les charges importantes ont été prises en compte dans le tracé de l'arc. Or, cet arc, étant mince, sa courbe des pressions, sous son seul poids propre, s'écarterait assez de sa fibre moyenne pour donner des

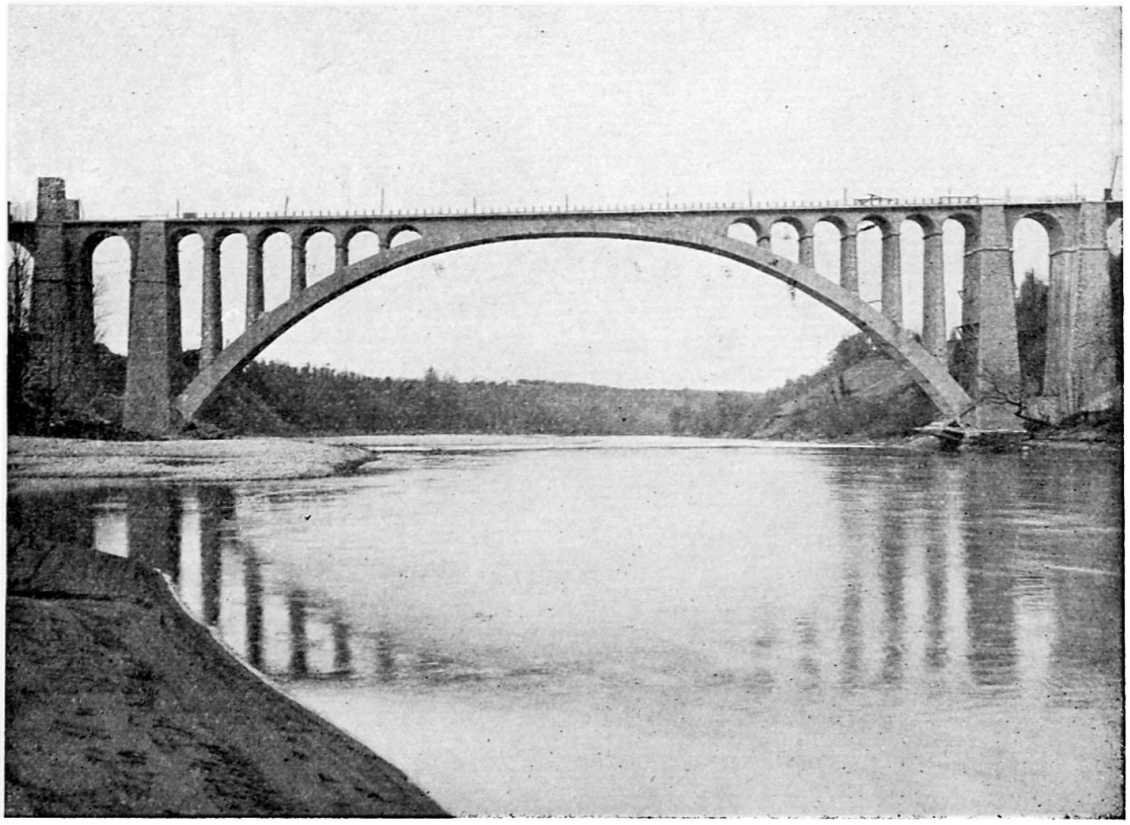


Fig. 1. Pont de Saint-Hilaire-Saint-Nazaire.

tensions importantes inacceptables lorsque le cintre ne le supporterait plus; il en serait à fortiori, de même pour des rouleaux parallèles encore plus minces. Il a donc fallu donner une forme spéciale à ces rouleaux, en faisant varier leur inertie de façon que les fibres moyennes s'écartent le moins possible des courbes de pression dans chacune des phases de construction, et édifier en même temps que le troisième rouleau une partie des piles.

Conception du cintre

Le cintre en sapin du commerce est un arc encastré aux naissances; il a $103^{m}60$ de portée et $25^{m}00$ de flèche. Il est constitué de 11 fermes arquées de hauteur constante ($2^{m}70$) écartées de $0^{m}57$ d'axe en axe et composées chacune d'une membrure basse et d'une membrure haute, réunies entre elles par des treillis en croix de Saint-André. L'ensemble est contreventé horizontalement et transversalement.

Les membrures sont formées de madriers cintrés à plat suivant le gabarit de l'arc et cloués les uns sur les autres, à la fois pour maintenir la courbure et pour s'opposer au glissement; les joints d'about entre madriers régulièrement décalés étaient bourrés au mortier de ciment. La section transversale composée de 3 à 5 madriers ainsi solidarisés est équivalente à une pièce de même section constituée d'un seul bois.

Les treillis verticaux en croix de Saint-André résistant aux efforts tranchants, sont réalisés par un double rang de planches de 4 cm d'épaisseur clouées de chaque côté des membrures sur leurs tranches.

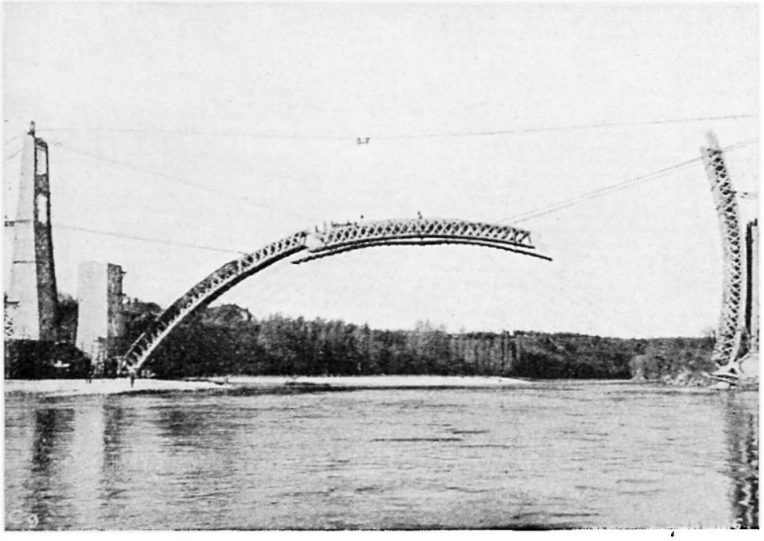


Fig. 2. Montage du cintre du pont de Saint-Hilaire - Saint-Nazaire.

Des contreventements transversaux en madriers sont disposés tous les 10 mètres environ.

Enfin, deux contreventements horizontaux sont constitués, l'un sous les membrures inférieures par des traverses et diagonales en planches de 4 cm, l'autre par le couchis cloué en deux couches orthogonales disposées diagonalement aux membrures.

Montage du cintre

Un procédé maintenant classique consiste à construire verticalement sur chaque rive une moitié du cintre, puis à rabattre chacun de ces deux éléments jusqu'à leur jonction au milieu de la portée.

Ici le cintre a été mis en place en trois tronçons sensiblement de même développement. Deux tronçons ont été dressés verticalement sur chaque rive, adossés aux deux grosses piles sur culées, et reposant chacun sur une console en béton armé faisant provisoirement corps avec les culées. Le troisième tronçon a été monté à son emplacement définitif au milieu de la rivière, sur une passerelle très légère accrochée à des câbles reposant sur les pylônes de l'ancien pont suspendu.

Les deux tronçons latéraux, qui étaient munis à leur base, d'articulations provisoires réalisées par un axe en acier, furent rabattus au moyen de deux treuils et raccordés au tronçon central.

Celui-ci, une fois construit sur passerelle avait été préalablement suspendu aux câbles porteurs en six points seulement, de façon que son emplacement en niveau puisse être réglé, au dernier moment, à sa position exacte au moyen de tiges filetées et de boulons.

La conjonction des trois tronçons fut d'une exactitude presque absolue et l'opération de rabattement réalisée le 21 novembre 1946 ne dura que cinq heures.

Exécution de l'arc. Décintrement

Après installation des coffrages verticaux sur le cintre, et la pose en

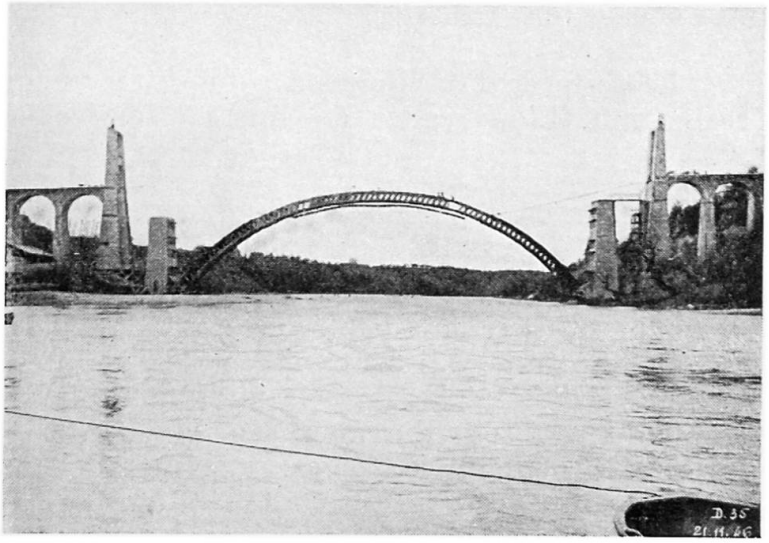


Fig. 3. Cintre après montage du pont de Saint-Hilaire - Saint-Nazaire.

faces vues, des plaquettes de parement préfabriquées, le premier rouleau fut coulé par voussoirs disposés symétriquement et dans un ordre déterminé par le calcul de manière à n'apporter à chaque instant dans l'arc que les moments fléchissants minima. Le deuxième rouleau fut exécuté en suivant la même méthode, puis le décintrement fut opéré dès que le béton du deuxième rouleau eut acquis une résistance suffisante. Un joint et des niches pour vérins avaient été ménagés à la clé.

L'arc fut d'abord mis en charge au moyen de 10 vérins disposés en deux lignes travaillant chacun à environ 125 tonnes; l'ouverture du joint de clé fut limité à 0,5 cm. On opéra ensuite une compensation par moment négatif contre l'action du retrait et de la température en augmentant la pression sur les vérins inférieurs de façon que leur poussée soit toujours dans un rapport déterminé avec celle des vérins supérieurs et jusqu'à une ouverture de joint de 4,5 cm. Cette compensation tenait compte de la confection ultérieure du troisième rouleau et de la superstructure. La poussée totale théorique calculée était de 1 250 tonnes; ce chiffre fut vérifié à l'ouverture du joint; la poussée totale constatée en fin de compensation a été de 1 600 tonnes; la différence donne l'importance des effets perturbateurs du cintre, qui ont d'ailleurs disparu après enlèvement de celui-ci. Il fut alors procédé au matage du joint de clé. Ces opérations furent effectuées le 8 mai 1947 en quelques heures.

Enlèvement du cintre

Aussitôt après, le coulage du troisième rouleau fut entrepris, en même temps que la construction d'une partie des piles sur reins. Pendant la même période on procéda à l'enlèvement du cintre qui fut d'abord suspendu en quatre points de l'arc (constitué seulement des premier et deuxième rouleaux) puis coupé à la clé; on lui fit faire ensuite de chaque côté une rotation du même sens que le rabattement, afin de le dégager suffisamment pour enlever les couchis; les fermes furent alors découpées soigneusement en tronçons, par sciage au milieu d'un joint et expédiées sur un autre chantier où leur réemploi est prévu pour un ouvrage de même importance.

Achèvement des travaux

Le reste de l'ouvrage ne comportait aucune difficulté particulière de réalisation. L'ouvrage a été mis en service en mars 1948.

Mesures

Une maquette du premier rouleau de l'arc a été construite au Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics. Cette maquette réalisée en béton a été chargée par la tension de cordes à piano dont on mesurait la traction au moyen d'une valise Coyne. Les contraintes produites ont été mesurées au moyen de strains-gages. Dans l'ensemble les résultats des essais ont été comparables à ceux du calcul sauf quelques divergences aux reins dans des cas de chargements extrêmes.

Les contraintes de l'arc ont été mesurées par l'emploi de témoins Coyne noyés dans le béton.

Enfin des essais mécaniques ont été effectués pour déterminer la résistance des bois employés pour la construction du cintre, la résistance des assemblages par clouage et le meilleur système de clouage évitant la fissuration des bois.

Pont de Savoie

Caractéristique de l'ouvrage

Ce pont enjambe le Rhône à quelques kilomètres en amont du barrage de Génissiat, dans la petite ville de Bellegarde. Le tablier qui pendant la première partie de la construction était à environ 90 mètres au-dessus du niveau du Rhône n'est plus qu'à 30 mètres depuis que la mise en service de la retenue de Génissiat a relevé le niveau du fleuve. Cet ouvrage comporte :

1° Une grande arche de 80 mètres de portée et de 27 mètres de flèche, composée de deux arcs jumeaux en béton, surmontés chacun de piles et voûtelettes et réunis par un tablier en béton armé;

2° Une petite arche en maçonnerie en plein cintre de 24 mètres de portées sur la rive droite;

3° Entre les deux ouvrages ci-dessus et par conséquent sur la rive droite une grosse pile culée en maçonnerie.

Constitution des arcs

Chacun des arcs est en béton non armé de section rectangulaire pleine, à largeur et épaisseur variable. Ce sont des arcs encastrés qui s'appuient, sur chaque rive, sur une retombée prolongeant en porte à faux sur la rivière deux massifs de culée fondés sur rocher compact. Le béton est au dosage de 350 kg de ciment; comme dans l'ouvrage précédent les faces vues sont réalisées au moyen de plaques préfabriquées en béton travaillé en surface. La fibre moyenne des arcs a été établie de façon à épouser le tracé du polygone funiculaire des charges permanentes totales et de la demi-charge routière uniformément répartie.

La largeur de l'arc varie de $4^{m}30$ aux naissances à $3^{m}00$ à la clé, en même temps que son épaisseur varie de $2^{m}70$ aux naissances à $1^{m}40$ à la clé.

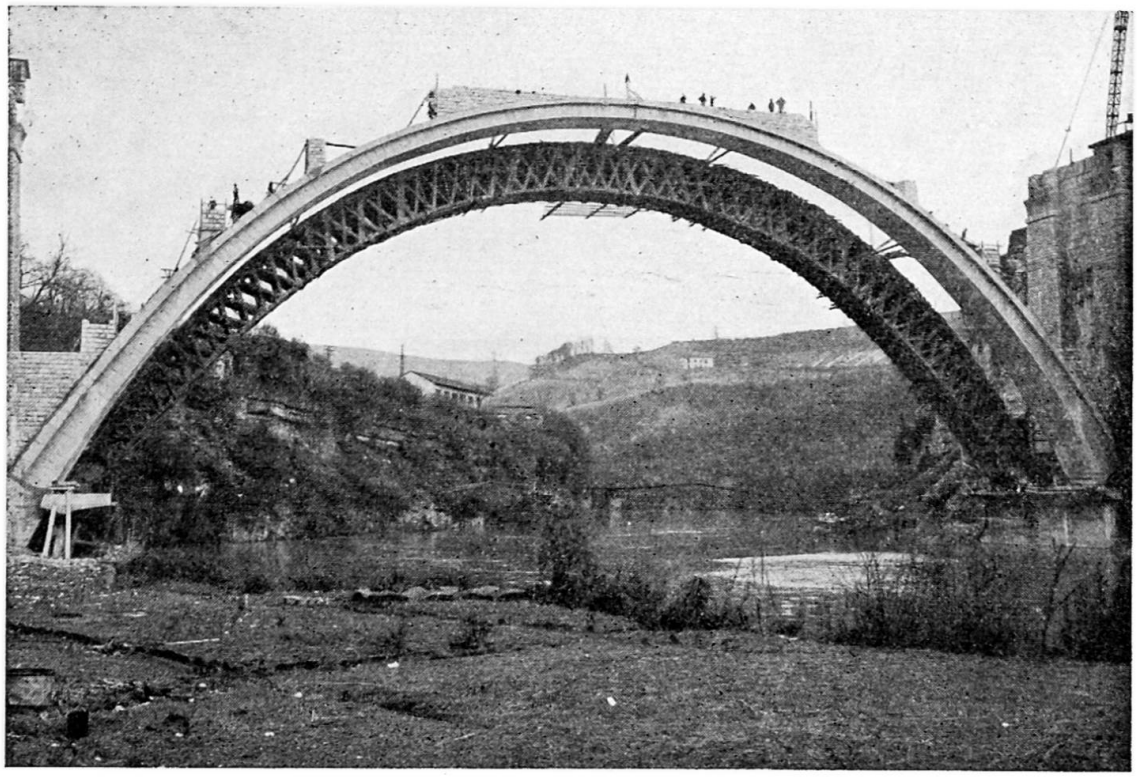


Fig. 4. Pont de Savoie en cours de construction.

Ces variations de sections correspondent sensiblement à la variation des efforts normaux.

Système de construction

En raison de la profondeur de la gorge il ne pouvait être employé qu'un système de cintre retroussé franchissant le Rhône d'une seule portée; et d'autre part ce cintre a dû être établi pour supporter l'arc dans toute son épaisseur, car celle-ci était trop faible pour que l'arc puisse être découpé en plusieurs rouleaux. La confection du béton a été effectuée par voussoirs, de façon à répartir judicieusement les charges sur le cintre et à annuler une partie du retrait.

Une particularité du système de construction employé est qu'il n'a été utilisé qu'un seul cintre, qui a servi à exécuter d'abord le premier arc, puis ensuite, par ripage, le deuxième arc.

Conception du cintre

Le cintre en sapin du commerce est un arc articulé aux naissances; de $75^{m}00$ de portée et $25^{m}00$ de flèche, il est constitué de 7 fermes en bois arquées, de hauteur constante (sauf près des naissances), écartées de $0^{m}57$ d'axe en axe et composées chacune d'une membrure basse et d'une membrure haute, réunies entre elles par des treillis en croix de Saint-André. Cette charpente est constituée de la même manière que celle du pont de Saint-Hilaire qui vient d'être précédemment décrite.

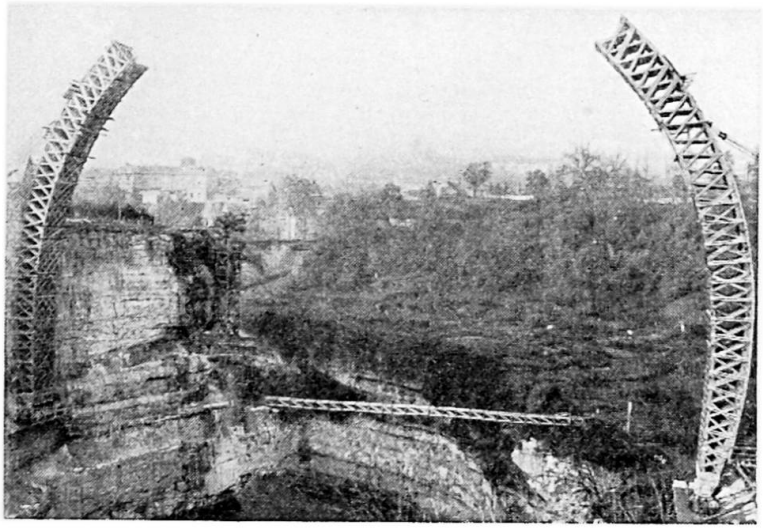


Fig. 5. Montage du cintre du pont de Savoie.

Montage du cintre

Le cintre a été mis en place en deux tronçons. Chacun d'eux a été dressé verticalement, sur chaque rive, adossé à la grosse pile culée rive droite et à la paroi rocheuse rive gauche, en reposant par l'intermédiaire de grosses poutres chevêtres en béton armé sur des plates-formes provisoires également en béton armé.

Les deux tronçons furent rabattus autour des articulations et raccordés au milieu. Ce rabattement fut d'une exactitude parfaite et l'opération réalisée le 25 septembre 1947 ne dura que deux heures.

Exécution de l'arc

L'arc fut coulé par voussoirs disposés symétriquement dans l'ordre déterminé par le calcul, en ménageant une articulation provisoire aux naissances, un joint et des niches pour vérins à la clé.

Décintrement

L'arc fut d'abord mis en charge au moyen de quatre vérins disposés en deux lignes, travaillant chacun à environ 100 tonnes; l'ouverture du joint de clé fut limitée à 35 mm; les joints de clé furent alors comblés par un matage provisoire en mortier de ciment.

Il se trouve qu'en raison des caractéristiques de l'arc aucune compensation n'était ensuite nécessaire pour combattre l'action du retrait ou des charges ultérieures. Mais une compensation très faible destinée à réduire les effets de la température devait être effectuée une fois supprimés les efforts résultant de l'adhérence du cintre. Ces efforts d'adhérence étaient très sensibles, puisque au moment de la mise en charge de l'arc la poussée totale constatée a été de 600 tonnes au lieu de 400 tonnes poussée totale théorique. On procéda, en conséquence, au décintrement en dégageant le cintre, par abaissement des chevêtres en béton armé sur lesquels il reposait.

Ces chevêtres, constitués d'une forte poutre en béton armé, avaient été construits de manière à être indépendants des plates-formes, sur lesquelles

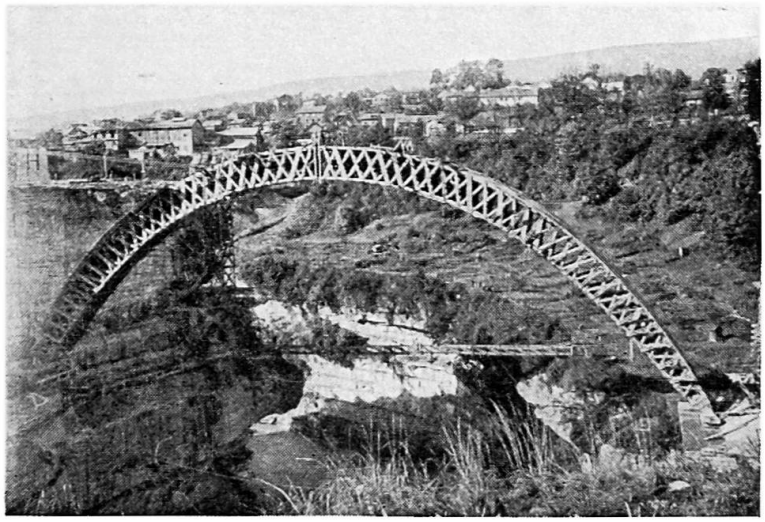


Fig. 6. Vue du cintre du pont de Savoie.

ils s'appuyaient par l'intermédiaire d'une série de cales en chêne de $0^{m}20$ d'épaisseur. Les chevêtres étant posés sur vérins, les cales en chêne furent enlevées; les vérins, en s'abaissant, permirent la descente conjointe des chevêtres et du cintre qui se décolla sans aucune difficulté.

L'arc en béton étant devenu libre, fut à nouveau mis en charge au moyen de vérins et la poussée constatée fut bien cette fois celle résultant des calculs, soit 400 tonnes. Les articulations provisoires furent alors bloquées par matage au mortier de ciment; quelques jours après il était procédé à la légère compensation nécessaire et qui a conduit à une poussée totale de 225 tonnes sur la ligne supérieure des vérins et à une poussée totale de 170 tonnes sur la ligne inférieure. Il fut alors procédé au matage du joint de clé; cette dernière opération fut effectuée le 2 février 1948 pour l'arc aval.

Ripage du cintre

Préalablement au ripage, le cintre fut muni de tirants constitués de câbles fixés par mouflage sur les chevêtres et la partie basse des fermes. Ces tirants étaient destinés à annuler la poussée du cintre de façon à n'obtenir que des réactions d'appui verticales, et en même temps, à dégager légèrement les chevêtres des culées pour permettre leur déplacement.

Les chevêtres ayant été placés sur une série de rouleaux en acier de 35 mm de diamètre, furent poussés au moyen de vérins agissant horizontalement, jusqu'à l'emplacement du deuxième arc à construire.

Pendant ce ripage toute tendance au renversement du cintre était contenue par des poutres métalliques fixées rigidement d'une part à l'arc exécuté, et d'autre part au moyen d'un dispositif à coulisseaux, sur le cintre en déplacement.

Le ripage de 8 mètres fut exécuté le 2 février 1948, en 24 heures de travail.

Résumé

Ce mémoire traite de la construction des deux ponts en arc de grande portée en béton non armé : le pont de Saint-Hilaire - Saint-Nazaire sur l'Isère et le pont de Savoie à Bellegarde sur le Rhône.

L'arc du pont de Saint-Hilaire - Saint-Nazaire, de 108 mètres de portée a été coulé en trois rouleaux et par voussoirs : le cintre en bois cloué a été réalisé d'une seule portée et en trois tronçons, les deux tronçons latéraux ont été construits verticalement puis rabattus ultérieurement à leur emplacement définitif; le tronçon médian a été construit à son emplacement définitif sur une passerelle légère accrochée à des câbles.

Le pont de Savoie, de 80 mètres de portée comporte deux arcs jumeaux. Chaque arc a été coulé en un seul rouleau et par voussoirs; le cintre en bois cloué a été réalisé d'une seule portée et construit en deux tronçons édifiés verticalement, puis rabattus à leur emplacement définitif. Un seul cintre a été exécuté; posé sur chevêtre en béton armé, il a été ripé par roulage à l'emplacement du deuxième arc.

Zusammenfassung

Diese Arbeit beschreibt den Bauvorgang folgender weitgespannter, nicht armierter Bogenbrücken : Die Brücke von Saint-Hilaire - Saint-Nazaire über die Isère und die Savoie-Brücke über die Rhône in Bellegarde.

Der Bogen der Saint-Hilaire - Saint-Nazaire-Brücke von 108 m Spannweite wurde betoniert in 3 Ringen und in Lamellen; das Lehrgerüst in genagelter Holzkonstruktion wurde freitragend in drei Teilstücken ausgeführt, wobei die beiden seitlichen Teilstücke senkrecht aufgebaut und nachträglich in ihre endgültige Lage umgeklappt wurden; das mittlere Teilstück wurde am Verwendungsort auf einem leichten, an Kabeln aufgehängten, Montagegerüst erstellt.

Die Savoie-Brücke von 80 m Spannweite wurde als Zwillingsbogen ausgeführt. Jeder Bogen wurde nur in einem Ring mit Lamellen betoniert. Das Lehrgerüst in genagelter Holzkonstruktion wurde wie beim andern Gerüst, allerdings nur in 2 Teilstücken, ausgeführt.

Summary

This report describes the constructional methods used for the following large-span, non-reinforced arched bridges : the Saint-Hilaire - Saint-Nazaire bridge over the Isère and the Savoy bridge over the Rhone at Bellegarde.

The arch of the Saint-Hilaire - Saint-Nazaire bridge, with a span of 108 m (354 ft), was concreted in 3 rings and in segments. The centering, a nailed wooden structure, was completed in three suspended parts, the two side-parts being built up perpendicularly and then lowered into their permanent position. The middle part was produced on the site of work, suspended by cables, and erected on a light truss frame.

The Savoy bridge, having a span of 80 m (262 ft), was built in the form of twin arches. Each arch was concreted in only one ring with segments. The centering, a nailed wooden structure, was made in the same manner as the above mentioned one, but in two parts.

IId6

Les grands ponts-routes en béton armé en Tchécoslovaquie

Grosse Strassenbrücken in Eisenbeton in der Tschechoslowakei

Large reinforced concrete road bridges in Czechoslovakia

DÉPARTEMENT DES PONTS DU MINISTÈRE DE LA TECHNIQUE

Prague

Le pont-route sur la rivière Vltava à Podolsko (fig. 1 et 2)

Le nouveau pont-route national sur la rivière Vltava à Podolsko, remplaçant le vieux pont suspendu de $87^{m}15$ d'ouverture d'une largeur et d'une capacité portante insuffisantes situé $0^{m}43$ au-dessus du niveau des grandes eaux, conduit la route nationale de Písek à Tábor 56 $^{m}45$ au-dessus du niveau normal de l'eau. Les parties dangereuses de la route nationale, conduisant au vieux pont suspendu, furent ainsi éliminées; la communication des rives fut raccourcie de 2 147 mètres.

Le projet général fut élaboré en 1935 par le Département de Ponts du Ministère des Travaux Publics à Prague (conseiller ministériel Ing. Dr. V. Janák et conseiller supérieur Ing. A. Brebera). Le projet détaillé fut élaboré par l'Ing. Dr. J. Blažek, ingénieur civil à Prague.

Le nouveau pont est horizontal et a 9 travées; la travée principale, au-dessus de la rivière, a une ouverture de 150 mètres et les petites travées latérales, au nombre de 8 (6 sur la rive droite et 2 sur la rive gauche), ont chacune une ouverture de $35^{m}65$.

Le pont d'une largeur de $8^{m}50$ comporte une chaussée de $6^{m}50$ et deux trottoirs de $1^{m}00$.

Pour chacune des travées, la superstructure est constituée par des voûtes à plein cintre; la grande voûte est encastrée, les petites voûtes sont à deux articulations.

Le tablier repose sur des voiles prenant appui sur les voûtes. Pour éviter des voiles trop élevés dans la travée principale on a prévu deux voûtes secondaires d'une portée identique à celle des travées latérales et également munies d'articulations aux naissances.

La largeur de la grande voûte dans la travée principale est de $7^{m}50$ à

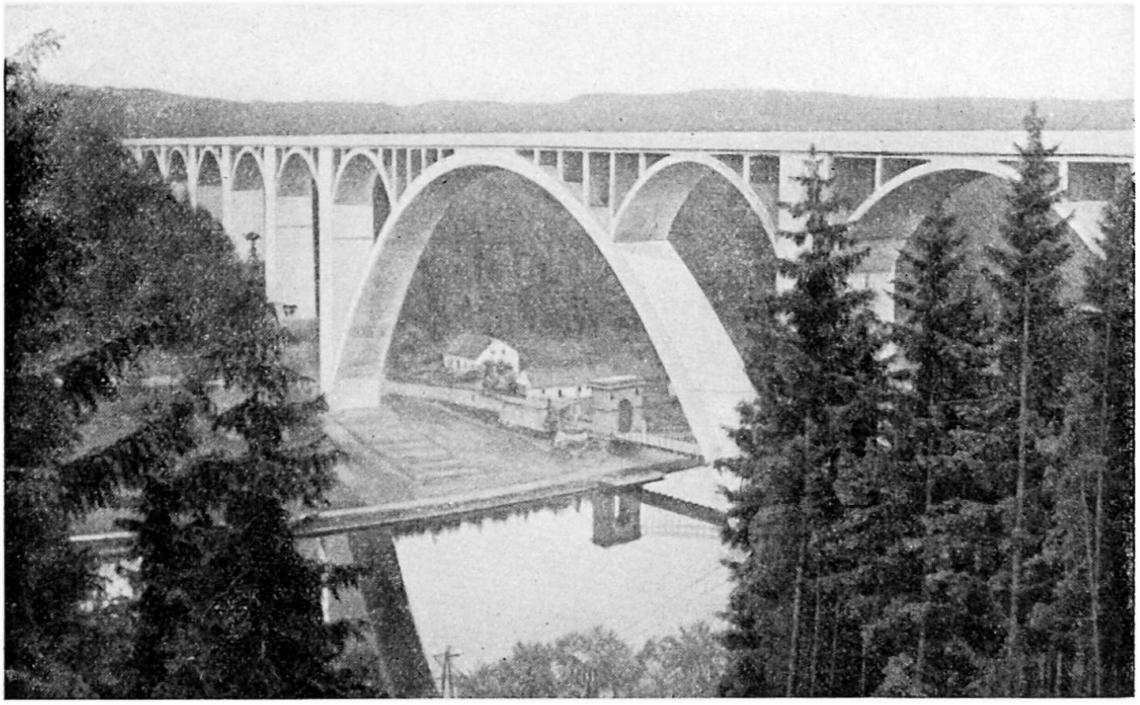


Fig. 1. Pont-route sur la rivière Vltava, à Podolsko.

la clé et de 9^{m}50 aux naissances. La largeur des petites voûtes dans les travées latérales et principale est constante et égale à 7^{m}50.

La flèche de l'arc principal mesure 41^{m}80; la flèche des arcs dans les travées latérales mesure 9^{m}885. Le surbaissement des diverses travées est du même ordre de grandeur.

La fibre moyenne de la grande voûte est composée de trois segments de parabole du troisième degré qui se raccordent; forme, qui s'approche de la courbe de pressions pour le poids mort. La fibre moyenne des voûtes dans les travées latérales et celle des voûtes secondaires dans la travée principale est formée par des arcs de cercle.

L'épaisseur des voûtes est constante et égale à 2 mètres pour la voûte principale et à 0^{m}75 pour les voûtes secondaires.

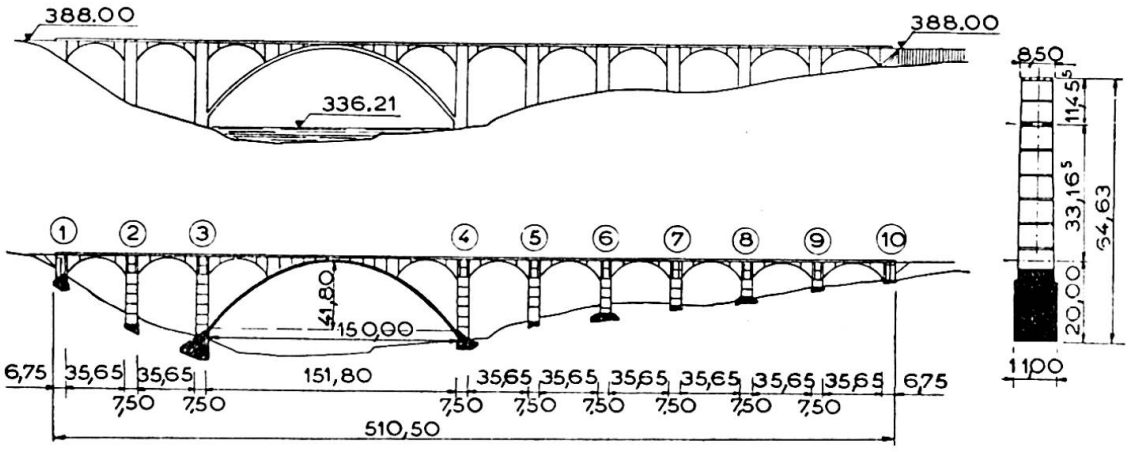


Fig. 2. Elévation du nouveau pont-route sur la Vltava.

La voûte principale et les voûtes dans les travées latérales sont armées par l'acier « Roxor » de haute résistance. Le pourcentage de l'armature de la voûte principale est de 0,95 %. Les voûtes secondaires sont armées par des barres rondes de 37 kg/mm² de résistance à la traction; l'armature ne dépasse pas 1 %.

Les piles de $7^{m}40$ de largeur sont creuses et renforcées par des cadres horizontaux.

Le calcul statique fut établi pour une surcharge mobile de 24 tonnes et pour une charge uniformément répartie de 500 kg/m².

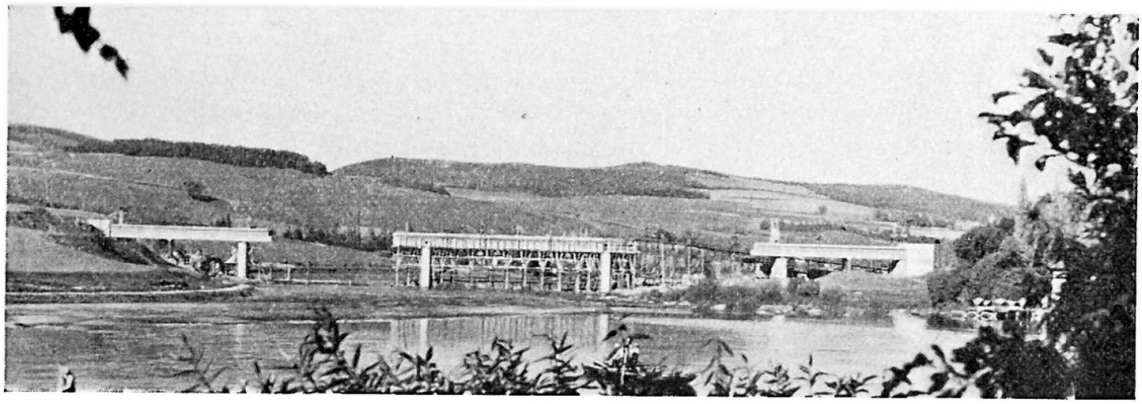
La résistance à la compression du béton utilisé pour la voûte principale après 10 mois de durcissement variait entre 342 kg/cm² et 434 kg/cm².

La résistance moyenne à la traction dans les éprouvettes fléchies fut de 41,7 kg/cm².

Le module d'élasticité du béton varie de 202 000 kg/cm² à 317 000 kg/cm².

Le pont fut construit en 1938-1942 par l'ingénieur B. Hlava, l'Entreprise du Bâtiment à Prague. Pour les armatures on utilisa 1 200 tonnes d'acier Roxor à haute résistance et d'acier doux de 37 kg/mm², 6 920 tonnes de ciment Portland, 6 300 m³ de bois et 20 900 m³ de béton.

Pont-route sur la rivière Vltava près de Vestec



Le pont a 5 travées ($34^{m}50 + 3 \times 50$ m $+ 34^{m}50$).

La superstructure en béton armé est formée par quatre dalles continues de $36^{m}85 + 3 \times 52^{m}50 + 36^{m}85$ de portée avec deux articulations dans la 2e et la 4e travée. Ce type de construction fut choisi parce qu'il s'incorporait le mieux dans une vallée plate.

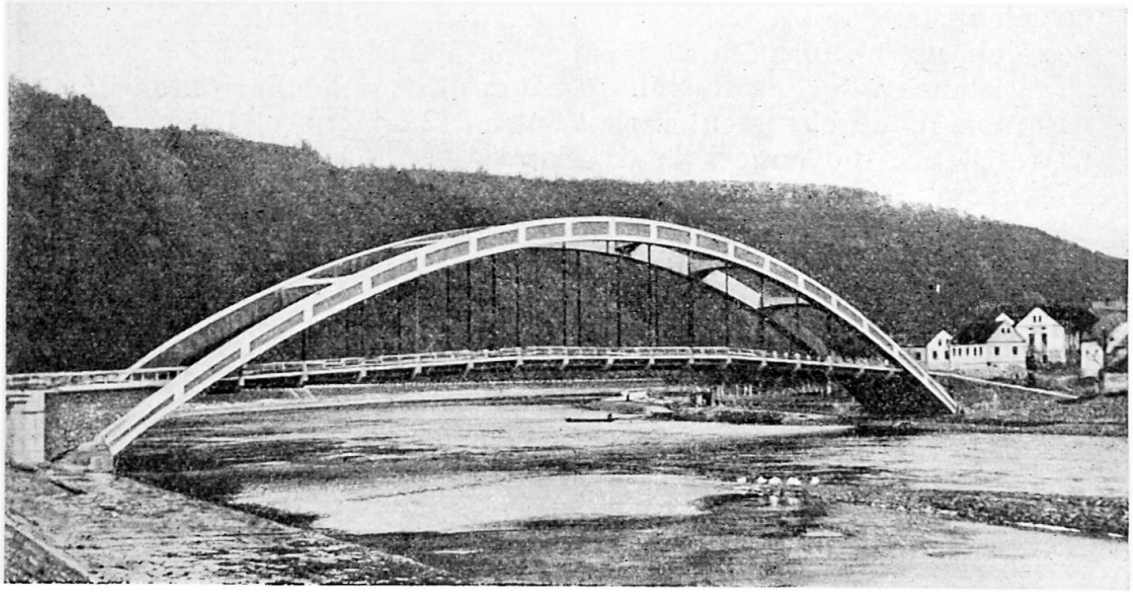
Les dalles ont été réalisées en béton, dosé de 400 kg/cm³ de ciment Portland, dont la résistance moyenne après 28 jours fut 402 kg/cm². Les barres d'acier Roxor soudées avaient une limite élastique de 38 kg/mm², limite de rupture de 50 kg/mm².

La largeur utile du pont est $7^{m}50$ et comporte une chaussée pavée de $5^{m}50$ et deux trottoirs de $1^{m}00$.

Le projet général fut établi par le Département de Ponts du Ministère des Travaux Publics à Prague (Ing. Dr. Václav Janák, conseiller ministériel, et Ing. Antonín Brebera, conseiller supérieur). Le projet détaillé fut livré par l'Ing. Dr. J. Blažek, Atelier d'Etudes à Prague.

Construit en 1936 et 1937 par l'ingénieur B. Stěrba, Entreprise du Bâtiment à Prague.

Pont-route « Dr. Eduard Benes » sur la rivière Vltava à Stechovice (fig. 4 et 5)



Ce pont constitue actuellement le plus grand pont-route national en béton armé du type en arc à tablier suspendu. Il a une travée de 114 mètres de portée; la flèche de son arc est de 18 mètres.

La superstructure est constituée par deux poutres principales en arcs encastrés, avec tablier suspendu dans la partie centrale et appuyée dans la partie d'encastrement. Les poutres en arc sont en caisson et ont une section à la clef de $1^{m}30 \times 2^{m}20$; les dimensions des sections aux naissances sont $2^{m}50 \times 1^{m}30$.

Les suspentes ont une section de 25×25 cm, armée par 7 barres d'acier « Roxor » de 30 mm de diamètre.

La largeur utile du pont est $9^{m}75$, dont $6^{m}00$ pour la chaussée et $1^{m}875$ pour chaque trottoir.

La tension à la compression de l'arc est 58 kg/cm². La résistance à la compression en moyenne s'élève à 430 kg/cm².

Ce pont a survécu à la grande crue du printemps de 1940 sans subir le moindre dégât, bien que le niveau des eaux atteignit une hauteur de $2^{m}00$ au-dessus du pont.

Le projet général fut établi par le Département de Ponts du Ministère des Travaux Publics à Prague. Le projet détaillé fut élaboré par Ing. D. J. Blažek, Atelier d'Etudes à Prague. Les travaux furent exécutés en 1937-1939 par l'Entreprise des Bâtiments, Ing. F. Kindl et Cie à Prague.

Pont-route sur la rivière Ohre à Loket (fig. 6 et 7)

La superstructure en béton armé de ce pont à 3 travées ($14^{m}00 + 60^{m}00 + 14^{m}00$), constituée par des voûtes pleines encastrées avec tympans

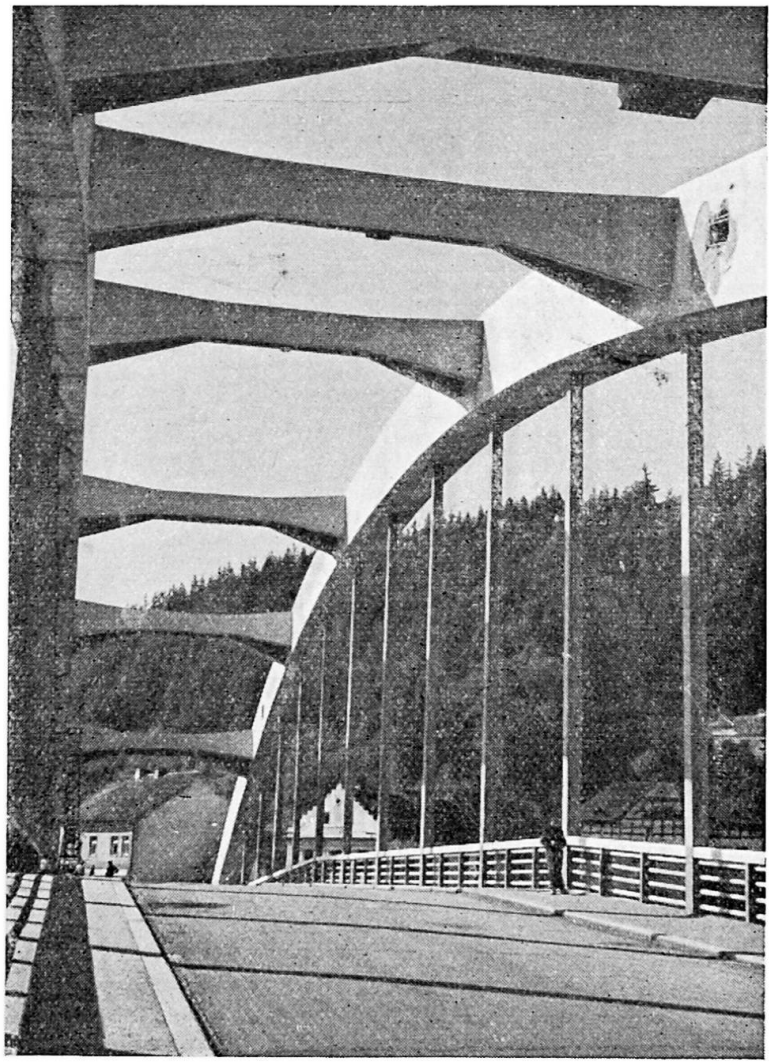


Fig. 5. Vue d'enfilade du pont-route « Dr. Eduard Benes ».

en béton armé, fut choisie en harmonie avec le caractère moyenâgeux du château Loket.

Largeur utile : $1^{m}95 + 6^{m}00 + 1^{m}95 = 9^{m}90$.

Le projet général fut établi par le Département de Ponts du Ministère des Travaux Publics à Prague (Ing. Dr. Václav Janák, conseiller ministériel). Le projet détaillé fut élaboré par le Département de Ponts de l'Administra-

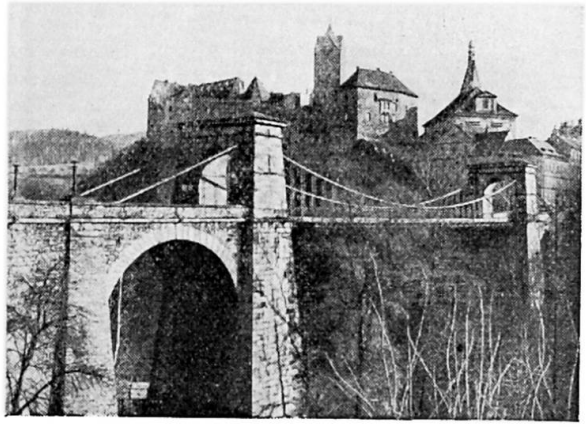


Fig. 6. Le vieux pont-route suspendu sur la rivière Ohre, à Loket.

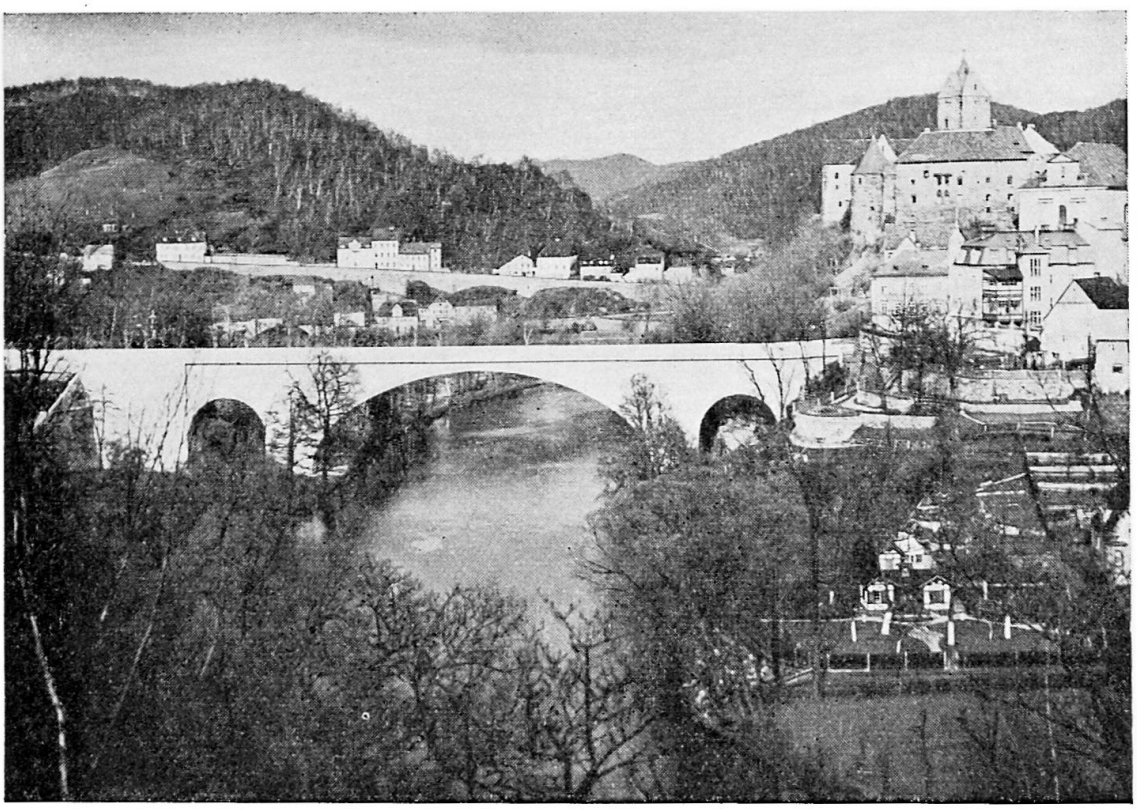


Fig. 7. Nouveau pont-route national sur la rivière Ohre, à Loket.

tion des Travaux Publics en Bohême. Le pont fut construit en 1934-1936 par Ing. Jakub Domanský, ingénieur civil à Prague.

Pont-route sur la vallée de Smejkalka à Senohraby
de l'autoroute Praha-l'Est (fig. 8, 9 et 10)

La superstructure de la travée centrale de 120 mètres de portée est formée par deux poutres en arc de 25^{m}54 de flèche. L'épaisseur des arcs est de 1^{m}20 à la clef et de 1^{m}84 aux naissances; l'épaisseur des poutres rai-

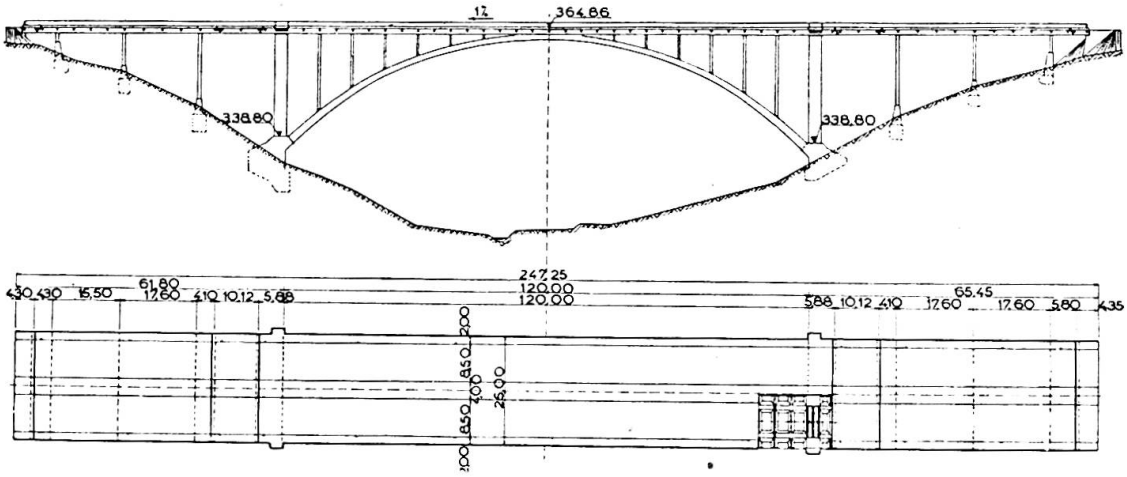


Fig. 8.

Fig. 9. Pont-route sur la vallée Smejkalka, à Senohraby, en cours de construction.

dissantes est de 1^m75. La sollicitation des arcs est 60 %, celle des poutres raidissantes 40 %. La sécurité des arcs contre le flambement s'élève à 6,88. Les cadres continus constituent les viaducs; sur la rive gauche avec une longueur de 58^m95 et sur la rive droite avec une longueur de 66^m38. La hauteur de la chaussée sur le pont au-dessus de la vallée est de 46 mètres.

La largeur utile du pont est 24^m50.

La longueur totale du pont est de 248^m75.

La résistance du béton à la compression fut en moyenne de 320 kg/cm².

La tension à la compression des arcs ne surpasse pas 73 kg/cm².

Les matériaux utilisés sont : 10 000 m³ de béton; 700 tonnes d'acier; 4 800 tonnes de ciment Portland; 3 000 m³ de bois.

Le projet général fut établi par le Département de Ponts de l'Autoroute Praha-l'Est à Prague. Le projet détaillé fut livré par l'Entreprise et Atelier d'Etudes Ing. Dr. Skorkovský à Prague. Le pont fut construit en 1939-1946 par l'Entreprise du Bâtiment Ing. Dr. Skorkovský, Prague.

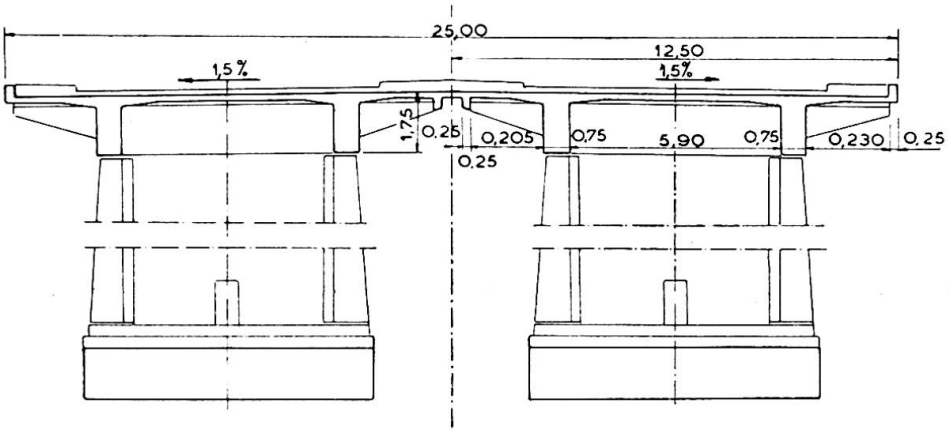


Fig. 10. Section transversale du pont-route à Senohraby.

Résumé

Description des ponts-routes en béton armé sur la Vltava à Podolsko, sur la Vltava près Vestec, sur la Vltava à Štěchovice, sur la Ohře à Loket, sur la vallée de Šmejkalka à Senohraby.

Zusammenfassung

Beschreibung der Strassenbrücken in Eisenbeton über die Vltava in Podolsko, über die Vltava bei Vestec, über die Vltava in Štěchovice, über die Ohře in Loket, über das Tal von Šmejkalka in Senohraby.

Summary

Description of reinforced concrete road bridges over the Vltava at Podolsko, over the Vltava near Vestec, over the Vltava at Štěchovice, over the Ohře at Loket, over the Šmejkalka valley at Senohraby.

IId7

Ponts de grande portée en béton précontraint réalisés en Belgique

Brücken mit grosser Spannweite in vorgespannten Beton in Belgien

Large span bridges of pre-stressed concrete in Belgium

A. PADUART
Ingénieur A. I. Br.
Agrégé de l'Enseignement Supérieur
Directeur technique de la Société d'Etudes et de Travaux
Bruxelles

Deux ouvrages de grande portée en béton précontraint ont été réalisés récemment en Belgique, l'un à caractère expérimental, l'autre à caractère définitif, par la Setra, suivant une technique nouvelle inventée par l'ingénieur C. Wets. Il s'agit de poutres en arc à tirant rectiligne en prétraction dont la forme longitudinale est représentée à la figure 1. Cette forme se caractérise par le fait qu'elle permet de réaliser, en toute section, l'excentricité optima du tirant rectiligne par rapport à la fibre moyenne de la poutre.

L'utilisation d'un tirant rectiligne présente plusieurs avantages et apporte une simplification importante dans la technique du béton précontraint : elle permet d'utiliser des barres de gros diamètre, ce qui facilite la mise en tension; elle supprime les nombreux guidages qui sont nécessaires lorsque l'on utilise des câbles curvilignes; elle supprime le frottement sur le tirant pendant sa mise en tension; elle évite enfin les tensions secondaires du tirant. En un mot, cette technique nouvelle conduit simultanément à une amélioration de la qualité d'exécution et à une économie substantielle d'acier et de béton.

Ainsi que l'on peut s'en rendre compte par la figure 1 et les photographies insérées dans le texte, l'extrados et l'intrados de la poutre sont parallèles et la contreflèche, qui est en général comprise entre 1/60 et 1/90 de la portée, donne à l'ensemble des ouvrages un aspect d'extrême légèreté.

La précontrainte de ces poutres a été réalisée au moyen de tirants de 40 mm de diamètre en acier spécial traité thermiquement. Cet acier contient 0,4 à 0,5 % de carbone et 2 % de manganèse; il présente une résistance à la rupture par traction de 115 kg/mm², une limite élastique Afnor de 95 kg/mm² et une limite de fluage de 75 kg/mm². Comme la tension de service de cet acier ne dépasse jamais 70 kg/mm², on remarque

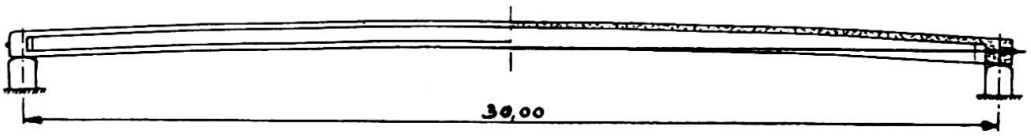


Fig. 1.

donc que la déformation différée des barres par fluage est rigoureusement nulle ce qui n'est pas le cas pour la plupart des aciers tréfilés au carbone qui fluent souvent déjà sous la moitié de leur tension de service.

Les tirants sont composés de barres de 5 mètres de longueur réunies entre elles au moyen de manchons d'accouplement filetés. Les extrémités des barres sont refoulées au préalable afin d'éviter un déforcement local des tirants. Il a été constaté au cours de nombreux essais de traction à outrance que la rupture des tirants se produit toujours en dehors de la zone d'accouplement. Les extrémités des tirants sont également refoulées, filetées et ancrées au moyen d'un écrou prenant appui contre un sabot métallique de répartition noyé dans les abouts de la poutre. Les tirants sont libres sur toute la longueur de la poutre et traversent les extrémités de celle-ci dans des gaines ménagées lors du bétonnage.

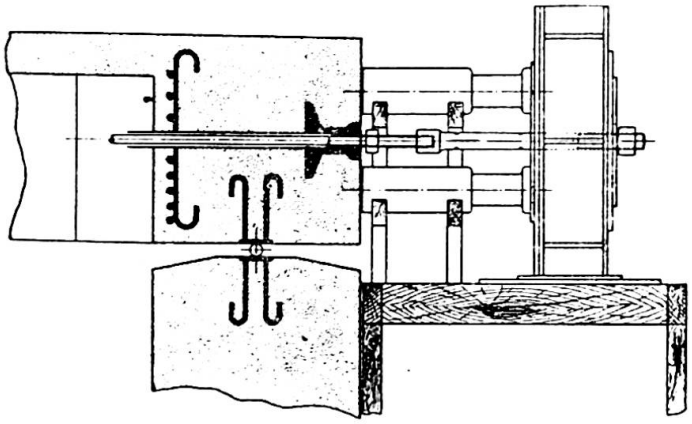


Fig. 2.

La mise en tension se fait au moyen de deux vérins hydrauliques de 50 tonnes branchés sur la même pompe d'alimentation et placés de part et d'autre de la barre de traction, qui se visse sur une des extrémités des tirants, ainsi que le montre la figure 2.

Les poutres que nous décrivons ci-dessous ont été bétonnées avec le mélange suivant :

560 l de pierrailles de porphyre 20/40;
356 l de pierrailles reconcassées de 5/20;
213 l de grenailles 2/5;
206 l de sable du Rhin 0/2;
450 kg de ciment P. A. H. R.

La mise en place et le serrage du béton furent réalisés par vibration, ce qui permit d'utiliser une consistance sèche. Le bétonnage, au moyen d'une telle consistance, était facilité par le fait que la partie courante des poutres ne *renfermait aucune armature ni aucune gaine.*

La résistance moyenne du béton à la compression sur cubes de 20 cm de côté trouvée à trois mois d'âge était voisine de 600 kg/cm² et la tension admissible était limitée à 120 kg/cm².

Tous les essais sur bétons furent effectués par M. Dutron, directeur du Laboratoire de Recherches et de Contrôle du Groupement Professionnel des Fabricants de Ciment Portland Artificiel de Belgique.

La construction des deux poutres dont nous donnons la description

ci-après fut commandée par le Service des Canaux Houillers, sous la direction de M. H. Santilman, ingénieur en chef des Ponts et Chaussées.

La poutre expérimentale, bétonnée le 27 novembre 1945 et essayée au début de 1946, a une portée de 30 mètres et sa section transversale est représentée à la figure 3. Sa hauteur n'est que de 80 cm soit le 1/37,5 de la portée et elle a été calculée pour pouvoir porter une charge de service de 400 kg/m². Elle est précontrainte par quatre tirants de 40 mm ∅. Plusieurs moyens de contrôle, très différents l'un de l'autre, furent utilisés pour déterminer la tension appliquée aux tirants et donnèrent des résultats très concordants. Ces moyens de contrôle ont comporté des lectures au manomètre de la pompe d'alimentation, des mesures de la course des vérins, des mesures de l'allongement de la barre de traction et des mesures de dilatation des tirants à l'aide de comparateurs et de « strain gages ».

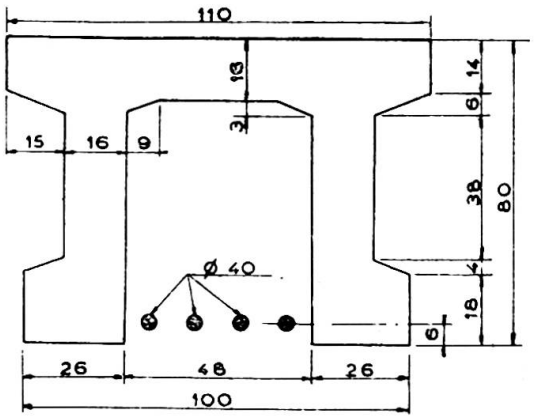


Fig. 3.

Après achèvement, l'on procéda sous le contrôle de M. le professeur Baes à divers essais de chargement de la poutre, d'abord jusqu'à la charge de service, ensuite jusqu'à l'apparition des premières fissures. La flèche mesurée sous la charge de service était de 31,5 mm ou 29,5 mm selon que les tirants étaient laissés libres sur toute leur longueur ou qu'ils étaient contraints de participer à la déformation verticale de la poutre par leur solidarisation en quatre points intermédiaires. Le module d'élasticité moyen que l'on trouve par la confrontation des flèches mesurées et calculées est de l'ordre de 520 t/cm², valeur qui confirme les résultats des essais sur prismes faits en laboratoires.

Les premières fissures apparurent au moment où la charge appliquée à la poutre atteignait 965 kg/m² soit 2,41 fois la charge de service. La flèche totale valait à ce moment 108 mm et après un quart d'heure elle avait atteint 122 mm, les fissures s'ouvrant légèrement sous charge constante.

Lors du déchargement, les fissures se refermèrent progressivement et

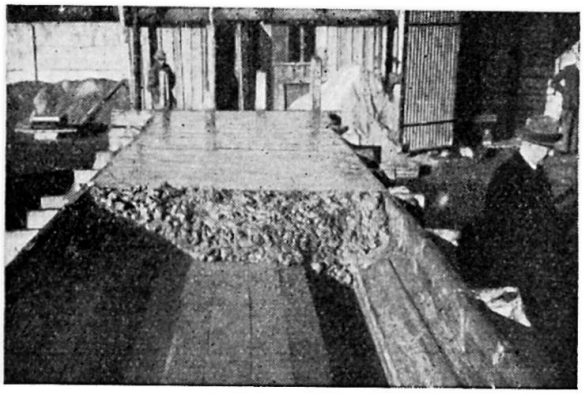
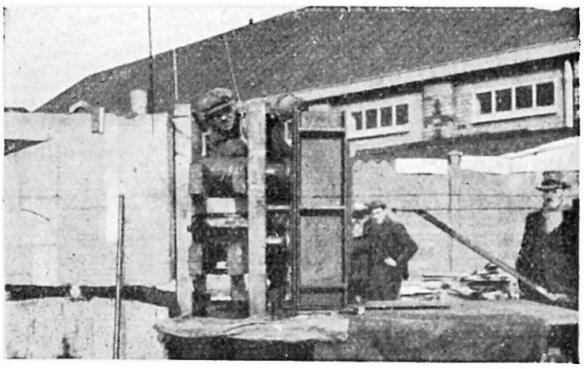


Fig. 4. Poutre expérimentale de 30 mètres de portée en cours de bétonnage.

Fig. 5. Mise en tension des tirants de la poutre expérimentale de 30 mètres de portée.



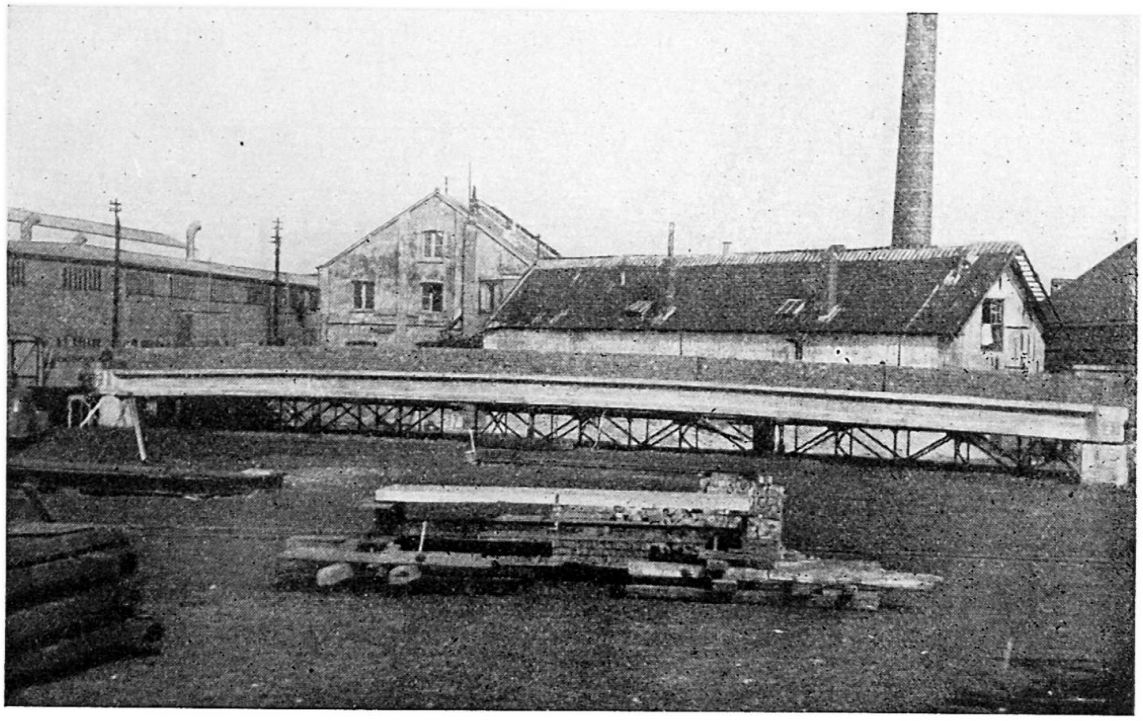


Fig. 6. Vue de la poutre chargée au double de sa charge de service.

elles avaient complètement disparu avant que la surcharge fût ramenée à sa valeur normale de 400 kg/m².

Les variations de tensions dans le béton et dans les tirants relevées au cours des essais concordent avec les données du calcul et permettent une nouvelle vérification du module d'élasticité du béton.

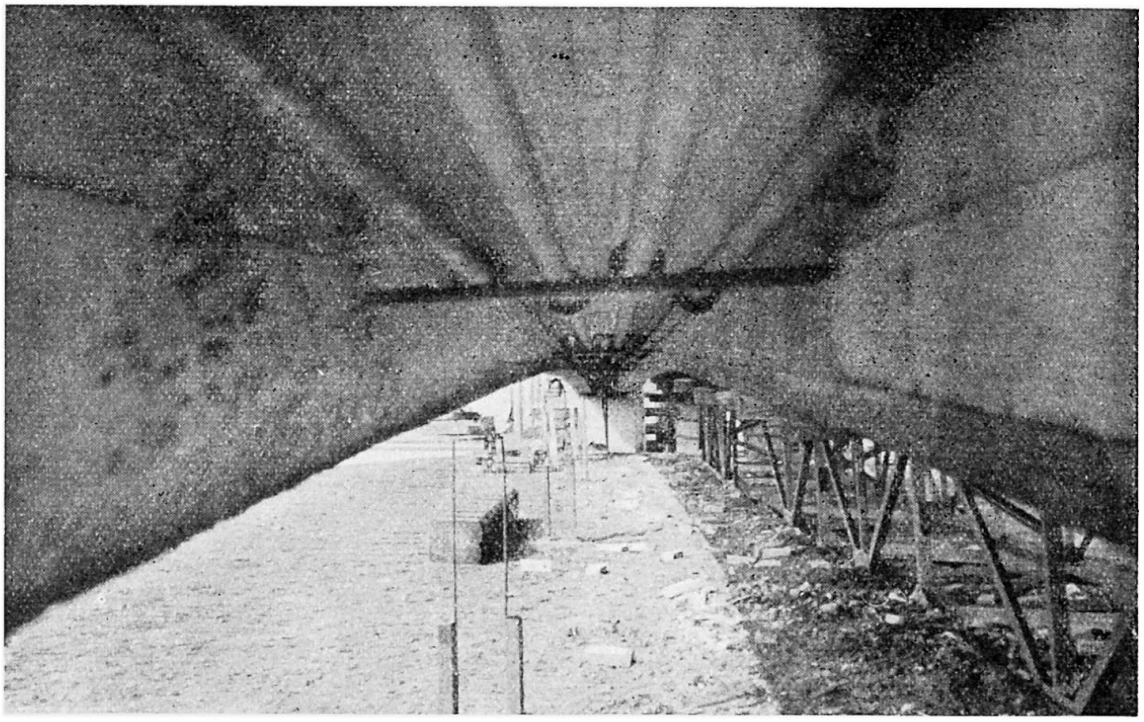


Fig. 7. Vue de la poutre par en dessous montrant les tirants métalliques.

Une série d'essais dynamiques fut ensuite effectuée par MM. les professeurs Van den Dungen et Van Eepoel. Ces essais permirent de déterminer la fréquence de la vibration propre qui fut égale à 139 oscillations par minute pour la poutre non chargée et à 101 oscillations lorsque la poutre portait la charge de service; l'on enregistra également un coefficient d'amortissement de 0,007. Il fut en outre procédé à la mesure d'effets d'impact produits par des charges roulantes constituées soit par un chariot de 7 850 kg passant à des vitesses comprises entre 1 et 2 m/sec soit par un chariot de 310 kg lancé à des

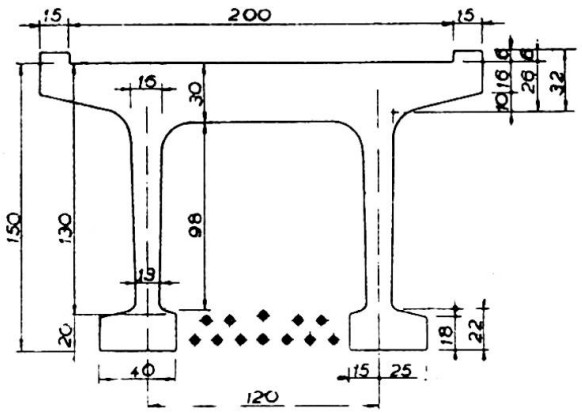
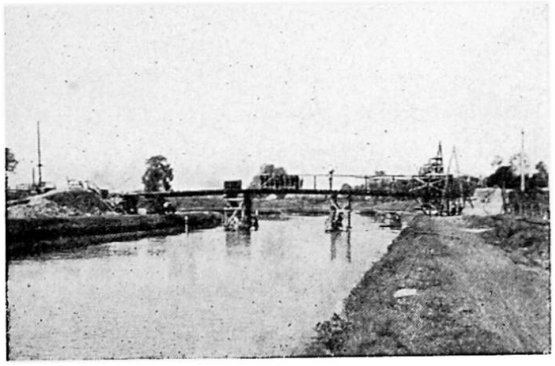


Fig. 8.



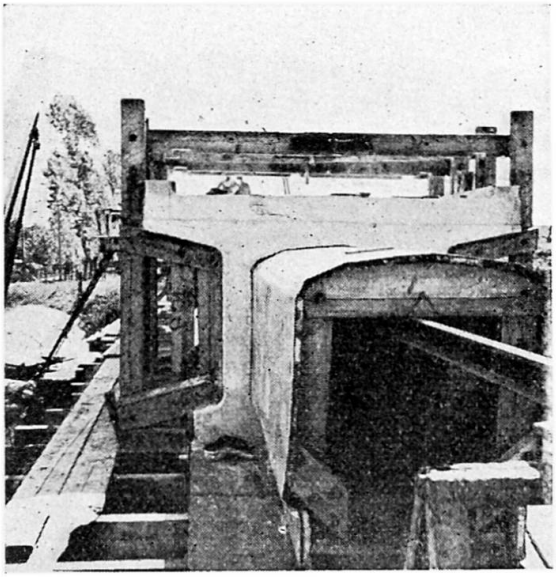
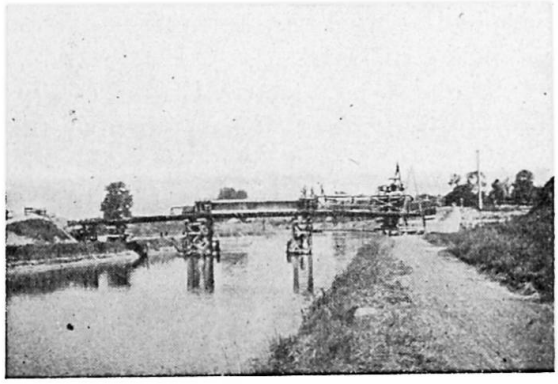
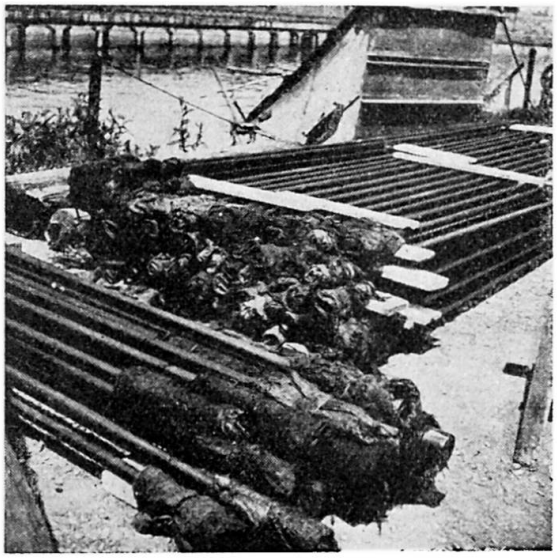


Fig. 9 à **12.** Divers stades de bétonnage de la passerelle de Malheyde.





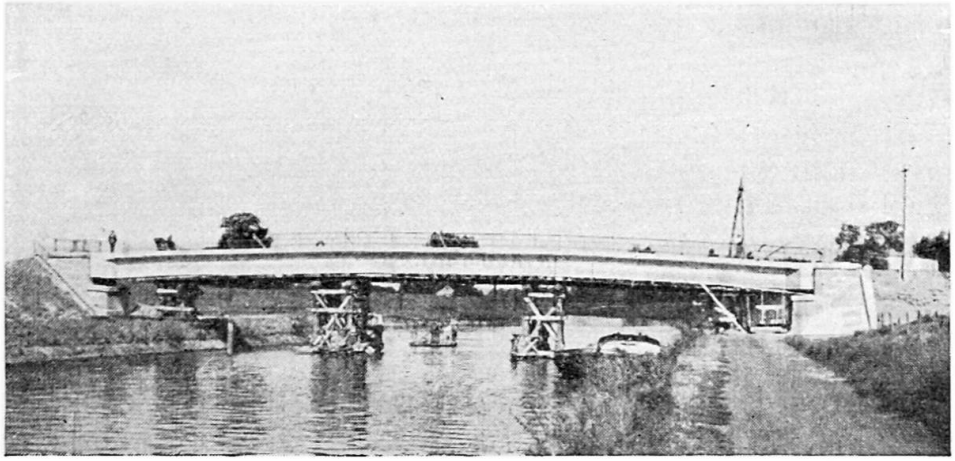


Fig. 13. Vue de la passerelle de Malheyde après bétonnage.

vitesses atteignant 8,50 m/sec et des renseignements intéressants purent en être déduits au sujet des majorations dynamiques à introduire dans les calculs.

*
* *

La deuxième poutre fut réalisée à la lumière des enseignements donnés par les essais de la poutre expérimentale. Elle constitue une passerelle de $44^{m}50$ de portée et de 2 mètres de largeur utile franchissant le canal de Bruxelles à Charleroi près de Malheyde. Ainsi que le montre la figure 8 la hauteur sous chaussée est égale à $1^{m}50$.

La poutre fut bétonnée au début de l'été 1947 sur cintre en place, au moyen de deux moules métalliques de $2^{m}10$ de longueur que l'on ripa vers les appuis au fur et à mesure de l'avancement du bétonnage. La précontrainte du béton est réalisée à l'aide de 12 tirants de 40 mm. Ceux-ci sont guidés transversalement par quatre entretoises en béton solidaires de la poutre. Les tirants sont protégés contre l'oxydation par un enrobage de bandes passivantes Denso.

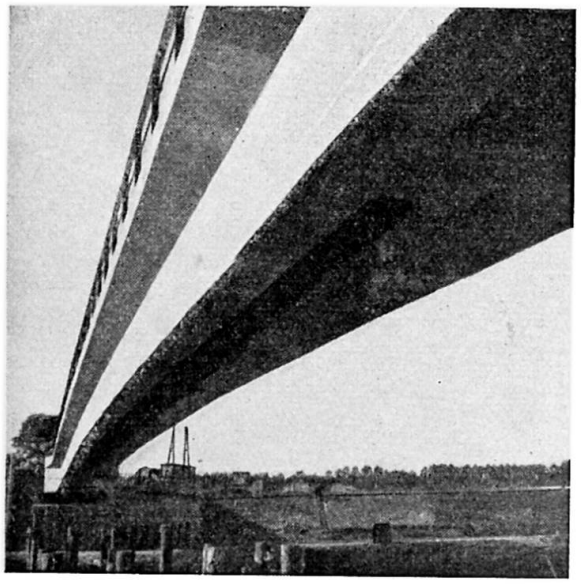


Fig. 14. Passerelle de Malheyde.

Le décintrement de la poutre eut lieu le 5 septembre 1947 et il fut aussitôt procédé aux essais statiques de la passerelle. La flèche mesurée sous la charge de service fut de 32 mm, ce qui correspond à un module d'élasticité moyen du béton de 450 t/cm². Vingt-quatre heures après le déchargement, la passerelle avait exactement repris sa position initiale.

Ces deux réalisations et les essais qui les ont accompagnées ont mis en évidence la bonne concordance entre les prévisions théoriques et les constatations expérimentales, et ont montré que le béton précontraint obéit parfaitement aux théories de la résistance des matériaux. Elles ont également

permis de mettre au point une technique nouvelle qui, ainsi que le montrent les illustrations, conduit à des ouvrages, non seulement économiques, mais aussi très satisfaisants au point de vue de l'esthétique.

Résumé

Les poutres en arc à tirant rectiligne en prétraction ont la forme d'un arc extrêmement surbaissé, dont la flèche est généralement comprise entre 1/60 et 1/90 de la portée. Ces poutres sont précontraintes au moyen d'un tirant rectiligne qui occupe, en chaque section transversale, la position la plus favorable. Dans les applications qui sont décrites, le tirant est réalisé au moyen de barres de 40 mm ∅ en acier spécial traité thermiquement. Cette technique présente, par rapport aux autres procédés, de grands avantages tant au point de vue de la sécurité qu'à celui de l'économie.

Une poutre expérimentale de 30 mètres de portée a été exécutée à la demande du Service des Canaux Houillers. La hauteur de cette poutre est de $0^{m}80$ et la flèche de l'arc est égale à 34 cm. Elle est calculée pour une charge de service de 400 kg/m² et est précontrainte par quatre tirants de 40 mm ∅. La poutre a été bétonnée en un jour. Le béton, vibré, a donné à trois mois d'âge une résistance dépassant 600 kg/cm². Les tirants ont été mis en tension au moyen de vérins hydrauliques, et différents procédés de mesure des efforts ont été employés simultanément. Au cours des essais statiques la déformation sous la charge de service fut de l'ordre de 30 mm dans la section médiane. Les premières fissures apparurent sous une charge valant 2,41 fois la charge de service; ces fissures se refermèrent dès le début du déchargement de la poutre. Des essais dynamiques ont également été effectués afin de déterminer la fréquence de la vibration propre de la poutre et l'effet d'impact d'une charge roulant sur celle-ci.

Une seconde poutre fut réalisée selon le même procédé sur le canal de Bruxelles-Charleroi, près de Malheyde. Cette poutre constitue une passerelle de $44^{m}50$ de portée et de 2 m de largeur utile. Le bétonnage a été effectué par claveaux d'environ 2 m de longueur, coulés en place. La précontrainte est réalisée au moyen de douze tirants de 40 mm ∅. Les essais de chargement statiques de la passerelle ont donné entière satisfaction et ont permis de déduire une valeur moyenne du module d'élasticité du béton égale à 450 t/cm².

Zusammenfassung

Die vorgespannten gewölbten Balkenträger mit geradlinigem Zugband haben die Gestalt eines Bogens mit sehr kleinem Pfeilverhältnis (im allgemeinen 1/60 - 1/90 der Spannweite). Diese Balken werden mittelst eines geradlinigen Zugbandes vorgespannt, das in jedem Querschnitt die günstigste Lage inne hat. In den beschriebenen Anwendungen besteht das Zugband aus Rundeisen von 40 mm Durchmesser aus thermisch behandeltem Sonderstahl. Diese Technik bietet im Vergleich zu anderen Verfahren grosse Vorzüge in wirtschaftlicher Hinsicht, wie auch in bezug auf die Sicherheit. Ein Probebalken von 30 m Spannweite wurde auf Veranlassung des Services des Canaux Houillers ausgeführt. Die Balkenhöhe

beträgt 0,80 m und der Bogenpfeil 34 cm. Er ist für eine Gebrauchslast von 400 kg/m² gerechnet und mittelst 4 Zugbänder von 40 mm Durchmesser vorgespannt. Der Balken wurde in einem Tage betoniert. Der Beton wurde vibriert und erreichte nach 3 Monaten eine Festigkeit von über 600 kg/cm². Die Zugbänder wurden mittelst hydraulischer Winden vorgespannt und verschiedene Messverfahren für die Spannungen wurden gleichzeitig angewandt. Bei den statischen Versuchen betrug die Formänderung unter Gebrauchslast ca. 30 mm im mittleren Querschnitt. Die ersten Risse erschienen unter einer 2,41 fachen Last; diese Risse schlossen sich wieder, sobald der Balken entlastet wurde. Es wurden ebenfalls dynamische Versuche unternommen, welche Aufschluss geben sollten über die Eigenschwingung des Balkens und über die Stosswirkung einer beweglichen Last.

Ein zweiter Balken wurde im gleichen Verfahren über den Canal de Bruxelles-Charleroi erstellt und dient als Fussgängersteig von 44ᵐ50 Spannweite mit einer nutzbaren Breite von 2 m. Die Betonierung wurde in Lamellen von ca. 2 m Länge vorgenommen. Die Vorspannung wird mittelst 12 Zugstangen von 40 mm Durchmesser eingeführt. Die statischen Belastungsproben des Fussgängersteges haben voll befriedigt und ergaben einen mittleren Elastizitätsmodul für den Beton von 450 t/cm².

Summary

The pre-stressed arched beams with a straight tie rod have the shape of an arch with a very low rise-span ratio (usually 1/60 to 1/90). These beams are pre-stressed by means of a straight tie rod, which in each cross section has the most advantageous position. In the cases described the tie rod consists of reinforcement bars of 40 mm diameter, made of special heat treated steel. In comparison to other processes, this technique has great advantages from an economic standpoint, and equally from a safety point of view. A test beam 30 m in length was prepared on instructions from the Service des Canaux Houillers (Coalfield Canals). The depth of the beam is 0ᵐ80 and the rise of the arch 34 cm. It is calculated for a working load of 400 kg/m² and is pre-stressed by means of 4 tie rods of 40 mm diameter. The beam was concreted in one day. The concrete was vibrated and after 3 months reached a strength of over 600 kg/cm². The tie rods were pre-stressed by means of hydraulic jacks whilst various recordings were made for the stresses. In the static trials the alteration of shape under a working load amounted to about 30 mm in the middle cross section. The first cracks appeared under a 2,41 fold load; they closed again when the load was removed. Dynamic tests were also made to elucidate oscillation of the beam and the effect of thrust from a moveable load.

A second beam over the Brussels-Charleroi canal was made on the same process and forms a footbridge having a span of 44ᵐ50 and an effective width of 2 m. Concreting was done in slabs 2 m long. The prestressing is done by means of 12 tie rods having a diameter of 40 mm. The static load tests of the footbridge were eminently satisfactory and showed an average modulus of elasticity of the concrete of 450 t/cm².

IId8

Les applications du béton précontraint en Belgique

Die Anwendungen des vorgespannten Betons in Belgien

The use of pre-stressed concrete in Belgium

G. MAGNEL
Professeur à l'Université de Gand
Membre de l'Académie Royale de Belgique

Peu de problèmes techniques éveillent en ce moment autant l'attention des ingénieurs du Génie Civil que celui du Béton Précontraint. L'idée de la précontrainte est aussi vieille que celle du béton armé, mais les ingénieurs ne sont arrivés à des résultats pratiques dans ce domaine que depuis que M. Freyssinet a montré qu'il n'y a pas de précontrainte permanente sans l'emploi d'aciers à très haute limite élastique, tendus à des tensions de l'ordre de 70 à 90 kg/mm². La raison en est que les pertes de précontrainte dues au fluage du béton et de l'acier et celles dues au retrait du béton font perdre une partie de l'effort initial, ce qui a d'autant plus d'importance relative que la tension de l'acier est plus basse.

C'est donc à M. Freyssinet que revient l'honneur d'avoir pu faire les premiers travaux pratiques en béton précontraint; il a d'ailleurs imaginé pour cela un outillage qui est d'usage général en France.

En Belgique, nous appliquons les idées de principe de M. Freyssinet, mais nous utilisons un outillage tout différent créé au cours de l'occupation de notre pays. Nous nous servons de ce qu'on appelle maintenant assez généralement le « câble sandwich » dont voici une courte description.

Les fils, de 5 ou 7 mm, sont classés dans le câble par couches de 4 et sont tenus à distance de 5 mm des voisins, grâce à des séparateurs. Aux extrémités, le câble est saisi dans des ancrages métalliques : deux couches de quatre fils chacune sont fixées à une « plaque sandwich » avec quatre clavettes fixant chacune deux fils dans des rainures en forme de trapèze prévues à cet effet, à raison de deux par face principale de la plaque.

La précontrainte se fait par un petit appareil fort léger tirant sur deux fils à la fois; dès que deux fils sont tendus, on les fixe à l'aide de la clavette correspondante.

On utilise à chaque extrémité du câble autant de plaques sandwich

superposées qu'il y a de fois huit fils dans le câble. Ces plaques sont tirées par les fils contre le béton de la poutre, mais entre elles et le béton on interpose une plaque de répartition destinée à régler la pression locale sur le béton.

Plaques sandwich, clavettes et plaques de répartition sont faites en grande série en acier coulé sans aucun usinage, et cela aussi bien pour des fils de 5 mm que pour les fils de 7 mm. L'emploi de fils de 7 mm est très économique pour les grandes poutres, car d'une part cela réduit la place occupée par les câbles et d'autre part la mise en tension d'un fil de 7 mm et sa fixation ne coûtent pas beaucoup plus que pour un fil de 5 mm.

Pour éviter que le béton ne s'introduise dans le câble, il y a deux procédés : ou bien on entoure le câble d'une gaîne étanche en tôle mince et on bétonne autour de la gaîne; ou bien on laisse un trou dans le béton et on enfile le câble après durcissement.

Dans les deux cas, pour protéger le câble contre la rouille et établir une adhérence entre les fils et le béton, nous injectons de la pâte de ciment sous pression dans les vides autour des fils.

Il n'entre pas dans notre intention de comparer ici l'outillage de M. Freyssinet avec celui que nous venons de décrire. Rien n'est définitif en béton précontraint, car cette technique est trop jeune. Disons simplement que le câble sandwich a été soumis d'abord minutieusement à des essais de laboratoire, puis à des essais de chantier et qu'il présente toute sécurité. C'est grâce à lui que les entrepreneurs belges ont pu réaliser bon nombre d'ouvrages en béton précontraint, dont certains de très grande importance.

Ce sont ces travaux que nous nous proposons de décrire brièvement dans le présent mémoire, en les classant non pas chronologiquement, mais par types de construction.

Ponts et passerelles

A. Pont de chemin de fer

La Belgique est le premier pays où on a construit un pont de chemin de fer en béton précontraint. Il s'agissait d'un pont biais à six voies parallèles; on nous a autorisés à le construire sous forme de six dalles indépendantes, chacune pour une voie; les dalles ont 20 mètres de portée. Certaines de ces dalles ont été faites en béton armé ordinaire, en admettant une tension de sécurité de 70 kg/cm² pour le béton; d'autres ont été faites en béton précontraint avec 150 kg/cm².

Voici un tableau qui donne la comparaison entre ces deux genres de dalles :

	Béton armé ordinaire	Béton précontraint
Epaisseur . . . . m	1,85	1,15
Cube de béton. . . m³	145	85
Acier doux . . . . t	26	0,7
Acier en fil. . . . t	—	5,5
Acier pour ancrages. t	—	2,6
Coût . . . . . fr.	232.000	197.000

Il suffit de consulter ce tableau pour se rendre compte des immenses avantages du béton précontraint, qui, d'autre part, présente une sécurité plus grande, surtout à la fissuration, que le béton armé ordinaire. La grande réduction d'épaisseur (0^m70 sur 1^m85) est également à noter comme étant très importante dans de multiples cas de la pratique courante.

Avant de construire ces tabliers en précontraint, on en a construit une tranche de 0^m65 de largeur, dans le but de l'essayer jusqu'à rupture. D'autre part, une série d'essais accessoires ont été faits sur le béton et l'acier mis en œuvre (essais de fluage, de retrait, de résistance, mesure des modules d'élasticité, etc.). Notre collègue M. Baes, Professeur à l'Université de Bruxelles, publiera un de ces jours un compte rendu détaillé de ces essais. Les conclusions générales qui s'en dégagent sont les suivantes :

1° On est absolument maître du calcul d'ouvrages de ce genre;

2° Les déformations mesurées sont beaucoup mieux en concordance avec celles résultant du calcul, que dans les ouvrages en béton armé ordinaire;

3° La précontrainte se fait très facilement et avec une grande précision;

4° La sécurité vis-à-vis de la fissuration du béton est de l'ordre du double de ce qu'elle est en béton armé ordinaire;

5° La sécurité vis-à-vis des charges de rupture (la poutre d'essai de 20 m s'est rompue par écrasement du béton et non par dépassement de la résistance des fils) est très élevée; la charge à appliquer à la dalle pour provoquer la rupture est de l'ordre de quatre fois la charge de service.

B. Pont-route de Zammel

C'est un petit pont de 13 mètres de portée pour 12 mètres de largeur. Il a été précontraint dans le sens transversal aussi bien que dans le sens longitudinal.

Le béton y travaille à 123 kg/cm², et les fils ont été précontraints à 85 kg/mm².

Les quantités de matériaux utilisés sont les suivantes, comparées à celles qu'il aurait fallu en béton armé ordinaire :

	Béton armé ordinaire	Béton précontraint
Béton . . . . . m³	112,5	92,5
Acier doux . . . . t	18,6	—
Aciers en fil . . . t	—	5,6
Acier pour ancrages et accessoires . . t	—	3,4

C. Pont-route d'Eecloo

C'est un pont de 20 mètres de portée pour une largeur totale de 4^m80. Il est constitué en ordre principal de deux poutres maîtresses de 1^m10 de hauteur au milieu, pour 88 cm de largeur. Dans chaque poutre, il y a huit câbles de 40 fils de 5 mm. Le béton travaille à 141 kg/cm².

D. Passerelles diverses

Plusieurs passerelles pour piétons ont été construites en béton précontraint avec des poutres de 20 à 45 mètres de portée. Les tensions admises dans le béton sont le plus souvent de 120 kg/cm²; les aciers sont tendus à 85 kg/mm².

Planchers et terrasses

A. Petits ouvrages

On a construit en Belgique une série de bâtiments d'importance secondaire, comportant des poutraisons en béton précontraint pour planchers et terrasses. On a employé généralement des poutres en double T non symétriques, précontraintes soit par des câbles situés de part et d'autre de l'âme, soit dans des trous longitudinaux laissés dans l'âme.

Quand il s'agit de terrasses, on profite le plus souvent des pentes qu'on doit donner aux toitures pour faire des poutres non entièrement rectilignes, ce qui permet de prévoir des câbles droits, ne donnant donc aucun frottement lors de la mise en précontrainte.

Les poutres sont en général fabriquées à terre et puis mises en place à l'aide de grues ou de mâts de montage. Les portées réalisées dans ces petits ouvrages sont de l'ordre de 10 à 12 mètres.

Sur les poutres en béton précontraint, on dépose alors des éléments légers en dalles préfabriquées, tant comme couverture extérieure, que comme faux plafond. Dans l'espace d'air compris entre ces deux couches dures, on met de la laine de verre, ou tout autre isolant adéquat.

B. Usine textile à six étages

On a construit à Bruxelles un bâtiment à six étages. Chaque hourdis comporte des poutres principales de 12^{m}33 de portée, réalisées en poutres continues en béton armé ordinaire; ces poutres sont espacées de 12^{m}75; elles sont munies latéralement de consoles tous les 2 mètres sur lesquelles on vient placer des poutres précontraintes fabriquées à terre. Au-dessus de ces dernières poutres, on place des dalles préfabriquées agencées de façon à ce qu'elles travaillent solidairement avec les poutres précontraintes sous l'action des surcharges.

Au moment de la mise en précontrainte, le béton travaille à 140 kg/cm² aux fibres inférieures. Sous surcharge complète, la tension de compression du béton ne dépasse pas 44 kg/cm².

C. Usine textile à Gand couvrant 35 000 m²

Le plus grand travail de bâtiment exécuté dans le monde entier en béton précontraint, est en ce moment en exécution à Gand.

Il s'agit d'une usine textile sans étage couvrant 35 000 m². La poutraison de l'immense terrasse est en béton précontraint, les éléments étant

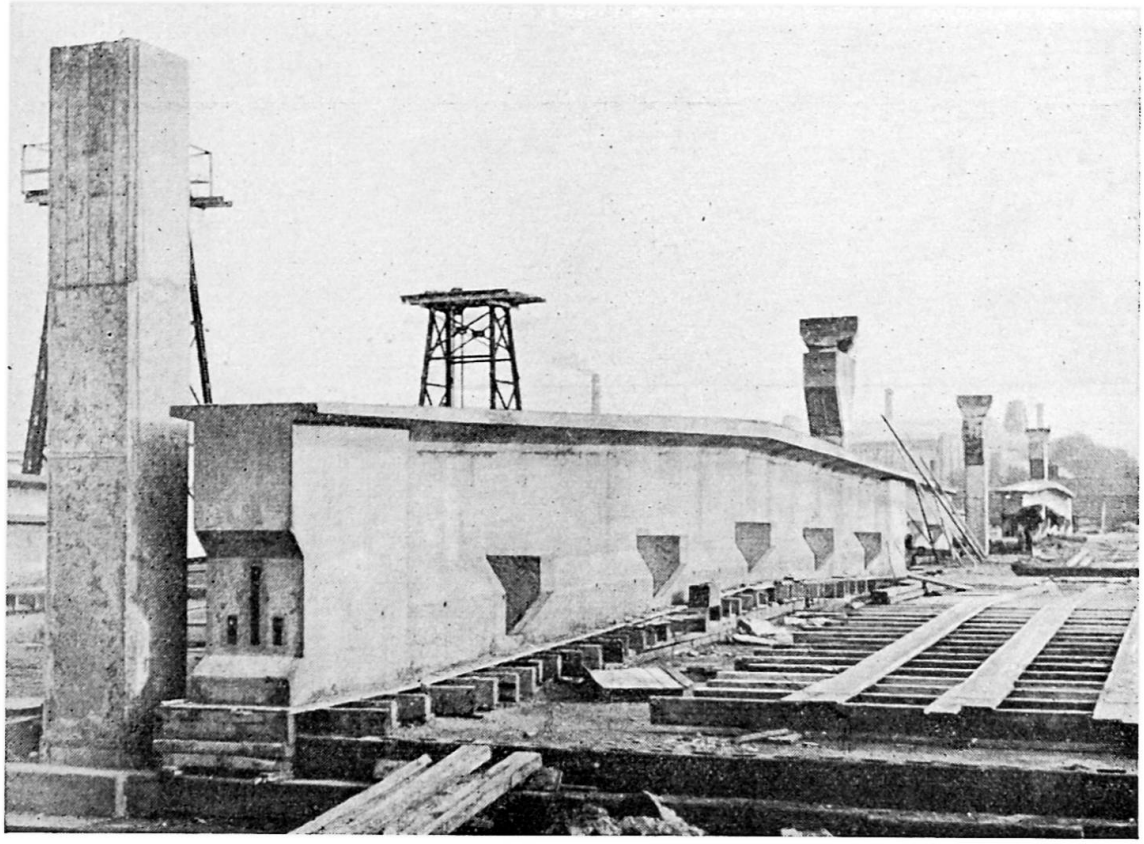


Fig. 1. Poutre utilisée pour une importante usine textile à Gand.

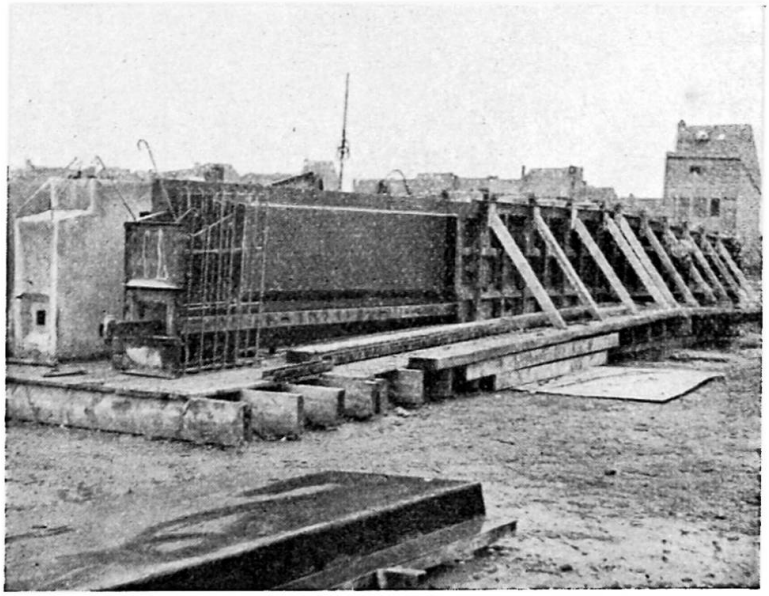
fabriqués à terre, puis montés. Les colonnes sur pieux forment un réseau à mailles de $21^{m}60 \times 14^{m}40$.

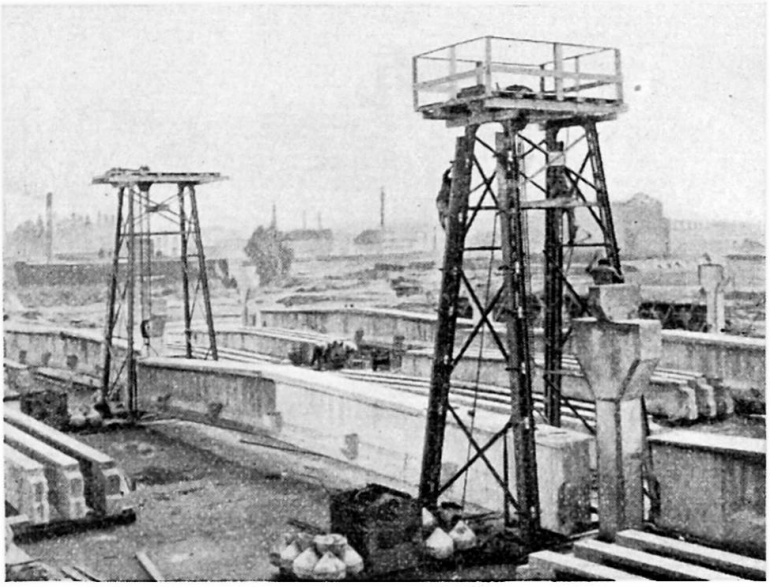
Les poutres principales de $20^{m}80$ de portée sont précontraintes et s'appuient sur des consoles bétonnées en même temps que les colonnes; elles ont une hauteur au milieu de $1^{m}75$.

De part et d'autre de leur âme de 20 cm d'épaisseur, elles portent des consoles sur lesquelles viennent reposer les poutres secondaires de $13^{m}70$ de portée théorique; celles-ci sont également précontraintes et ont une hauteur de $1^{m}00$ avec une âme de seulement 10 cm d'épaisseur; elles sont distantes d'axe en axe de $3^{m}60$.

Ces poutres secondaires portent tous les mètres environ des poutres tertiaires de $3^{m}60$ de largeur, faites en grande série en béton armé ordinaire; elles sont en forme de double T, ce qui permet d'y poser des dalles préfabriquées comme couverture extérieure et d'autres dalles préfabriquées comme faux plafond; entre ces deux dalles l'espace est rempli par une matière formant isolant thermique.

C'est une structure fort élégante et économique exécutée sans avoir recours à aucun bois de coffrage. Les poutres faites dans des moules métalliques sont particulièrement soignées; cela est économique étant donné que le nombre de poutres principales à construire est de l'ordre de cent et le nombre de poutres secondaires de l'ordre de six cents. Les poutres tertiaires auraient pu être faites en béton Hoyer, basé sur l'adhérence, mais nous n'avons pas en ce moment en Belgique de fabrique qui soit équipée pour ce genre de fabrication en série.





Les tensions de compression dans les poutres sont les suivantes :

a) Pour les poutres principales :

127 kg/cm² au moment de la précontrainte,

110 kg/cm² à la longue sous surcharge complète.

b) Pour les poutres secondaires :

90 kg/cm² au moment de la précontrainte,

78 kg/cm² à la longue sous charge complète.

Lors de la mise en précontrainte, les aciers sont tendus à 100 kg/mm².

Les figures 1, 2, 3 et 4 donnent quelques vues du chantier.

Les poutres principales sont bétonnées à côté des colonnes sur lesquelles elles doivent prendre appui; chaque poutre pèse environ 40 tonnes; elles sont montées grâce à deux châssis métalliques de montage, portant un palan de 20 tonnes; ce palan une fois la poutre montée, peut rouler

Fig. 2 à **4.** Chantier pour la construction d'une importante usine textile à Gand.

transversalement par rapport à la poutre, de façon à l'amener exactement au-dessus de sa position définitive.

Les poutres secondaires sont déplacées à l'aide d'une grue sur chenilles.

Les poutres sont toutes à câbles restilignes, ce qui a l'avantage de permettre de laisser dans le béton des trous pour le passage des câbles grâce à un mandrin métallique, placé dans le coffrage et retiré à l'aide d'un cabestan une heure après le bétonnage.

Bâtiments industriels

A. Silos à ciment

Il a été construit à Tournai quatre cellules pouvant renfermer chacune 1 000 tonnes de ciment.

Les fûts sont en béton précontraint; leur diamètre extérieur est de 8 mètres et leur hauteur $16^{m}72$.

Les parois sont composées de claveaux préfabriqués ayant 12 cm d'épaisseur, 45 cm de hauteur et 50 cm de longueur. Ces claveaux sont superposés pour former des anneaux avec interposition de mortier dans les joints.

Des rainures prévues dans les claveaux sur leur face extérieure permettent le placement de fils de 5 mm; ces cerces en fil sont précontraintes par un appareil spécial fort simple.

La condition qu'on s'est imposée est de créer une compression suffisante dans les anneaux afin que, le silo étant chargé, il reste une compression d'au moins 4 kg/cm² dans le béton.

Les fils ont été maintenus pendant deux minutes à la tension de 105 kg/mm², puis relâchés et fixés à 92 kg/mm².

Le frottement des fils contre le béton fait évidemment perdre ici une bonne partie de la précontrainte; pour diminuer cette perte le plus possible, on a décalé les joints entre deux cerces successives de 90°.

B. Hangars pour avions avec poutres de 50 m de portée

Ce sont les plus grandes portées réalisées jusqu'ici dans le bâtiment avec le béton précontraint.

Il s'agissait de construire quatre hangars comportant chacun quatre poutres de 50 m de portée, distantes d'axe en axe de 10 m.

Les poutres sont en forme de caisson avec parois latérales de 16 cm d'épaisseur; elles ont en leur milieu une hauteur totale de $2^{m}50$, soit un vingtième de la portée. Chaque poutre pèse environ 270 tonnes.

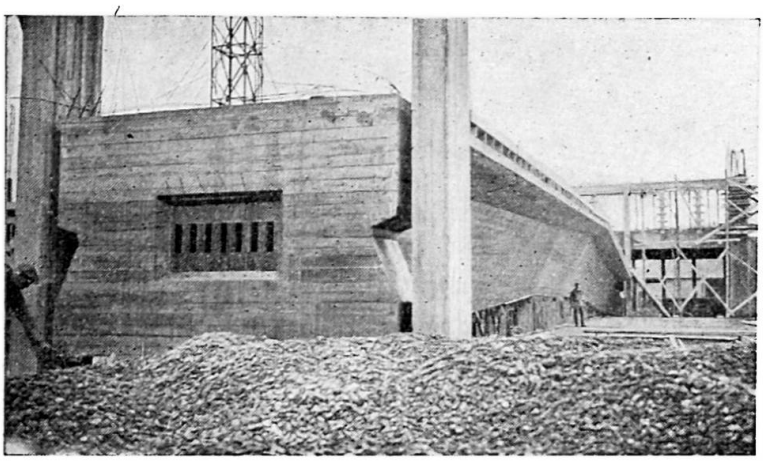
Les quantités de matériaux sont par poutre : 112 m³ de béton; 6,6 t de câbles; 6,0 t d'acier doux.

Les câbles sont rectilignes grâce au fait que les poutres ont la forme d'un V très ouvert et renversé; cela donne automatiquement les pentes pour l'écoulement des eaux. Dans chaque poutre il y a 7 câbles comportant en tout 424 fils 7 mm.

C'est le premier ouvrage en précontraint où l'on se sert de fils de 7 mm; la Belgique est, pensons-nous, le seul pays fabriquant de tels fils en ce moment.

Les poutres sont bétonnées et précontraintes à terre, exactement en dessous de leur emplacement final, c'est-à-dire entre les quatre colonnes (deux à chaque extrémité), sur lesquelles elles doivent finalement prendre appui par un dispositif spécial qui est monté une fois que la poutre est à sa hauteur définitive. La levée de la poutre se fait avec des vérins par reprises successives.

Le béton mis en œuvre donne à 28 jours une résistance sur cubes de 20 cm de côté de l'ordre de 470 kg/cm². Le projet est fait en prenant comme tensions de sécurité 140 kg/cm² pour le béton et 85 kg/mm² pour les fils.



Ce travail a été obtenu en adjudication publique en concurrence contre le béton armé ordinaire et la charpente métallique.

La solution, outre qu'elle est économique, est aussi élégante en ce que les hangars s'élèvent le moins haut possible, ce qui est de toute première importance sur un grand champ d'aviation. Les figures 5 et 6 donnent des vues du chantier.

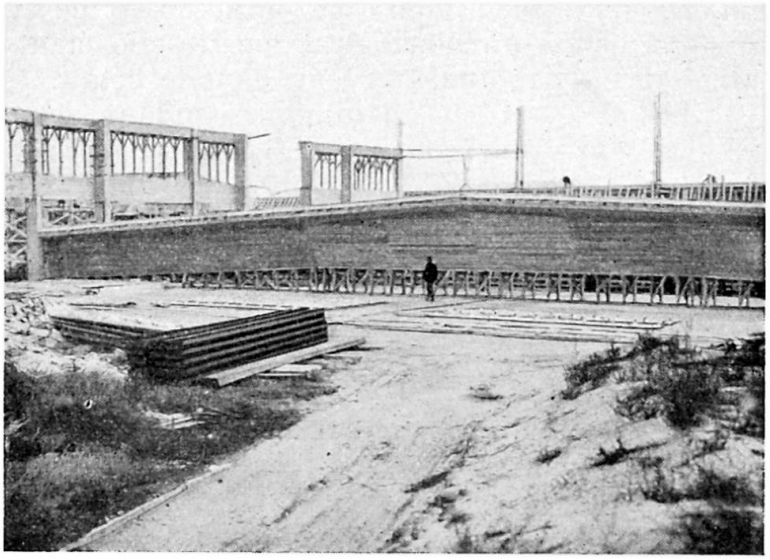


Fig. 5 et **6.** Chantier pour la construction d'un hangar d'aviation avec poutres de 50 mètres de portée.

C. Ouvrages divers

Nous ne pouvons que signaler ici la construction d'une tour d'extinction; d'un château d'eau, etc.

Applications diverses

A. Reprise en sous-œuvre

L'emploi du béton précontraint est particulièrement précieux dans les travaux de reprise en sous-œuvre.

Supposons qu'on doive démolir la partie inférieure d'un mur, dont la partie conservée est en mauvais état, et ce dans le but par exemple de réunir en une seule, deux salles séparées par le mur à démolir.

On n'a qu'à pratiquer dans le mur un premier trou de dimensions assez réduites pour ne pas compromettre la stabilité; dès que cela est fait, on remplace la maçonnerie enlevée par du béton, dans lequel on laisse des tubes horizontaux en tôle mince; puis on pratique un autre trou de dimensions réduites, on le remplit aussi de béton dans lequel on met des tubes se plaçant en ligne avec ceux du premier bloc. Si on procède ainsi de proche en proche, on finit par obtenir un prisme en béton remplaçant un certain volume de maçonnerie. Ce prisme n'est pas armé, mais simplement muni de tubes longitudinaux. On enfilera alors des câbles en fils de 5 mm dans ces tubes et on fera la précontrainte de l'ensemble.

Dès ce moment, on a une poutre en béton précontraint et plus rien ne s'oppose à ce qu'on démolisse carrément la maçonnerie en dessous de cette poutre; on doit évidemment lui laisser des appuis suffisants.

La plus belle application de ce système a été faite au relèvement des tours du Pont des Trous à Tournai.

Il s'agit pour une des tours médiévales, de la relever de $2^{m}40$; la partie à soulever pèse 2 800 tonnes.

On y a construit vers le bas deux grilles en béton précontraint; chaque grille est composée de deux séries à angle droit de poutres parallèles. Les deux grilles sont distantes de 20 cm.

Dans la grille supérieure se trouvent emprisonnés 26 vérins de 150 tonnes chacun, dont les pistons sortent vers le bas et posent par l'intermédiaire d'une plaque de répartition articulée sur le béton de la grille inférieure.

Une salle des machines est installée dans la tour; elle comprend deux pompes à moteur et toute la canalisation d'huile avec ses robinets et manomètres; on peut ainsi isoler chaque vérin et également agir par un robinet unique sur les groupes de vérins.

Le soulèvement se fait par 20 cm à la fois; après chaque opération on fait reposer la tour sur des empilements de dalles en béton; cela permet de relever les pistons des vérins en dessous desquels on place également les empilements de dalles en béton; l'opération suivante peut ainsi recommencer.

Sans l'emploi de béton précontraint, ce travail n'aurait été que difficilement réalisable.

B. Divers

Nous ne faisons que signaler des pilots en béton précontraint, des tuyaux précontraints et des traverses de chemin de fer.

Conclusions

Le rapide coup d'œil que nous venons de jeter sur les applications du béton précontraint en Belgique, montre qu'elles sont à la fois diverses et importantes. Les entrepreneurs belges ont compris toutes les ressources de cette nouvelle technique, qui a certainement un bel avenir.

Résumé

L'auteur commence par expliquer le système de béton précontraint employé en Belgique. Il est caractérisé par l'emploi d'un câble, le *câble sandwich*, avec fils classés, fixés à leurs extrémités à l'aide de clavettes dans des rainures prévues dans des plaques en acier.

La précontrainte se fait par traction sur seulement deux fils à la fois. Ce système permet de faire des câbles de n'importe quelle puissance, en fils de 5 ou en fils de 7 mm.

Il passe ensuite en revue les applications multiples et diverses faites en Belgique, parmi lesquelles il y a surtout à retenir la construction d'une usine textile à Gand, couvrant 35 000 m², la construction de hangars pour avions avec des poutres de 50 m de portée et des travaux de reprise en sous-œuvre d'une importance exceptionnelle.

Zusammenfassung

Der Verfasser fängt an mit einer Beschreibung des Spannbetonsystems, wie dieses in Belgien angewendet wird. Letzteres ist gekennzeichnet durch die Verwendung eines Kabels, *Sandwichkabel* genannt, dessen vorgängig verteilte Saiten in die in Stahlplatten dazu angebrachten Nuten mittels Stahlkeile an ihren äussersten Enden festgeklammert sind.

Die Vorspannung geschieht durch gleichzeitiges Ziehen an nur je zwei Saiten. Dieses System erlaubt die Anfertigung von Kabeln beliebiger Tragkraft und mit Saiten von entweder 5 oder 7 mm Durchmesser.

Der Verfasser gibt weiter einen kurzen Ueberblick über die zahlreichen und verschiedenen Anwendungen dieses Systems in Belgien; insbesondere müssen dabei eine Textilfabrik in Gent, die 35 000 m² umfasst, vier Flugzeughallen mit Balken von 50 m Spannweite und ganz bedeutende Unterfangungsarbeiten erwähnt werden.

Summary

The author first gives a description of the pre-stressing system, as used in Belgium. This system is characterized by the use of a cable, called a *sandwich cable*, of which the wires, placed in a predetermined order and fixed at their ends by means of steel wedges, ends in grooves provided in steel plates.

The pre-stressing is done by simultaneous pulling on only two wires. This system permits the manufacture of cables of any desired carrying capacity with wires of either 5 or 7 mm diameter.

The author then gives a short survey of the many and diverse uses of this system in Belgium; in particular, mention must be made of a textile works in Ghent covering an area of 35 000 m², four aviation hangars with beams covering a span of 50 m (164 ft) and some very important under pinning works.

IId9

Ouvrages en béton précontraint destinés à contenir ou à retenir des liquides

Anwendungen des vorgespannten Betons bei Flüssigkeitsbehälter und Staumauern

Structures of pre-stressed concrete erected to contain or retain liquids

E. FREYSSINET
Paris

Le béton précontraint donne des parois comprimées en toutes directions, par suite nécessairememnt exemptes de fissures, étanches d'emblée si on a réalisé des bétons de bonne qualité, faciles à colmater, même dans le cas de bétons très défectueux.

Cette propriété du béton précontraint a été ou peut être utilisée principalement pour exécuter :

Des tuyaux de toute nature et pour toutes pressions;
Des réservoirs ou cuves;
Des barrages de régulation;
Des barrages de retenue;
Des revêtements de puits, tunnels;
Des revêtements de formes de radoub, de docks ou d'écluses;
Des engins flottants, caissons de toutes tailles et formes, docks flottants, pontons ou navires.

Le volume du sujet est considérable et dépasse le cadre d'une communication. Il ne sera donc traité ici que très superficiellemment.

Tuyaux

L'idée de précontraindre des tuyaux transversalement est très ancienne; elle dérive directement de l'habitude de fretter les tonneaux et les tuyaux en bois et se trouve être bien antérieure à l'énoncé général du principe de précontrainte. En effet, alors que le premier énoncé de caractère public

du principe de précontrainte, remonte à 1928, l'Autrichien von Emperger avait, dès les premières années du siècle, réalisé des tuyaux précomprimés transversalement au moyen de fils enroulés sous forte tension sur des noyaux de béton moulés d'avance.

Ce procédé oblige à dépenser dans un frein un travail mécanique supérieur au produit de la longueur initiale du fil par la tension; le travail utile n'étant que le demi-produit de l'allongement du fil par la tension; de plus, il soumet les noyaux, au cours de l'enroulement des fils, à des cisaillements temporaires importants en raison de la différence de déformation entre les parties comprimées et non comprimées des noyaux.

On a cherché à remédier à ces difficultés grâce au vieux procédé du frettage à chaud; soit sous la forme classique de frettes fermées, agrandies par chauffage avant pose; soit sous la forme plus récente de l'enroulement continu et uniforme d'un fil chauffé de manière continue et uniforme.

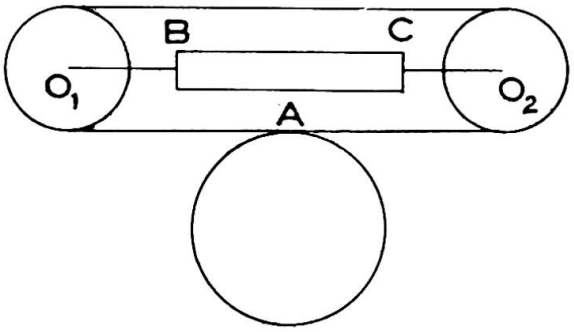


Fig. 1.

J'ai donné moi-même au problème de l'enroulement des frettes sous tension, une solution qui évite de dépenser dans un frein une quantité d'énergie supérieure à cent fois l'énergie utile. Ce moyen consiste à enrouler le fil sur le noyau, sous très faible tension; puis on attache le fil à ses deux extrémités, après formation à l'une d'elles d'une boucle dont les deux brins se croisent en A (fig. 1).

On sollicite la boucle par un vérin BC agissant sur les axes de deux poulies folles O_1, O_2, de manière à tendre le fil qui la constitue, au taux $\frac{T}{n}$, T étant la tension finale souhaitée, n un nombre quelconque. Le fil au voisinage de A est tendu, à $\frac{T}{n}$.

On fait tourner le tuyau; le point A décrit tout le fil qui est ainsi tendu à $\frac{T}{n}$, sur toute sa longueur. On fixe le fil au béton, provisoirement, en amont de la boucle; on le raccourcit pour ramener la boucle à sa longueur primitive; on fixe alors le fil à l'aval de la boucle, puis on fait tourner le tuyau en sens inverse. Après n opérations, le fil est tendu à la tension T. On peut donner à n toutes valeurs à partir de l'unité, ce qui limite à toute valeur fixée d'avance le cisaillement des noyaux.

Ce procédé a été employé en Algérie, à l'usine de l'Oued Fodda pour porter de 18 à 40 kg la pression d'épreuve de tuyaux obtenus par un procédé que je décrirai plus loin.

Quel que soit le procédé employé, les tuyaux obtenus par frettage d'un noyau préfabriqué avaient deux défauts qui ont empêché leur développement industriel.

Il faut protéger le fil enroulé par un enduit. En raison de la déformation lente des bétons du noyau précontraint celui-ci diminue de diamètre peu à peu, et tend à se séparer de l'enduit qui est comprimé selon la tangente au cercle et sollicité par une traction selon le rayon.

Il est très difficile d'empêcher ce décollement. L'ingéniosité des chercheurs s'est employée à trouver des systèmes de revêtement aussi adhérents que possible. L'expérience seule pourra dire dans quelle mesure ils ont réussi.

Mais les tuyaux formés de noyaux frettés ont un défaut plus grave encore : c'est leur aptitude à se fissurer transversalement sous les causes diverses : vidanges successives, variations de température, tassements du sol, etc.

Depuis peu, on obtient de bons tuyaux en supprimant ce défaut par l'emploi de noyaux précontraints longitudinalement, lors de leur fabrication, par mise en tension d'armatures longitudinales. D'importantes séries de tuyaux vont être exécutées en Algérie par ce procédé sous licence de mes brevets.

Pour quiconque a une fois compris le principe de précontrainte tel que je l'ai énoncé dans mes brevets et publications, cette solution est évidente. L'industrie des tuyaux frettés l'a cependant attendue pendant près d'un tiers de siècle. Rien ne démontre mieux cette vérité, qu'autant il est facile de tirer d'un principe général clairement formulé des conséquences pratiques, autant il est difficile de parcourir le chemin en sens inverse et de remonter de faits connus par tradition, même anciens, nombreux et importants, à leur principe commun.

Aucun des hommes, dont plusieurs de premier ordre et fort ingénieux, dont l'effort, pendant de nombreuses années, n'a cessé d'être centré sur l'utilisation de forces de précontrainte créées par des frettes, et sur la mise au point du très difficile problème de la mise en tension des armatures transversales des tuyaux, n'a été capable de séparer la notion abstraite de précontrainte de sa réalisation traditionnelle par frettage sous tension, et de l'étendre aux génératrices.

Et pendant trente ans, l'industrie du tuyau par noyaux frettés a végété, d'échecs en échecs, jusqu'à la révélation du principe général de précontrainte que je lui ai apportée vers 1935. Elle en a alors fait l'application aussitôt et sans difficulté.

Je ne me suis pas attaché à la réalisation de tuyaux par noyaux frettés, sinon pour renforcer de petites séries de tuyaux à pressions de service exceptionnellement élevées, parce que dès 1933, j'avais imaginé un procédé de fabrication de tuyaux doublement précontraints coulés en une seule fois. Ce procédé a reçu d'importantes applications, suspendues par la guerre, mais qui, je l'espère, vont bientôt reprendre; l'interruption a d'ailleurs été utilisée pour réaliser d'importants perfectionnements du matériel.

Le système, mis au point dans une usine d'essai à Paris, en 1934, a été utilisé d'abord en Algérie à partir de 1935, puis en Allemagne à partir de 1939. Les tuyaux sont coulés en une seule fois, en béton de très haute qualité, dont la résistance dépasse parfois 1 200 kg/cm^2. Ce coulage est fait verticalement dans un moule qui comprend, comme tout moule à tuyaux coulés, un mandrin central et une coquille extérieure. Mais ici ces moules sont construits de manière à être extensibles à volonté, tout en étant capables de résister à de très fortes pressions internes (fig. 2 et 3).

Essentiellement, le mandrin central est constitué par un noyau étanche solide et aussi léger que possible, qui, dans les usines existantes, est en acier forgé d'épaisseur à peu près moitié de celle des tuyaux à réaliser. Il est entouré d'une chemise en caoutchouc, raccordée au noyau de façon à permettre l'envoi d'eau sous pression connue et variable, entre cette che-

mise et le manchon. Cette chemise doit être protégée par un revêtement métallique extensible.

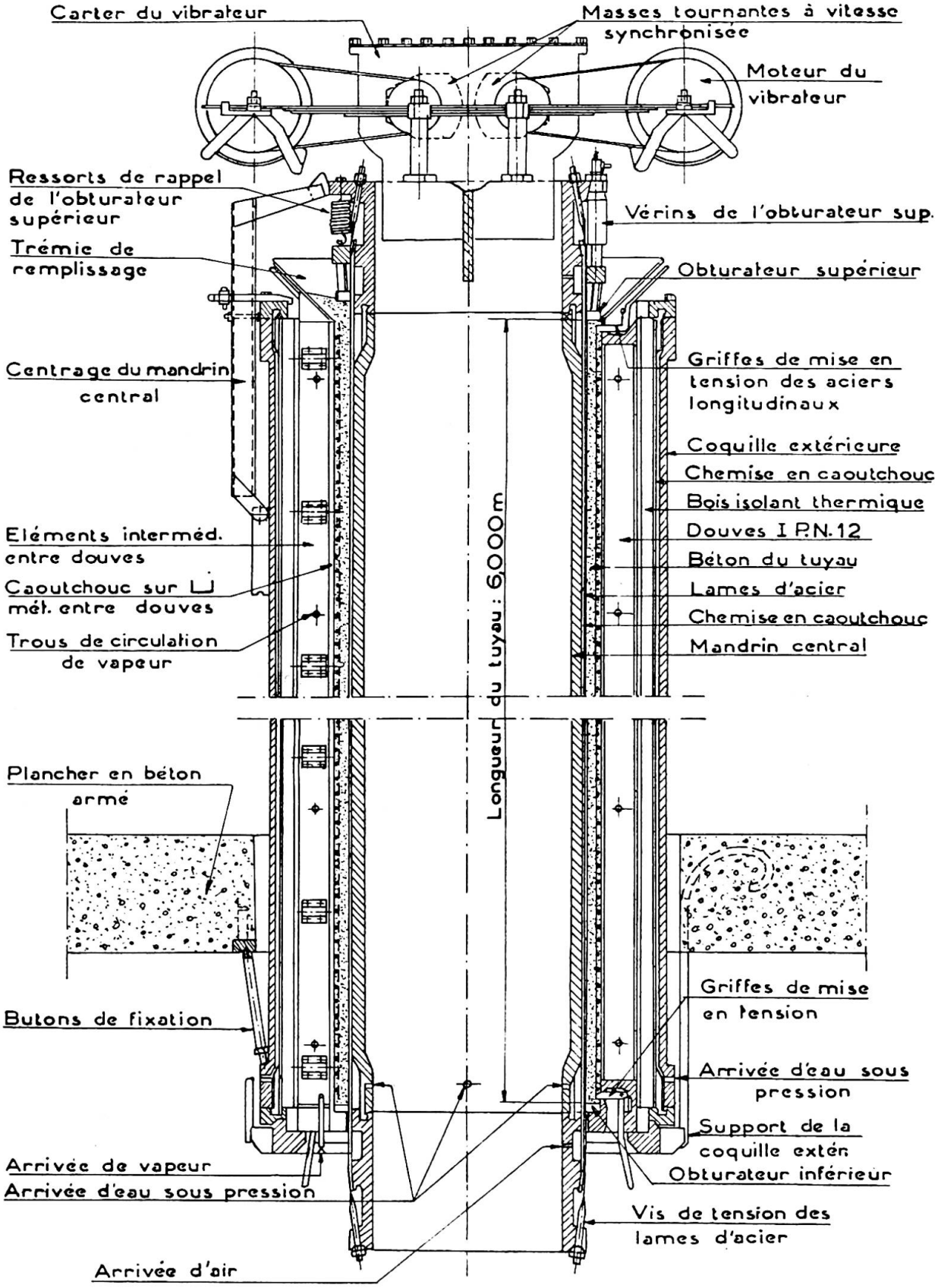


Fig. 2. Coupe diamétrale d'un moule.

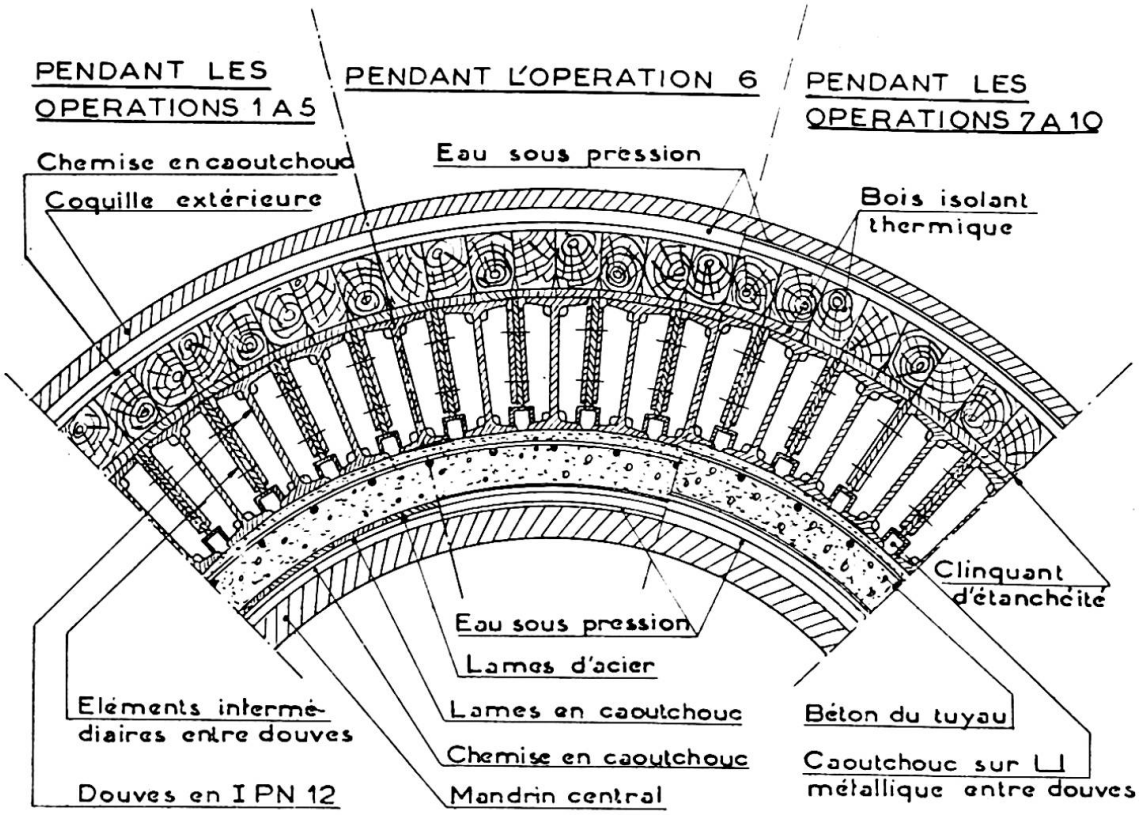


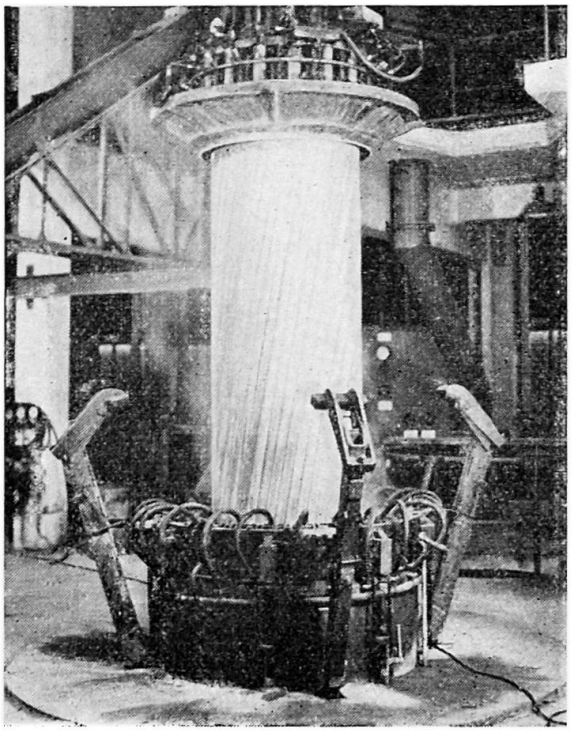
Fig. 3. Exposé du fonctionnement d'un moule :

1. – Mise en pression de la chemise extérieure en caoutchouc produisant le serrage des douves suivant le plus petit diamètre;
2. – Mise en place de la carcasse constituant l'armature et mise en tension des aciers longitudinaux;
3. – Mise en place du mandrin central;
4. – Mise en place du béton et vibration;
5. – Fermeture de l'obturateur supérieur;
6. – Essorage du béton par mise en pression progressive de la chemise en caoutchouc du mandrin intérieur;
7. – Agrandissement du diamètre et mise en tension des armatures transversales par augmentation de pression dans la chemise du mandrin intérieur;
8. – Introduction de vapeur entre les douves métalliques pour le chauffage du béton;
9. – Enlèvement des griffes de mise en tension des aciers longitudinaux;
10. – Enlèvement simultané de la pression dans les deux chemises pour le démoulage;
11. – Enlèvement du mandrin central;
12. – Enlèvement du tuyau terminé.

Le revêtement que j'ai imaginé et qui, dès les premiers essais, s'est révélé parfait, est constitué par deux couches de lames minces en acier inoxydable, de largeur un peu inférieure à l'épaisseur des tuyaux, presque jointives, enroulées en hélice à pas très long (inclinaison sur les génératrices environ 1/5), l'une à droite, l'autre à gauche, séparées par une nappe en caoutchouc, et fortement tendues (fig. 4).

Quand on gonfle l'espace tubulaire noyau-chemise, ces lames prennent un allongement élastique unitaire égal au 1/25 de celui du diamètre de l'enveloppe. Ce dernier peut donc atteindre 2 ou 3 %, sans que les lames en acier dur sortent de leur domaine de travail élastique; elles exercent une pression uniforme sur le mandrin, ce qui assure sa vidange. Elles prennent une forme exactement cylindrique et de plus elles transmettent les vibrations longitudinales du noyau au béton, ce que ne ferait pas une simple chemise de caoutchouc.

La construction du moule extérieur est plus difficile et ceux qui



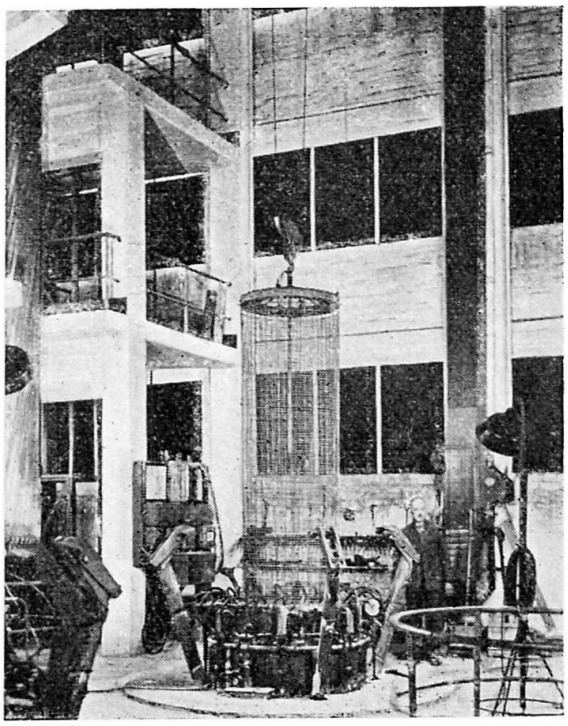
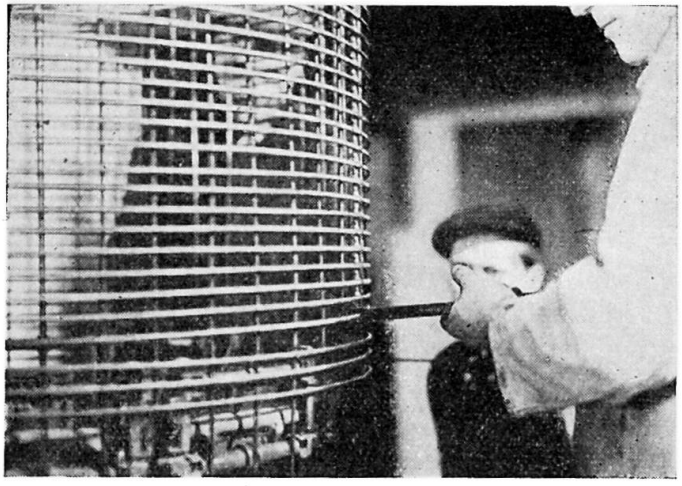
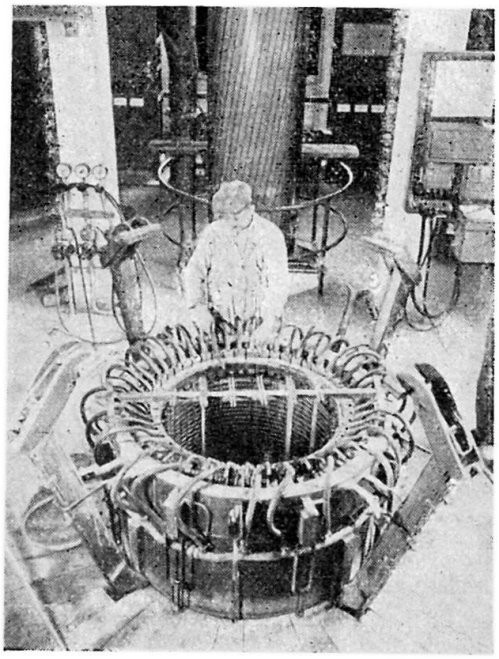


Fig. 4 et **5.** Fabrication de conduites forcées pour l'Oued-Fodda.

existent aussi bien en Algérie qu'en Allemagne sont susceptibles de perfectionnement, bien qu'ils aient donné de bons résultats industriels dans leur première forme. Ils sont constitués par une série de douves métalliques comportant des éléments solides à section trapézoïdale, d'épaisseur selon le périmètre, un peu inférieure à celle des tuyaux à fabriquer; et selon le rayon du double environ de cette épaisseur; une pression extérieure qui atteint plusieurs dizaines de kg/cm², exercée entre une coquille

Fig. 6 et **7.** Fabrication de conduites forcées pour l'Oued-Fodda.





métallique extérieure en acier, tôle ou béton fretté, et une chemise en caoutchouc, assemble ces douves en un anneau unique, rond et très solide.

On a ménagé entre ces douves du côté béton :

1° Des joints d'épaisseur très faible mais variable et réglable, par lesquels on peut évacuer les excès d'eau du béton;

2° Des canaux d'évacuation de cette eau;

3° Des canaux de chauffage à l'eau chaude ou à la vapeur.

En prenant appui soit sur les éléments du moule extérieur, soit dans les modèles plus récents, sur le mandrin intérieur, on tend les armatures longitudinales par des moyens dont le détail est sans intérêt, l'expérience ayant prouvé que tout ancrage de ces armatures autre que l'adhérence est inutile. Les armatures ainsi tendues, maintiennent en place les armatures transversales non tendues, formées d'une ou plusieurs spires hélicoïdales en fil d'acier dur, étiré ou laminé, simplement enroulées et accrochées aux génératrices (fig. 5 et 6). Pour cela, le mandrin intérieur est placé hors du moule.

Le mandrin intérieur et les armatures étant en place, à l'intérieur du moule extérieur (fig. 7), l'intervalle entre les deux moules étant fermé en bas par un organe extensible, on coule du béton relativement fluide dans cet espace annulaire, en provoquant une vibration très énergique mais exclusivement longitudinale du mandrin central.

Dans une telle vibration, les accélérations verticales étant variables de $-ng$ à $+ng$, on a jugé utile d'atteindre pour n les plus fortes valeurs possibles, de préférence 4 ou 5 unités pour des fréquences de l'ordre de 3 000. Certains mandrins intérieurs utilisés en Algérie, pour tuyaux de $1^{m}40$ intérieur, pesant plus de 12 000 kg, cela posait le problème de la construction de vibrateurs capables de $\pm$ 50 000 kg d'efforts verticaux, strictement unidirectionnels.

Beaucoup de solutions d'un tel problème sont possibles; mais, ne voulant pas perdre trop de temps en recherches, je m'en suis tenu à l'emploi de vibrateurs à masses tournantes, avec lesquels on peut aisément obtenir des vibrations unidirectionnelles en les associant deux par deux, en additionnant leurs composantes verticales et en opposant les composantes horizontales, par des moyens mécaniques ou électriques faciles à réaliser. Mais la consommation d'énergie dans les paliers, pour une masse tournante, augmente comme le produit de la force centrifuge réalisée, par sa racine cubique.

En passant sans précaution des quelques centaines de kilos des vibrateurs ususels à 50 000 kg, on risque de créer des monstres mécaniques horriblement lourds, encombrants, gaspilleurs d'énergie. Pour éviter cet écueil, j'ai conçu mes vibrateurs comme une association de vibrateurs petits et nombreux.

Les vibrateurs de l'usine de l'Oued Fodda associent 20 vibrateurs tournant à droite à 20 tournant à gauche; les efforts sont transmis par 80 roulements à aiguilles de 25 mm de diamètre seulement, grâce à quoi leur encombrement est resté modéré; leur consommation d'énergie variable, comme pour tout vibrateur, avec les conditions de liaison du vibrateur avec la masse à vibrer et le reste du monde extérieur restant comprise entre 20 et 40 chevaux.

Ces vibrateurs, à 3 000 périodes (il y aurait sans doute intérêt à augmenter cette fréquence choisie surtout pour des raisons de commodité de réalisation) sont simplement boulonnés sur le sommet du man-

drin, supporté élastiquement, et lui transmettent des accélérations pratiquement constantes du haut en bas du moule; que les lames hélicoïdales retransmettent au béton par frottement. (Dans de nouveaux moules, la vibration s'étendra aux fonds et aux armatures.) L'action des vibrateurs provoque un remplissage des moules quasi instantané, les débits de béton dépassant pour les tuyaux de 1^m40, un mètre cube par minute; puis un tassement du béton et un rassemblement d'une partie de l'eau en excès à la partie supérieure. On évacue cette eau en comprimant le béton avec l'organe de clôture supérieure des moules, actionné par des vérins hydrauliques. Dans les nouveaux moules, ces pressions pourront atteindre de très grandes valeurs et s'exercer en même temps que la vibration. Les vérins étant immobilisés par fermeture des arrivées d'eau, le moule se trouve clos.

La situation est alors la suivante. L'enveloppe déformable du mandrin intérieur est au contact de celui-ci. Les armatures sont enrobées de béton bien vibré uniformément sur toute sa hauteur et qui a déjà abandonné une partie de son excès d'eau. Les douves formant le moule extérieur sont fortement serrées entre elles par une pression de l'ordre de 20 à 100 kg/cm² selon les cas.

L'espace annulaire est clos en haut et en bas par un organe déformable en diamètre, fixe en hauteur.

On établit alors une pression hydraulique entre le noyau du mandrin intérieur et sa chemise, et on la fait croître progressivement. Cette pression, à part une fraction de l'ordre du kilo, absorbée par les lames hélicoïdales, entrebâille les joints des douves et se transmettant au béton préalablement vibré, l'oblige à perdre ses excès d'eau de gâchage, au point d'abaisser son $\frac{e}{c}$ de 0,45 à 0,30 par exemple.

Les nouveaux matériels à l'étude permettront de vibrer sous pression, de faire varier à volonté l'ouverture des joints et ainsi d'abaisser encore ces valeurs de $\frac{e}{c}$. On peut d'ailleurs attendre pour évacuer l'excès d'eau. L'eau ainsi évacuée est d'ailleurs rigoureusement claire et propre; aucune particule solide n'est entraînée. Par l'expulsion de son excès d'eau, le béton acquiert un coefficient de frottement interne élevé. Comme il est soumis à une pression en tous sens de l'ordre de 30 à 70 kg suivant les types de moule, il possède d'après le théorème des états correspondants de M. Caquot les propriétés mécaniques d'un béton dur.

Cet état du béton étant obtenu, on accroît la pression dans le mandrin intérieur, en la maintenant fixe dans le moule extérieur. On constate alors *une augmentation de diamètre du moule extérieur accompagnée d'une augmentation de diamètre égale des armatures transversales* qui se trouvent ainsi tendues à un taux qui peut être connu tant par la différence des pressions intérieure et extérieure que par l'augmentation du diamètre du moule. En même temps, on chauffe le moule avec de la vapeur à 100° (dans les nouveaux moules, de l'eau chaude).

On sait par mes publications antérieures, que le béton vibré et comprimé, donc très compact, supporte parfaitement l'action de la vapeur à 100° et durcit très rapidement sous son action dans un délai extrêmement bref.

Le procédé a été appliqué en Algérie pour les distributions d'eau de l'Oued Fodda, pour des tuyaux de 1^m00, 1^m20, 1^m40 de diamètre intérieur, avec pressions d'essai variables de 6 à 18 kg (fig. 8 et 9). Chaque tuyau

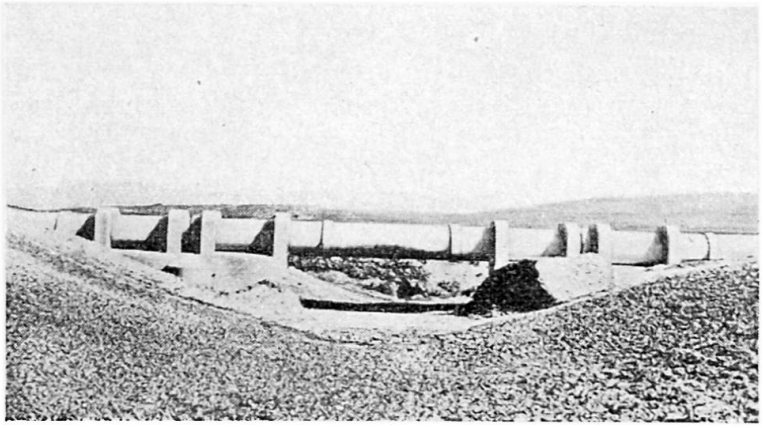


Fig. 8. Tuyau-poutre de 18 mètres utilisé pour les conduites forcées de l'Oued-Fodda.

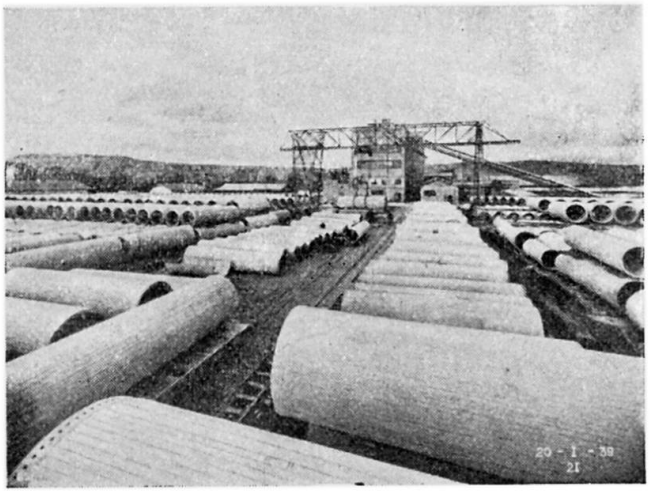
était effectivement essayé sous pression. Environ 12 km de tuyaux de 1 m, 15 km de 1m20, et 30 km de tuyaux de 1m40 ont été fabriqués. Pour certains, on a porté les résistances bien au delà de 18 kg par un frettage supplémentaire.

Une usine a été montée ensuite à Francfort pour tuyaux de 0m80 et 1m20.

Les deux usines ont été arrêtées pendant la guerre. L'usine de Francfort est à nouveau en ordre de marche mais aux prises avec les difficultés actuelles de l'économie allemande, n'a pu reprendre un rythme de fabrication normal. L'usine de l'Oued Fodda procède à la révision de son matériel.

Dans cette usine, on a réalisé la fabrication de 6 à 9 tuyaux *par moule et par 24 heures*; la fabrication atteint en pointe 36 tuyaux par jour pour toute l'usine équipée de quatre moules. Ces tuyaux avaient un léger défaut : de petites variations des dimensions extérieures, qui nécessitaient une mise au rond exacte par usinage pour l'exécution des joints (fig. 10). La transformation des moules actuellement envisagée fera disparaître radicalement ce défaut et facilitera ainsi beaucoup l'exécution des joints. On améliorera

Fig. 9 et **10.** Conduites forcées de l'Oued-Fodda : Parc de stockage et pose du joint.



en même temps la qualité des bétons tout en accélérant considérablement les fabrications.

En conservant les mêmes moules intérieurs et les mêmes principes, nous pensons arriver par des perfectionnements du moule extérieur à porter le rendement à 36 tuyaux de 6 mètres par jour (travail à trois postes) et par moule. Dans une usine neuve, je n'hésiterais pas à porter la longueur des tuyaux à 8 ou 10 mètres.

En dehors des usines à fonctionnement industriel régulier, des moules d'essai ont permis la réalisation de tuyaux pour des pressions qui ont atteint 100 kg/cm². En particulier, un tuyau de 40 cm de diamètre et 3,6 cm d'épaisseur seulement, essayé devant la R. S. Civ. Ing. de Londres, a pu supporter avant toute fuite 100 kg/cm². Brisé par des pressions plus fortes, il est redevenu étanche pour des pressions inférieures à 100 kg/cm². Cette expérience a pu être recommencée un grand nombre de fois sans altération du tuyau.

Les bétons de ces tuyaux soumis en fabrication à une vibration intense conjuguée avec des pressions qui, dans les nouveaux moules, varient entre 60 et 100 kg/cm², ont des résistances de l'ordre de 1 200 kg/cm² et sont imperméables et étanches, au point de résister parfaitement à des eaux acides qui détruiraient très vite des tuyaux ordinaires en béton. Il semble donc que ce procédé de fabrication soit appelé à un grand avenir.

De plus, ces tuyaux peuvent être construits pour toutes pressions; ils sont infissurables et peuvent recevoir des enduits intérieurs à base de produits plastiques (phénoplastes, caoutchouc chloré, etc.) ou métalliques : feuilles minces de cuivre ou autres métaux rendus adhérents au béton par un artifice approprié. On peut ainsi obtenir des tuyaux pour tous liquides même très actifs chimiquement. Le procédé peut être étendu à des ciments autres que les Portland.

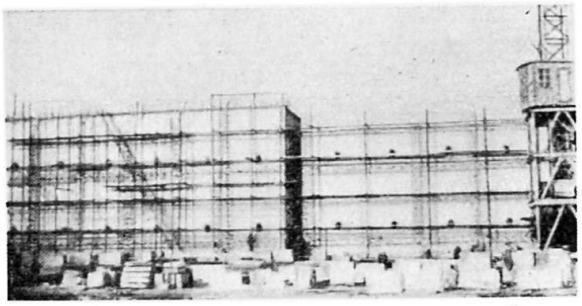
Un tuyau fermé par des calottes convenables constitue un laboratoire de réaction. Par le procédé de frettage par bouclage, on peut réaliser des résistances et des dimensions non limitées pour de tels organes.

Réservoirs et cuves

Dans une conférence du 19 avril 1944 de l'Institut technique du Bâtiment et des Travaux publics, M. Muzet, un de mes collaborateurs, a décrit avec détails un procédé de frettage sous tension applicable à des réservoirs de toute forme et toutes dimensions, sans limite de pression. Bien que ce procédé ait fait sur un chantier d'essai l'objet d'une mise au point complète, je n'ai pas encore rencontré l'occasion d'en faire l'application à grande échelle. La raison en est que mes collaborateurs et moi-même avons à faire face à des études si variées et si nombreuses qu'elles dépassent nos possibilités et que le choix entre les problèmes qui font l'objet de solutions concrètes est dicté par les demandes qui nous sont adressées plus que par la logique.

C'est ainsi que nous avons eu à exécuter au lieu des grands réservoirs ronds pour lesquels nous étions très bien outillés, des cuves et réservoirs à parois planes; emploi du précontraint à première vue moins heureux, et notamment des cuves à vin et des réservoirs d'eau potable.

L'application aux cuves à vin reçoit actuellement des développements importants. On les constitue par des parois planes moulées à l'avance en béton très soigné, perforées de trous en deux directions; trous dans lesquels



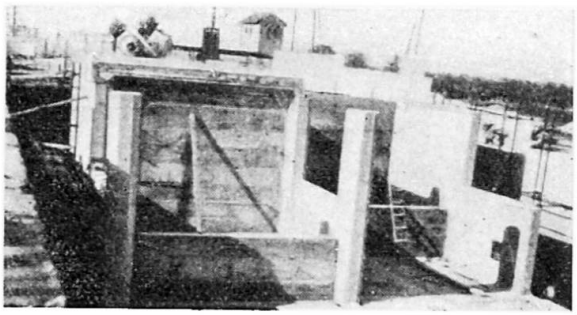


Fig. 11, 12 et **13.** Cuves à vin en béton précontraint, constituées par des éléments préfabriqués.

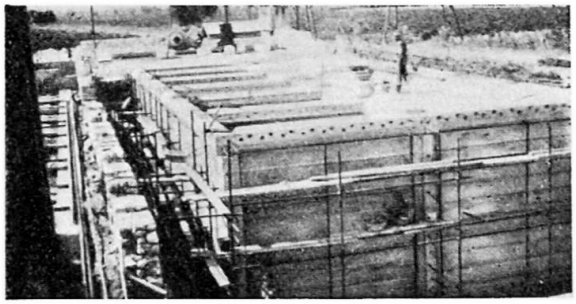
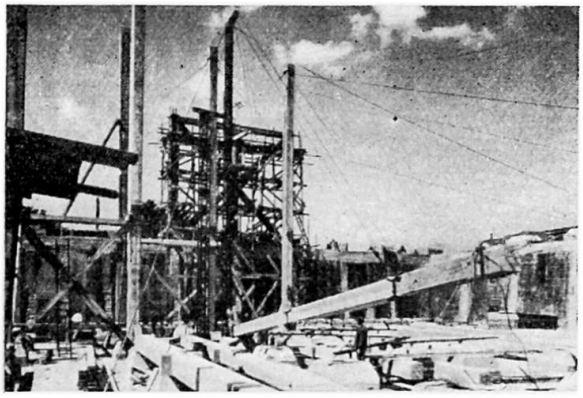
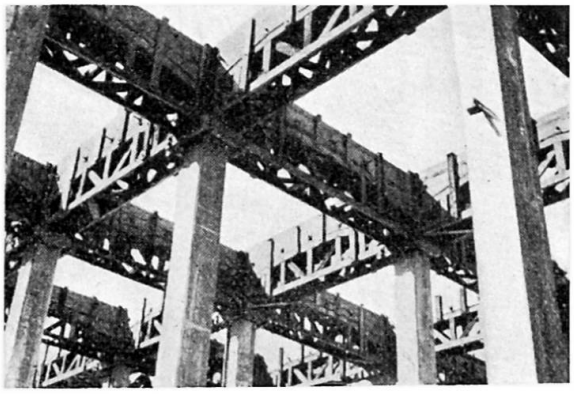


Fig. 14 et **15.** Assemblage du réservoir d'Orléans. (Levage d'une poutre et vue des nervures du radier.)





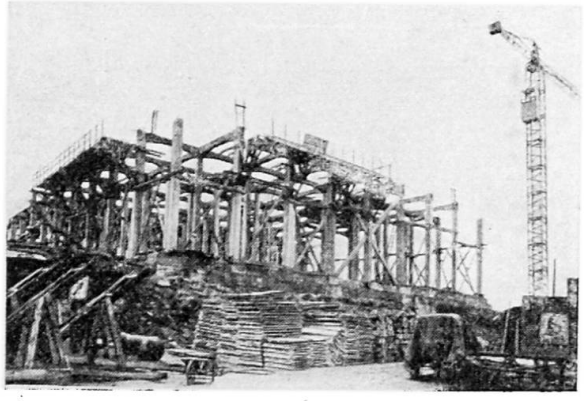
on enfile après montage et assemblage sur des éléments verticaux préfabriqués de préférence, des câbles à fils parallèles que l'on tend par la technique usuelle maintes fois décrite; tension suivie par une injection de mortier liquide.

Ces cuves sont parfaitement étanches jusqu'à une pression largement supérieure à celle pour laquelle on les a établies. Pour des pressions croissantes au delà, elles fuient de plus en plus abondamment. Quand la pression redevient normale, elles redeviennent aussi étanches qu'au préalable (fig. 11, 12 et 13).

Dans le même ordre d'idées, nous achevons actuellement à Orléans, un réservoir d'eau potable sur plan rectangulaire, de 7 000 m³, dont la description par M. Lebelle, qui en a établi le projet et contrôlé l'exécution, est donnée ci-après [1].

La technique utilisée à Orléans comporte une grande économie de coffrages. Il semble qu'elle puisse être poussée encore plus loin et qu'il y

[1] Voir mémoire de M. Lebelle dans cette *Publication Préliminaire*, pp. 361 à 366.



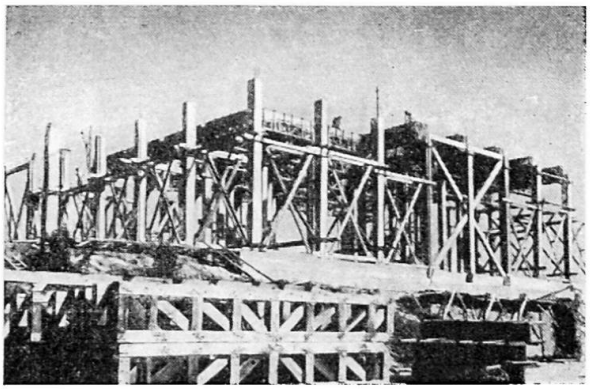
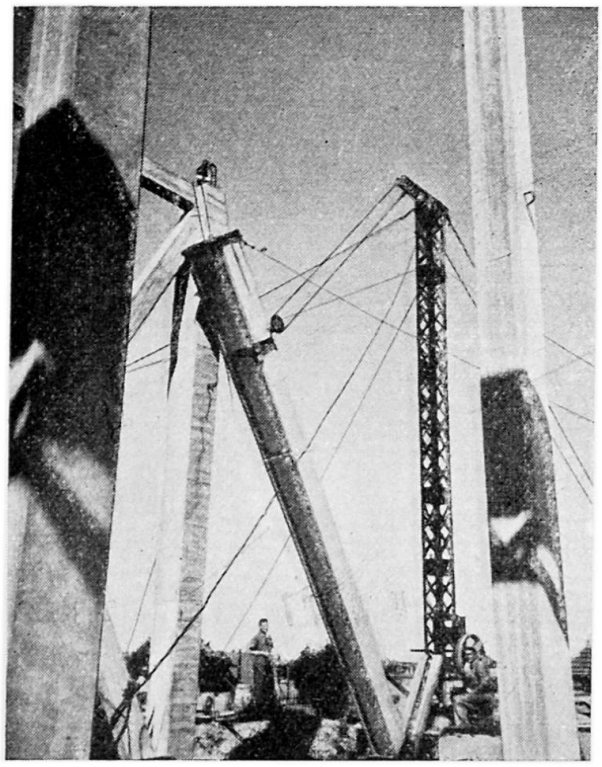


Fig. 16, 17 et **18.** Réservoir d'Orléans en cours de construction.



aurait intérêt, pour les parois verticales notamment, à avoir recours à des dalles préfabriquées; ce qui entre autres avantages, diminuerait les actions de retrait (fig. 14 à 18).

Le réservoir n'est pas achevé; nous espérons pouvoir donner le résultat de ces essais, lors du Congrès.

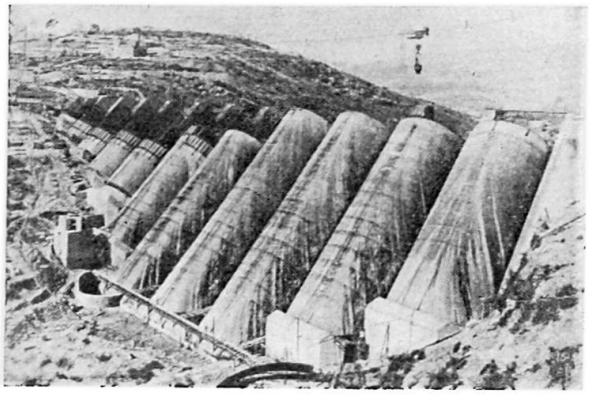
Barrages

Je ne puis donner sur cette question que des renseignements extrêmement sommaires. Pour entrer dans quelques détails, sur cette question, il me faudrait un volume entier.

Le premier barrage entièrement construit en béton précontraint est le barrage de prise d'eau des conduites forcées de l'Oued Fodda (Portes de Fer). Il comporte 4 passes principales de 19 mètres, fermées par des portes à chenille, équilibrées par contrepoids, de 5 mètres de hauteur, établies pour subir sans dommages l'action d'une lame déversante de 3 mètres (fig. 22).

Ce barrage est établi sur un radier général, supportant des piles qui reçoivent l'appui des vannes et les mécanismes de manœuvre.

Le radier, épais et toujours immergé, a été précomprimé à 30 kg/cm² par appui sur deux culées encastrées dans les berges rocheuses, après retrait



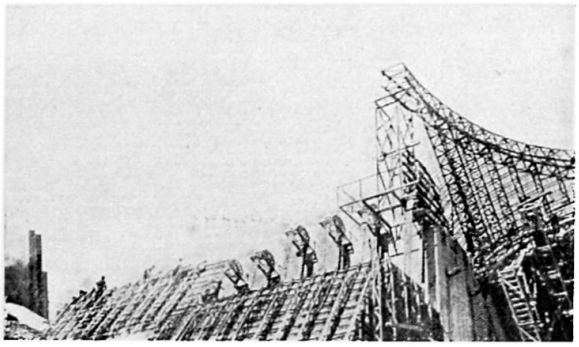


Fig. 19, 20 et **21.** Barrage de Béni-Bahdel. (Vue générale, contreforts et culées.)

notable du béton durci au soleil; retrait remplacé par un gonflement depuis la mise en eau. Cette compression a été obtenue par une série de vérins Freyssinet, que je décrirai plus loin.

Transversalement, la précontrainte du radier résulte de l'emploi de câbles en acier dur, enfilés dans des alvéoles garnies de tôle mince ménagées dans les bétons, tendus par action de vérins Freyssinet; les alvéoles ont été ensuite injectés au lait de ciment.

Les piles en béton ont été précontraintes préalablement par des méthodes analogues.

Les vannes mobiles en béton précontraint sont de véritables tabliers de ponts, formés de poutres comportant des armatures principales tendues avant coulage par appui sur des bases de moule en acier, et des armatures secondaires également tendues. Il est inutile d'insister sur les détails de la technique utilisée, entièrement périmée aujourd'hui en raison de l'invention des ancrages à cône.

Mis en service en 1939, l'ouvrage se comporte parfaitement bien depuis cette date.

Depuis nous avons étudié de nombreux barrages comportant des vannes mobiles de dimensions beaucoup plus considérables que celles de l'Oued Fodda, et il n'est pas douteux que le béton précontraint ne puisse donner une excellente solution de tous les problèmes de vannes qui pourront se poser, à quelque échelle que ce soit.

Barrage de Béni-Badhel

Le barrage des Beni Badhel sur la Tafna (Algérie, département d'Oran) était un barrage à voûtes multiples de 20 mètres de portée, le type absolu-

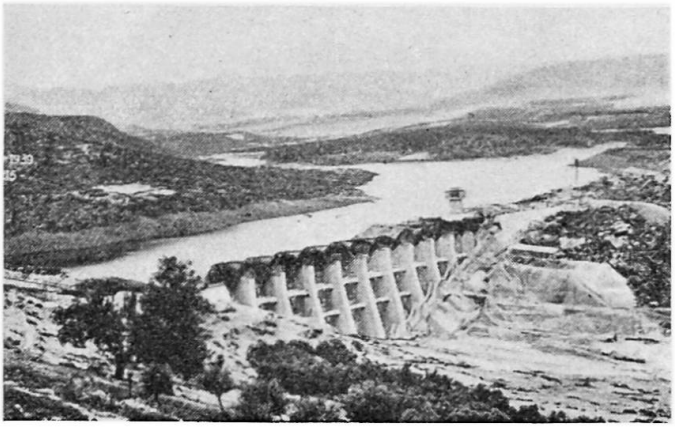


Fig. 22. Barrage de Béni-Badhel (vue générale).

ment classique. Alors qu'il était près d'être achevé, on décida d'augmenter sa hauteur de 7 mètres; ce qui le portait de 60 à 67 mètres dans le thalweg; la pression par suite passant de 1 800 à 2 250 t environ; soit une majoration de 25 %. Les terrains d'appui très fissurés et susceptibles de gonflement faisaient craindre des mouvements transversaux des fondations des contreforts et des séparations entre les culées des voûtes extrêmes et le sol d'appui.

Il fut décidé de remplacer l'allongement des contreforts classique en pareil cas, par la création d'une poussée active obtenue en installant à l'aval des contreforts des massifs de butée et en faisant agir entre eux et l'arrière des contreforts des vérins hydrauliques Freyssinet; sacs de tôle étanches dont les deux faces, d'abord au contact, sont reliées par un raccordement de forme étudiée pour que le gonflement détermine le minimum de déformation platisque du métal. Le prix de ces vérins est minime; leur encombrement en épaisseur, nul; les pressions peuvent y atteindre 200 kg/cm² et plus; les risques de fuite sont rigoureusement nuls.

On devait après mise en pression des vérins, remplir en ciment le vide ouvert par leur action.

En fait, ce calage n'a été fait qu'après plusieurs années, ce qui a permis au service responsable du barrage d'étudier les répartitions des charges sur les fondations en fonction des hauteurs de remplissage et des températures. Ce fait montre le degré de confiance des ingénieurs responsables de la tenue du barrage dans ces vérins; dont l'effort total, *par contrefort*, a dépassé 25 000 tonnes à certains moments.

La répartition des charges sur le haut des contreforts a, d'autre part, été améliorée par la création de contraintes obtenues sur leur bord amont à l'aide d'aciers ancrés dans ce bord à des hauteurs diverses et tendus par leur autre extrémité grâce aux méthodes classiques du béton précontraint.

D'autre part, des poussards transversaux en béton ont été établis entre les bases des divers contreforts pour empêcher leur déversement et leur déplacement normalement à leur plan. On a créé dans ces poussards, par des vérins de même type que ceux des contreforts, de puissantes compressions initiales; dans le but notamment d'appuyer effectivement contre les roches, les culées des voûtes extrêmes soumises à des pressions hydrauliques, parallèles au plan lisse des axes des voûtes, considérables (fig. 19 à 22).

Partout où l'on l'a jugé utile, on a précontraint non seulement les bétons, mais les roches sous-jacentes elles-mêmes à l'aide de câbles scellés

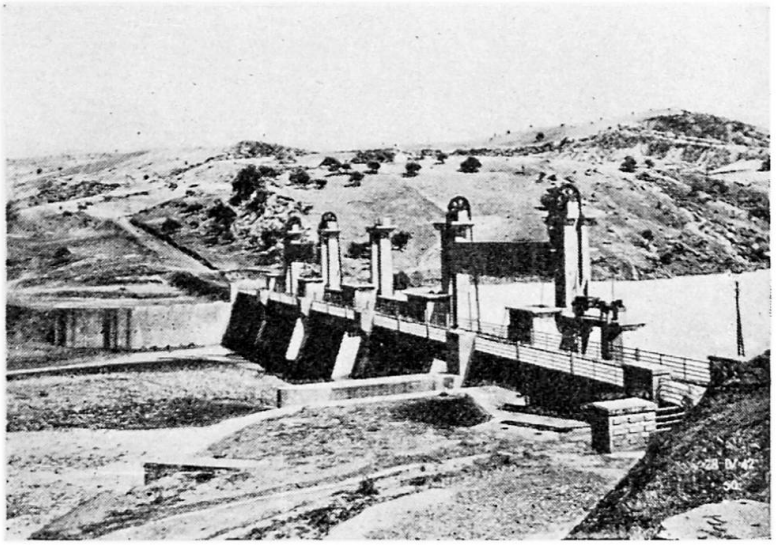


Fig. 23. Vue aval du barrage des Portes de Fer.

dans le roc à leur partie inférieure, maintenus libres sur le reste de leur hauteur, tendus, puis injectés de ciment.

On a pu ainsi en dépit de la surélévation, arrêter les mouvements qui avaient commencé à se manifester et éviter tout décollement des voûtes et des flancs de la vallée.

On n'a exécuté jusqu'à présent aucun grand barrage entièrement en béton précontraint. C'est assez normal, les décisions relatives à ces ouvrages très dispendieux exigeant à l'ordinaire d'assez longues discussions préalables. Toutefois, j'ai fait sur cette question nombre d'études et créé plusieurs types que je ne désespère pas de voir exécuter un jour, pour le plus grand avantage des contribuables; car l'emploi du précontraint entraînera des économies de temps et d'argent considérables.

Un des moyens qui peuvent être utilisés consiste à étendre sur le terrain, homogénéisé comme une fondation de piste d'avion, un rideau étanche en béton précontraint, relié à l'amont à une galerie de contrôle de l'étanchéité du terrain, à l'aval à un parafouille efficace contre les effets des eaux. Un rideau oblique ou vertical est relié par des tirants précontraints au rideau en contact avec le sol.

Il est aisé de régler la position et la dimension de ces rideaux, de manière à réaliser une pression sur le terrain, à peu près nulle quand l'ouvrage est vide, un peu inférieure à la pression hydrostatique quand il est plein. On peut donner aux parties d'un tel ouvrage en contact avec le sol la même souplesse qu'aux revêtements d'un barrage en enrochements. Il impose au terrain des contraintes verticales qui peuvent être réglées à volonté et qui ne dépassent jamais la pression hydrostatique, alors que celles des barrages en terre atteignent près du double de celles-ci. La proportion des composantes horizontales est à la volonté de l'ingénieur. De tels barrages peuvent être substitués à un barrage en enrochements ou en terre partout où ceux-ci sont possibles, en raison de l'extrême souplesse qu'il est possible de leur donner; telle qu'il devient possible de créer des barrages insensibles aux tremblements de terre; avec des économies de temps et d'argent de plus de moitié. La faible épaisseur des rideaux, qui peuvent recevoir les dispositions les plus variées, rend très commode l'installation de vannes d'évacuation de crues et de dispositifs de dévasage.

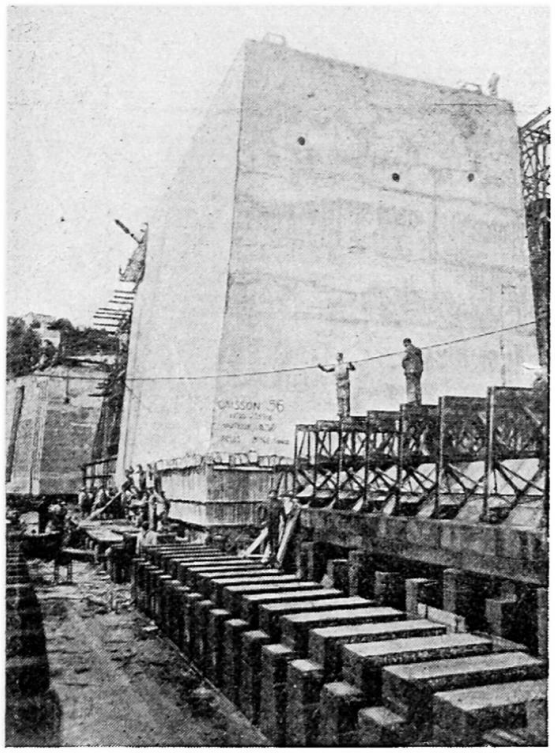
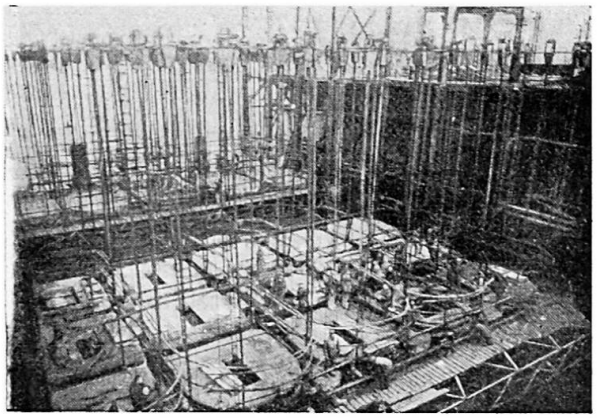


Fig. 24 et **25.** Quais à grande profondeur à Brest. Fabrication d'un caisson.



Ouvrages soumis extérieurement à une pression d'eau

Le béton précontraint se prête remarquablement à l'exécution de tunnels, galeries, puits de mine, etc., en toutes circonstances.

Les Entreprises Campenon Bernard exécutent sous le lit de la Seine une galerie de $3^{m}25$ de diamètre, construite en voussoirs préfabriqués associés par une précontrainte réalisée; transversalement : par la mise en tension d'armatures; longitudinalement : par l'action de vérins; le travail est fait sous la protection d'un bouclier et dans l'air comprimé.

On doit s'attendre à des développements considérables de ces applications, qui ont donné lieu à nombre d'études dont je ne saurais parler ici même sommairement et qui permettront des perfectionnements considérables des techniques de construction par boucliers.

On pourrait évidemment, joindre aux catégories d'ouvrages sur lesquels je viens de donner des renseignements malheureusement trop sommaires, toutes sortes d'ouvrages hydrauliques, revêtements de forme de radoub, caissons, docks ou écluses, pontons, etc. (fig. 24 à 26).

Les Entreprises Campenon Bernard ont exécuté à Brest entre 1934 et l'heure actuelle, d'après mes conseils, de très nombreux ouvrages appartenant aux types les plus divers, ayant en commun ce double caractère : lutter contre une pression d'eau par utilisation des précontraintes. Il m'est impossible d'en parler autrement que pour signaler la puissance et la souplesse des moyens ainsi obtenus.

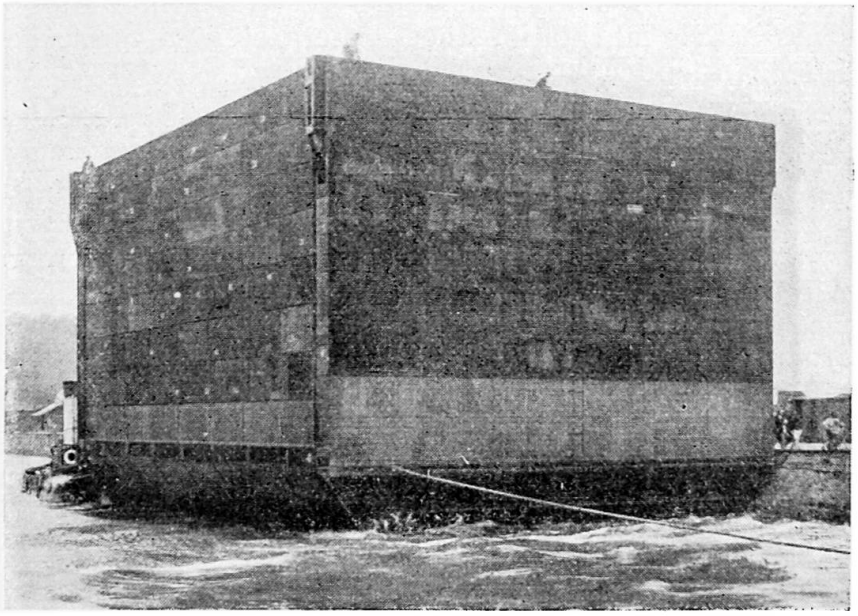


Fig. 26. Transport d'un caisson terminé par flottaison.

Résumé

Tuyaux

Ces tuyaux sont précontraints longitudinalement et transversalement au moyen d'armatures tendues avant et pendant la fabrication.

La protection des aciers est parfaitement assurée et le danger de fissuration est complètement supprimé. Les tuyaux réalisés industriellement pouvaient supporter des pressions de 6 à 18 kg/cm² selon les cas.

Réservoirs et cuves

Les réalisations actuelles se sont bornées notamment à des cuves à vin constituées d'éléments précontraints préfabriqués assemblés sur des montants verticaux et à un réservoir rectangulaire dont la description est donnée en annexe.

Barrages

Un barrage a été exécuté sur l'Oued Fodda. Le radier est précontraint longitudinalement par des vérins prenant appui sur les berges rocheuses, transversalement par des câbles. Les vannes mobiles sont des poutres précontraintes.

Le barrage de Béni Badhel est un ouvrage dont la hauteur a été portée de 60 à 67 mètres et où l'allongement des contreforts a été remplacé par la création d'une poussée active au moyen de vérins Freyssinet prenant appui sur des massifs de butée.

Ouvrages soumis extérieurement à une pression d'eau.

Les réalisations comportent des tunnels, galeries, caissons, revêtements de forme de radoub, docks, écluses, pontons, etc.

Zusammenfassung

Druckrohre

Diese Rohre werden vor oder während der Fabrikation in Längs- und Querrichtung vorgespannt.

Die Eisen sind vollständig geschützt und die Rissegefahr ist ausgeschaltet. Die fabrikationsmässig hergestellten Rohre genügen je nach Bedarf einem Innendruck von 6 bis 18 kg/cm².

Behälter und Tröge

Die neuesten Ausführungen beschränken sich hauptsächlich auf Weinbehälter, die aus einzelnen vorgespannten, vorfabrizierten Bauteilen bestehen, die auf vertikalen Stützen aufliegen und einem rechteckigen Behälter, wie in der vorliegenden Arbeit beschrieben.

Staumauern

Eine Staumauer wurde am Oued Fodda ausgeführt. Die Sohle ist in Längsrichtung durch Pressen, die sich auf die felsige Böschung stützen und in Querrichtung durch Drahtseile vorgespannt. Die beweglichen Schützen bestehen aus vorgespannten Betonbalken.

Die Staumauer von Béni Badhel wurde von 60 auf 67 m erhöht, wobei die Pressen System « Freyssinet » angewendet wurden, die im Felswiderlager fundiert waren.

Unter äusserem Wasserdruck stehende Bauwerke

Die wichtigsten Ausführungen betreffen Tunnel, Gallerien, Caissons, Auskleidungen in Form von Trockendocks, Docks, Schleusen, Pontons, etc.

Summary

Piping

This piping is pre-stressed longitudinally and transversally by means of reinforcements stretched before and during the manufecture of same.

Protection of the steel reinforcement is thoroughly ensured and the danger of cracks is completely eliminated. Piping made in factories was able to withstand pressures of 6 to 18 kg/cm², according to various cases.

Reservoirs and vats

What has been created so far is restricted to wine-vats consisting of pre-stressed and pre-fabricated parts assembled on vertical supports and to one rectangular reservoir, of which a description is given in a schedule.

Dams

A dam was erected across the Oued Fodda. The floor is pre-stressed longitudinally by jacks resting against the rocky banks and transverse cables. The movable sluices consist of pre-stressed beams.

The Béni Badhel dam is a structure of which the height was increased from 60 to 67 metres and in which elongation of the buttresses has been replaced by the creation of an active thrust by means of Freyssinet screw-jacks resting on thrust-blocks.

Structures subjected exteriorally to pressure by water

Works of this kind comprise tunnels, galleries, caissons, surfacings for dry docks, docks, locks, pontoons, etc.

IId10

Réservoir de 7.000 m³ destiné à l'alimentation de la ville d'Orléans en eau potable

Behälter von 7.000 m³ für die Trinkwasserversorgung der Stadt Orléans

A 7.000 m³ reservoir for the drinking-water supply of the city of Orléans

P. LEBELLE

Directeur de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris
Ingénieur Conseil à la S. T. V. P.

L'ouvrage est constitué d'une cuve parallélépipédique de 45 mètres de longueur, 33 mètres de largeur et 5 mètres de hauteur, reposant sur 108 piliers en béton armé.

Il est établi au droit d'un réservoir enterré dont la couverture a été détruite par un bombardement. Ce réservoir était également de forme parallélépipédique et mesurait aussi 45 mètres de longueur et 33 mètres de largeur. Il avait été construit en maçonnerie. La couverture était supportée par des piliers disposés en quadrillage et fondés sur puits. Ces derniers ont été utilisés comme fondation des 72 piliers du nouvel ouvrage qui se trouvent à l'intérieur de la cuve de l'ancien. Les 36 piliers périphériques du nouvel ouvrage ont été fondés sur les murs de pourtour de l'ancien, qui reposent eux-mêmes sur des puits.

Le fond de la nouvelle cuve se trouve à 13^{m}50 au-dessus du radier de l'ancienne. Les piliers intérieurs ont donc 13^{m}50 de hauteur, et les piliers périphériques 8^{m}00 environ.

Un plancher a été établi au niveau de la couverture de l'ancien réservoir; la hauteur de tous les piliers, comptés à partir du dessus de ce plancher est de 8^{m}00.

La couverture de la cuve repose d'une part sur 72 potelets intérieurs en béton armé, dont les axes coïncident avec ceux des piliers intérieurs supportant la cuve, d'autre part, sur les parois verticales de la cuve.

Le fond, les parois verticales et la couverture de la cuve sont des hourdis nervurés, en béton précontraint.

La stabilité de l'ouvrage a été assurée en créant quatre palées obtenues par l'assemblage de deux ou trois piliers. Chaque palée est placée au milieu de la longueur du mur vertical de l'ancien réservoir sur lequel elle prend appui. Ces palées sont pratiquement indéformables dans leur plan, mais peuvent se déplacer légèrement en tête dans le sens perpendiculaire par suite de la flexibilité des piliers qui les constituent.

Tous les piliers sont munis en tête d'une articulation sphérique système Freyssinet afin de diminuer autant que possible les efforts développés dans la cuve par les variations de longueur du béton. Les piliers intérieurs se trouvent maintenus horizontalement au niveau du plancher établi pour couvrir l'ancienne cuve; ils peuvent être considérés comme solidaires des semelles de fondation bien qu'aucune armature ne les relie à ces semelles, puisque, même lorsque leur charge verticale est minima alors que les moments fléchissants qui les sollicitent sont les plus grands, la section d'appui sur les semelles reste entièrement comprimée.

Le fond est constitué par un quadrillage de poutres prenant appui sur les piliers et supportant des hourdis formant des plaques carrées ou rectangulaires.

Les parois verticales comportent des contreforts verticaux saillants à l'extérieur, entre lesquels ont été établis des hourdis. La couverture est analogue au fond, mais les dimensions des poutres et épaisseur des hourdis sont nettement plus faibles que pour le fond, la charge à supporter étant évidemment beaucoup moindre.

Les nervures du fond et de la couverture de la cuve forment des quadrillages; ce sont des poutres de hauteur variable, munies, dans chaque travée, de goussets.

Les contreforts des parois verticales sont des poutres de hauteur constante.

Tous les hourdis sont munis de goussets.

Les précontraintes nécessaires pour assurer la résistance de la cuve sont fournies par des câbles rectilignes non adhérents, disposés dans les poutres, contreforts et hourdis. Ces câbles sont continus sur toute la longueur, toute la largeur ou toute la hauteur de la cuve et ancrés à leurs extrémités, après mise en traction, à l'aide de cônes en béton fretté du modèle, maintenant classique, imaginé et mis au point par M. Freyssinet, en 1940.

Voici comment on a pu assurer à ces précontraintes la distribution requise.

En coupe transversale, et pour l'ensemble de la cuve, les précontraintes doivent suivre une loi linéaire avec intensité maxima au niveau du fond de la cuve. C'est facile à réaliser; il suffit que les câbles horizontaux des parois verticales soient placés à écartements croissants à partir du bas.

On a d'abord construit le fond de la cuve en y plaçant tous les câbles nécessaires. Certains d'entre eux ont été mis en traction. Après quoi, on a bétonné les parois verticales et la couverture et on a tendu ceux des câbles du fond qui ne l'étaient pas encore, les câbles de la couverture et les câbles horizontaux des parois verticales. Enfin, on a terminé par la mise en tension des câbles verticaux des parois latérales. On conçoit aisément la possibilité d'obtenir, par ce procédé, que les câbles horizontaux des parois verticales soient effectivement utilisés à précontraindre cette

paroi et que les précontraintes soient différentes à la jonction du fond et de la paroi verticale dans ces deux éléments.

Dans le sens longitudinal, il faut, aussi bien pour les hourdis que pour les poutres, obtenir des compressions sur une face au milieu de chaque travée et sur la face opposée au droit de chacun des appuis. C'est le problème général des poutres continues précontraintes, qui a reçu d'assez nombreuses solutions.

En général, dans chaque section d'une poutre continue, le moment fléchissant dû aux surcharges varie suivant la distribution de celles-ci entre deux limites $+ M$ et $- M'$. Cela exige que la précontrainte soit proportionnelle à la variation de moment fléchissant $M = M + M'$ et limite les possibilités d'excentrement.

Au surplus, la mise en précontrainte d'une poutre continue développe en général des moments de continuité au même titre que n'importe quel effort appliqué à la poutre. De ce fait, l'excentricité réelle de la précontrainte diffère de son excentricité géométrique, ou, en d'autres termes, la ligne des pressions créées par la précontrainte ne coïncide pas avec le câble, de sorte que la détermination des précontraintes nécessaires ne peut se faire que par approximations successives. La coïncidence peut cependant être obtenue quand les seconds membres des équations des trois moments relatives à chacun des appuis sont nuls; la précontrainte ne crée alors pas de moments de continuité. Cette circonstance se présente évidemment, en particulier, quand les rotations que produirait la précontrainte aux extrémités de chaque travée supposée indépendante sont nulles.

Enfin, M. Guyon a démontré que les précontraintes créées dans une poutre continue sur appuis fixes, par la mise en tension d'un câble de section constante ancré dans les sections extrêmes, ne dépendent que de la courbure du câble et de son excentricité dans les sections extrêmes; elles sont indépendantes des excentricités du câble au droit des appuis intermédiaires. Ces excentricités n'ont d'influence que sur les moments fléchissants et réactions d'appui créés par la mise en tension du câble.

Les moments fléchissants dus aux surcharges, dans le cas de parois de réservoirs analogues à ceux d'Orléans ne peuvent prendre, dans chaque section, qu'une seule valeur, puisque la surcharge est nécessairement appliquée sur la totalité de la surface de la paroi. Pour obtenir une solution économique, il faut donc profiter de cette circonstance en excentrant le plus possible et dans le sens convenable la précontrainte dans chaque section.

Ce résultat a été obtenu, dans le cas actuel, en utilisant des poutres de hauteur variable, précontraintes par des câbles rectilignes.

Considérons une poutre symétrique par rapport au milieu de sa longueur et munie de goussets. Supposons-la posée sur deux appuis simples. Mettons-la en précontrainte par un câble rectiligne parallèle à l'arête supérieure et excentré vers le bas dans la partie médiane et vers le haut aux extrémités. Il existe deux sections symétriques placées dans les goussets, où l'excentricité du câble est nulle.

Il est clair, que dans la partie centrale, la ligne moyenne de la poutre se déformera suivant une courbe tournant sa concavité vers le bas et, au contraire, aux extrémités, suivant des courbes tournant leur concavité vers le haut.

Il est également évident que, pour une certaine valeur f_0 de la dis-

tance f qui sépare le câble de la face supérieure de la poutre, les rotations des sections terminales de cette dernière seront nulles.

Imaginons maintenant qu'on place bout-à-bout un nombre quelconque de poutres identiques à la précédente et qu'on les mette en compression par un câble rectiligne placé à la distance f_0 précédemment définie de la face supérieure : la courbe des pressions coïncidera avec le câble et les précontraintes seront des compressions de la face inférieure à mi-portée et de la face supérieure sur appui.

Par un choix convenable de la longueur et de la pente des goussets, on peut faire en sorte que la courbe des pressions créée par la mise en traction du câble passe au bord supérieur du noyau central dans les sections d'appui qui, dans le cas présent, supportent les moments fléchissants les plus grands. Ceci serait vrai si les poutres étaient de hauteur constante. En fait, l'augmentation de la hauteur au droit des appuis a pour effet de majorer les moments de continuité. Mais l'augmentation de ces moments est moins rapide que l'accroissement de la hauteur, et, à fortiori, que celle du module de résistance de la section.

Dans le cas du réservoir d'Orléans, chaque gousset a une longueur égale au 1/3 de la portée libre et la hauteur sur appui est égale aux 5/3 de la hauteur à mi-portée. Dans ces conditions, le moment d'encastrement dû à une charge p uniformément répartie sur toute la longueur est égal à

$$1{,}20\,\frac{pl^2}{12} = \frac{pl^2}{10}$$

et le moment en travée est

$$\frac{pl^2}{8} - \frac{pl^2}{10} = \frac{pl^2}{40}\,.$$

L'idée d'obtenir des précontraintes de sens et d'intensité convenables dans des poutres continues en utilisant des pièces à inertie variable n'est pas nouvelle. M. Freyssinet l'a utilisée déjà il y a quatorze ans lors du renforcement des fondations de la Gare maritime du Havre. Cette idée a seulement été mise au point dans le cas du réservoir d'Orléans par la détermination précise de la position du câble dont la mise en tension ne détermine pas de réactions hyperstatiques des appuis.

Le même principe a été utilisé pour la mise en précontrainte des hourdis.

Les contreforts ont été précontraints verticalement par des câbles présentant une légère courbure et tels que leur mise en traction ne crée pas de moments de continuité.

Evidemment, les parois verticales forment poutres entre piliers, mais la flexion qui en résulte ne donne lieu qu'à des contraintes très faibles.

Résumé

L'ouvrage est constitué par une cuve parallélépipédique en béton précontraint de 33 mètres de largeur, 45 mètres de longueur et 5 mètres de hauteur, reposant sur des piliers en béton armé.

Toutes les parois de la cuve sont des hourdis à nervures orthogonales, précontraints par des câbles rectilignes non adhérents, continus sur toute

la longueur, toute la largeur ou toute la hauteur de la cuve et ancrés à leurs extrémités, après mise en traction, à l'aide de cônes en béton fretté système Freyssinet.

Les hourdis et nervures sont munis de goussets. De la sorte, des câbles rectilignes peuvent fournir les précontraintes nécessaires aussi bien à mi-portée que sur appuis.

L'idée d'obtenir des précontraintes de sens et d'intensité convenables dans les poutres continues en utilisant des pièces à inertie variable n'est pas nouvelle. M. Freyssinet l'a utilisée déjà lors du renforcement des fondations de la gare Maritime du Havre (Congrès de 1936, *Publication préliminaire*).

A l'occasion de la construction du réservoir d'Orléans cette idée a été entièrement développée et mise au point.

Zusammenfassung

Das Bauwerk besteht aus einem parallelipipedischen Trog aus vorgespanntem Beton von 33 m Breite, 45 m Länge und 5 m Höhe, der auf Eisenbetonstützen ruht.

Alle Trogwände bestehen aus orthogonal versteiften Eisenbetonplatten, die durch nicht haftende, geradlinige Vorspannkabel vorgespannt sind; diese sind ferner stetig über die ganze Länge, die ganze Breite und die ganze Höhe des Troges durchgeführt und, nachdem sie vorgespannt sind, an ihren Enden mittelst der umschnürten Kegelverankerung « System Freyssinet » verankert.

Die Eisenbetonplatten und Versteifungsrippen sind mit Voûten versehen. Auf diese Art und Weise können geradlinige Kabel die notwendigen Vorspannungen sowohl in Feldmitte wie an den Auflagern liefern.

Das Prinzip, in durchlaufenden Balken mit veränderlichem Querschnitt vorteilhafte Vorspannungen zu erhalten, sowohl was die Lage wie auch die Grösse der Vorspannkräfte anbelangt, ist nicht neu. Herr Freyssinet hat es bereits bei der Verstärkung der Fundamente des Hafenbahnhofes in Le Havre (Kongress 1936, *Vorbericht*) benützt.

Anlässlich des Baues des Behälters in Orléans wurde die Idee weiter entwickelt und in ihren letzten Einzelheiten abgeklärt.

Summary

This structure consists of a parallelopipoid basin of pre-stressed concrete 33 m in width, 45 m length and 5 m depth, resting on pillars of reinforced concrete.

All the walls of the basin are wing-transoms having orthogonal ribs, pre-stressed by rectilinear non-adhering cables, running continuously for the whole length, width and depth of the basin and anchored at their extremities after being put under traction, with the aid of cones of concrete, iron-bound, of the Freyssinet type.

The wing-transoms and ribs are provided with gussets. With this arrangement rectilinear cables can supply the requisite pre-stressing, both in the middle and supports.

The idea of obtaining pre-stresses in suitable directions and of suitable intensity in the continuous beams by using elements of varying inertia is

not new. M. Freyssinet made use of it as far back as the strengthening of the foundations of the Quayside Station at Le Havre (1936, Congress, *Preliminary Publication*).

When the Orléans reservoir was constructed this idea was fully developed and perfected.

IId11

Le nouveau pont de Waterloo à Londres

Die neue Waterloo-Brücke in London

New Waterloo bridge at London

JOHN CUEREL
B. Sc., M. I. C. E.
London

Introduction

This paper gives details of the design of the highway bridge across the Thames in London.

The new bridge, shown in figures 1 and 2 was commenced in 1937, and was opened to traffic in 1942. It replaces Old Waterloo Bridge, built to the designs of John Rennie, which was begun in 1811 and opened in 1817. The old bridge consisted of a heavy structure in masonry having nine arches, each of 120 feet clear span, carried on piers 20 feet in thickness and massive end abutments. The width of the structure was 45 feet. In 1923 foundation failure commenced at one of its piers in consequence of which restrictions were imposed on traffic and, as a further precaution, a temporary bridge was erected 30 feet clear downstream. With the completion of the new bridge, the temporary bridge has been removed. Between the years 1923, when foundation trouble commenced, and 1934, when it was finally decided to remove the old bridge, there had been much controversy as to whether the old bridge should be reconditioned and widened or removed. The decision for its removal rendered it possible to design in reinforced concrete a new bridge incorporating the existing approaches, having five spans each nearly 240 feet clear, an overall width of 83 feet and 3 feet more headroom for the passage of river traffic.

General description

The new Bridge has a roadway 58 ft wide, and two footpaths each 11 ft wide. It has been designed to carry the Standard Load for Highway Bridges of the Ministry of Transport, the equivalent loading curve being used. No

reduction on account of the six-line width of roadway was made. In addition, the design of the cross girders and deck slab was controlled by the assumption of a 40-ton axle load (two wheels of 20-tons each, including impact) or a special lorry on multiple wheels having a gross weight of 150 tons including impact allowance.

The main members throughout are of reinforced concrete. Fabricated steelwork has, however, been used for details, such as those at expansion joints and for the inclined struts to the pier shells, wherever it was advantageous.

The relation of the primary structural elements is shown in figure 3. Changes in length are taken care of by expansion joints, which also permit of angular movement in a vertical plane. A simple knuckle joint is provided at the bridge end of the hinged approach slab so that changes in level and slope of the cantilever are accommodated by the hinge action of this slab. The suspended portion of the centre span is similarly adapted by the expansion joints at its ends. The bearing walls of the piers and abutments, by reason of their flexibility in the direction of the bridge, offer little restraint to horizontal movement and change of slope of the superstructure, and so constitute in effect an articulated support.

Piers

The pier construction is also shown in figures 3 and 4. The foundation consists of a solid block of concrete 6 ft thick, reinforced at the bottom with transverse and longitudinal bars. Alternate bar-ends are welded to the steel sheet piling, and welded anchors are also provided near the top of the block, thus effectively securing the piling against relative movement. The reinforcement has been designed to suit the bending stresses resulting from the excess of upward over downward pressure on the footing projection and from the skin frictional support afforded by the piling. Projecting bars are cast into the foundation to bond with the cellular base to the bearing wall and pier shells.

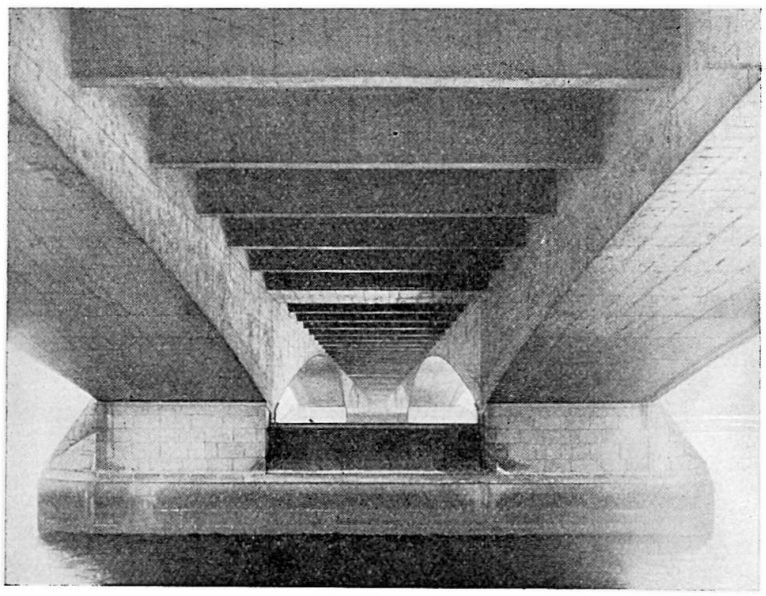


Fig. 1. Underside view of the new Waterloo bridge.

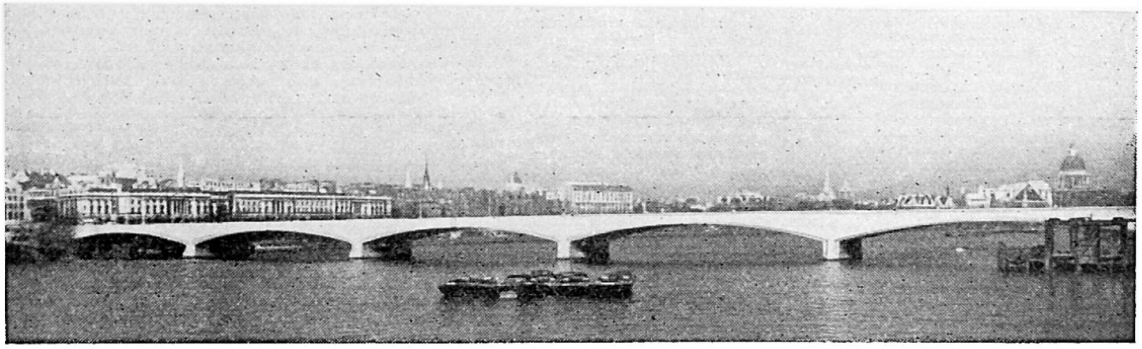


Fig. 2. New Waterloo bridge.

The cellular base is provided to spread transversely the load from the bearing wall, and to form a transition between the solid block and the narrow wall. The reinforcement to the cross walls of the base has been arranged to take the principal tensile stresses arising from this action.

The bearing wall carries the whole weight of the superstructure and, in addition to the direct stress resulting therefrom, is subject to flexural stresses due to the various movements. The wall is rigidly connected to the cellular base and the superstructure and serves to fix the main box members against torsion; it also distributes the loading longitudinally over the foundation and lends itself to a convenient scheme of jacking. The lower portion of the wall is comparatively lightly reinforced, whilst the upper portion, above the jacking gap, is heavily reinforced, particularly under the inner ribs of the superstructure; in this region transverse reinforcement in the form of bars welded at their ends to the vertical and the longitudinal horizontal bars is also provided. The proportion of direct stress to bending stress is such that tension cannot occur in any portion of the wall.

The bearing wall is surrounded by, but completely separated from, a granite and Portland stone faced reinforced concrete shell. This shell, apart from appearance, protects the main supporting member from damage by shipping, provides the substance of the stops preventing excess movements of the superstructure, and constitutes a permanent cofferdam which would, if necessary, facilitate inspection and repair of the bearing wall.

The vertical ribs on opposite sides of the bearing wall are connected by steel diagonal members passing through clearance holes, thus forming in effect a truss the full width of the pier to resist impact and forces applied at the stops. The steel diagonals, where not embedded in the rib concrete, are protected against corrosion by zinc spraying and « gunned » bitumen.

The stops at the top of the vertical ribs are opposed to the haunch of the bearing wall. Design to resist traction forces only presented no difficulty, but it was thought desirable to develop, if possible without any great additional cost, the full strength of the shell construction (its scantlings being as determined by its other functions) in resisting indeterminate forces such as might be occasioned by an exceptionally heavy impact deflecting the shell against the superstructure. The solution was seen in developing the maximum possible friction between the haunch and the stop so that virtual A-frames would be set up by the bearing wall and the ribs resisting

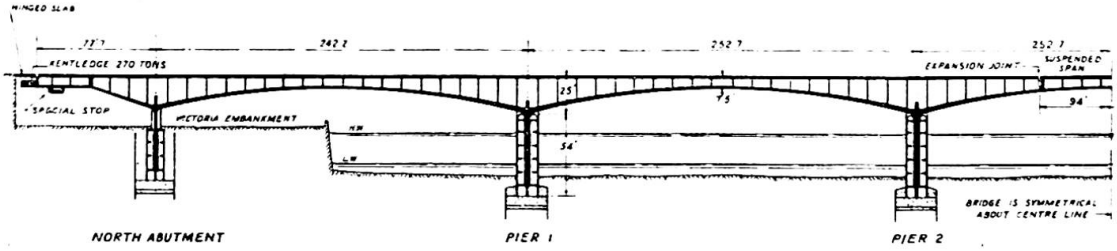


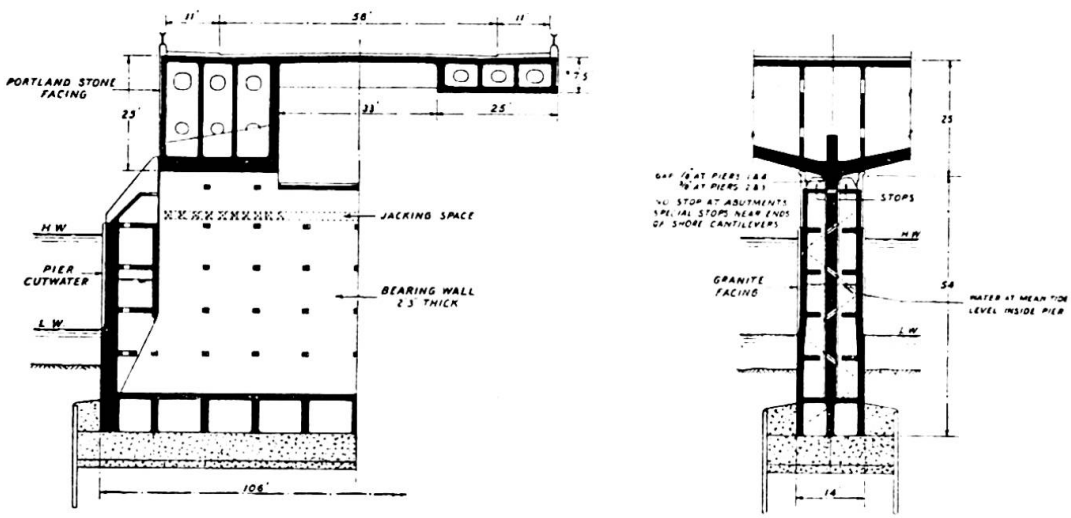
Fig. 3. Longitudinal section through box girder.

pressure. Experiment showed that with concrete cast against hardened concrete and separated after setting, a friction angle of about 45 deg. was developed on further contact. The stops at piers Nos. 1 and 4 were therefore formed by pouring them against the roughened haunch, the superstructure being jacked over as necessary. At piers Nos. 2 and 3, where clearances are greater, it was inconvenient, in relation to the contractor's programme, to jack over the superstructure, and the stop faces were formed by a slab of hard Portland stone fitted to the haunch and then drawn away and cast into the stop.

The design of the abutments is generally on similar lines to that of the piers, but no stops are incorporated in the shell structure.

Main girders

The superstructure consists throughout of two box girders; subdivided by internal ribs and diaphragms, carrying a central strip of decking which is integral with the main members. Considered longitudinally, the bridge is symmetrical about its centre and each half consists of a twin two-span girder continuous over the first river pier (pier No. 1 or pier No. 4) and cantilevering shorewards from the abutments and into the centre span from the second pier. The gap in the centre span, between the cantilevers



Half section at pier. Half section at crown. Section of pier.

Fig. 4.

extending from the north and south, is filled by a suspended section, whilst each shore end cantilever carries a short hinged approach slab.

A cross section of the girder at the crown is shown in fig. 5. The lower flange is comprised by the curved vault slab 25 ft wide. The web member is made up by four ribs, the inner being about double width throughout compared with the others; the upper flange is formed by the deck slab.

The moment of inertia was calculated at ten sections on the span and the analysis was carried out by ordinary slope-deflection means. It was decided to consider the full concrete section as acting, but with a varying modulus of elasticity for concrete. On the compression side the full value was taken from the extreme fibre to the neutral axis, except near the centre-line of the deck, whilst on the tension side modulus was assumed to vary parabolically from the full value at the neutral axis to half value at the extreme fibre. The reinforcement (tension and compression) was taken into account at the appropriate modular ratio. The central portion of the deck slab, being monolithic with the box members, will act with them, but near the centre line, owing to shear strain, the full stress will not be developed, and to allow for this the slab depth and steel area at the centre were taken at half value, increasing uniformly to full value at a point 4 ft from the inner face of rib D. A modulus value for concrete of E = 4 500 000 lb per square inch was taken for live load effects, and of E = 1 800 000 per square inch for dead load moments and deflection. The initial deflections on jacking showed E = 5 500 000 lb per square inch approximately, whilst subsequent creep deflections indicate E = 1 800 000 lb per square inch to be about the correct asymptotic value.

Longitudinal reinforcement in the deck and vault consists of straight bars only, their number and sectional area being varied to suit the bending moment. Shear reinforcement is generally in the form of transverse bars, but in the ribs horizontal shear steel is also used. Stirrups and transverse bars are generally at constant pitch, diameters of bars being adjusted as necessary.

The cross girders carrying the deck slab between the main members are of T-beam type. The external dimensions were determined by architectural considerations, and the webs were made hollow to avoid unnecessary weight.

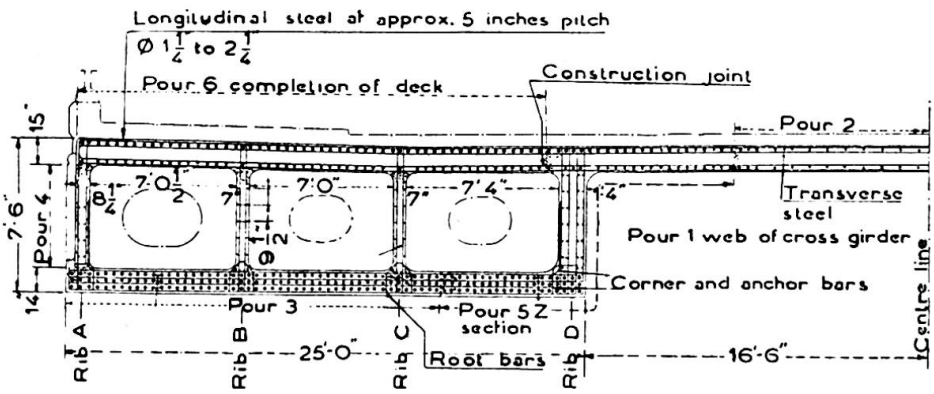


Fig. 5. Half cross section at crown.

Cantilevers and suspended span

In the case of the shore cantilever the negative bending moment at the abutment resulting from its self-weight was insufficient to reduce the positive moment near the centre of the first span to a practicable value. Considerations of the effect of relative settlement of supports showed it to be undesirable to anchor down the end, as the additional span thereby introduced would be too short. It was decided, therefore, to load the end of each member with kentledge, and 270 tons of cast iron were provided in a special box at each corner of the bridge.

Calculations showed the ideal length of the suspended span to be 88 ft. This length, however, would have caused the joint to clash with a cross girder and diaphragm, the uniform pitch of which it was not desired to upset; the suspended length was therefore increased to about 94 ft and to preserve the « balance » at the adjacent piers 40 tons of kentledge were provided inside each cantilever member near the joint.

Torsion

By reason of the disposition of the loading on a cross section of the superstructure and the comparative flexibility of the cross girders, the main box members are subjected to torsion. In computing the value of this, together with the degree of fixity at the ends of the various cross girders, a first assumption was made that the shape factor for torsion rigidity for a hollow box member with an eccentric core was as given by St. Venant for a solid rectangular member of similar external proportions. To confirm this assumption, and to obtain the relation between the shear and flexural moduli of the concrete, experiments were made on both solid rectangular specimens and twin hollow specimens of the mean proportions of the bridge members, with wall thicknesses to scale. All specimens were of the same concrete mix as the bridge members and were carefully vibrated during manufacture. The box specimens were tested with and without a connecting slab simulating the strutting action of the deck slab. Bending tests were also made. It was found that the shape factors for solid and hollow specimens were practically identical; the shear modulus was two fifths of Young's modulus (that is, for the very high-grade concrete used, a Poisson's ratio of 0.25 obtained as for steel). The torsional rigidity was the same whether or not the members were strutted, and, by test to destruction, it was confirmed that the greatest shear stress occurred in the thinnest wall independently of its distance from the centroid of the section.

Expansion joints

At the extreme ends, and in the centre span at the bearings of the suspended section, expansion joints are provided. All joints are of the single segmental roller-bearing type, and they are arranged to cater for a total change of length of 6 in, corresponding to a range of body temperature of 60 deg. F. The centre span joints have several features worthy of mention

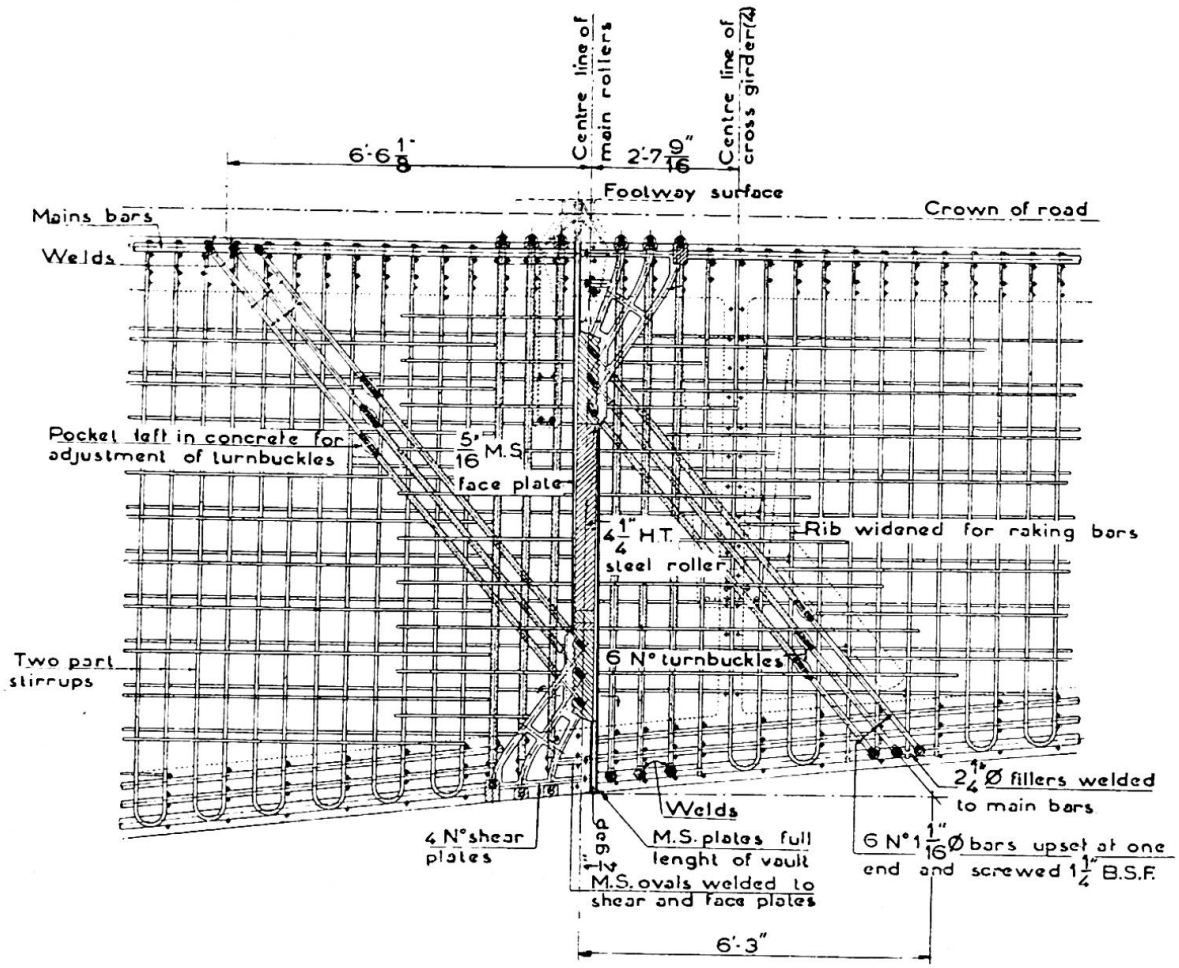


Fig. 6. Centre span (expansion joint details).

(fig. 6). It was necessary to avoid projections at the joints, and the main rollers were therefore limited in width to the thickness of the ribs. Loading conditions were such that, using medium high-tensile steel, a diameter of 40 in, was required for the rollers, and this, together with the inevitable division of the rib depth, so reduced the corbel above and below that a shear value in excess of 1.000 lb per square inch was called for. Such a high figure could not be realized with normal reinforcing; accordingly the principal compression component was transferred from the bearing billets by means of special reinforcement, or « shear » plates, whilst the principal tensions were taken care of by medium high-tensile bars which were prestressed as described later.

Considerations of transverse deflection showed that, with the main bearing rollers only, the major portion of the loading would be thrown on to the inner rib. Although this action could have been compensated to a large extent, in the case of dead loading, by the initial setting, the greater live load effect could not conveniently be eliminated. Secondary rollers in the deck and vault slab were therefore provided which ensured the transmission of the torsion arising from transverse deflection across the joint, and the whole span was thus enabled to act in relation to torsion as if monolithic.

Stops

At the top of the vertical ribs of the pier shells and near the end of the shore cantilevers, stops are provided to limit the movements of the superstructure resulting from various causes. The stops at piers Nos. 1 and 4, being practically at the centre of expansion of the north and south halves respectively, are provided with only 1/8-in mean clearance each side; those at the other piers and the end stops have about 3/8-in mean clearance, the amount being adjusted so that contact is made, one side or the other, at the extremes of temperature. The end stops consist of heavy reinforced concrete walling, founded generally on cored piles, and are of such robust construction that should any pier develop a tendency to tilt sufficient resistance would be available for prevention or correction. The stop detail is comprised of an elongated steel-shod nib projecting horizontally from the vault slab of the cantilever into a steel-lined recess in the walling. In addition to the stops described, ties are arranged across the centre span expansion joints to limit independently the amount by which they may open.

Should the bridge ever be called upon to carry its full design load there would be, in the absence of preventive means, first a downward and then an upward deflection of about 1 in at the end of the shore cantilever as the load passed over and on the first span. This would cause damage to the road and footpath surfacing at the approach and might give rise to an undesirable feeling of deflection. Dampers were therefore provided in the form of reinforced concrete columns containing a central rod which passes through a hole in the vault slab. Adjustable stops were formed between the top of the column and the vault to limit downward deflection, and between a pad on the top of the vault and a nut at the end of the rod to limit upward movement. These dampers were so proportioned that whilst their strength was adequate to control live-load deflections they would yield before any damage to the bridge structure proper could result from failure to readjust their setting following an appreciable settlement of the abutment or pier foundations.

Construction joints

The desirability of avoiding joints in zone of high shear stress, the effect of the settlement of centering piles during construction, and the contractor's scheme for carrying out the work had to be taken into account. The arrangement finally evolved consisted in providing temporary transverse gaps at about one-sixth span from the piers and at the centre, thus dividing each span-length into three sections, one pier section, and two centre sections, each capable of slight relative settlement during concreting. The sections were sub-divided by longitudinal joints in pre-determined positions, to give reasonable pours without introducing additional transverse joints, except as afforded in the centre span by the expansion joints.

Pre-stressing

In the shore cantilevers, at the top of the bearing walls, and in the vicinity of the centre-span expansion joints, where exceptionally high shear stresses are obtained, certain reinforcing bars were required to be pre-stressed. Such bars were of medium high-tensile steel with ends upset and screwed, and contained in steel tubes fitted with projecting end connections. After the concrete had been poured and had hardened the bars were stressed by passing steam through the tubes and taking up the thermal extension by turning the end nuts or turn-buckles so that, on cooling, the required stress was induced. A final stress of 30 000 lb per square inch was required in the bars, and the initial apparent stress, as measured by the turns of the screws, to ensure this was found by calibration with a hydraulic jack to be 45 000 lb per square inch, the difference being due to elastic and creep compression of the concrete and to shrinkage, the latter factor being small on account of the concrete being many months old when stressing was carried out. The bars were finally grouted up solid in the tubes, the steam connections being used for this purpose.

Welding

To realize the desired slimness of the construction a high percentage of reinforcement was necessary, and it was evident that welding would afford many advantages. The elimination of laps, splice bars, and hooks would enable scantlings, and therefore dead weight, to be reduced to the minimum, and within the limitations of the design would permit the simplest arrangement of the steel in relation to concrete placing. Welding also offered a rigid reinforcement cage true to dimensions and cover and resistant to displacement during concreting, and provided a means whereby efficient crack-control could be ensured. Electric arc welding was used.

Concrete

The superstructure, the bearing walls, and the cellular bases to the piers and abutments were specified to be of concrete quality A, the mix being : cement, 112 lb minimum and 140 lb maximum; aggregates (sum of volumes measured separately), 5 5/8 cub. ft. Strength requirements on 6-in cubes were : preliminary tests at 28 days, 5 600 lb per square inch; works tests at 28 days, 4 200 lb per square inch, and at 3 months 5 000 lb per square inch.

The pier and abutment shells were of concrete quality B, which mix was similar to quality A but with strength requirements reduced by 20 per cent. In practice it was found that the strengths corresponding to quality A could be realized with the minimum quantity of cement, so that the mixes became, in fact, identical. Generally for vibrated reinforced work a slump of 3 in was permitted. Concrete with 1-in slump was used in many heavily reinforced parts of the work, and there was no evidence to show that a

higher value was generally necessary. The water/cement ratio ranged from 54 per cent. to 60 per cent. by weight.

The whole of the concrete in the bridge structure, except the foundation block, was vibrated, a minimum frequency of 5 000 cycles per minute being specified. Electric vibrators, of 160-watt and 250-watt capacity, clamped to the shuttering, were used generally. Immersion vibrators were employed in situations such as at junctions of members where the external machines could not be fully effective.

Surface treatment

No treatment could be adopted which would impair the strength and life of the structure, and accordingly bush hammering and tooling, which not only remove the surface but also cause damage to the underlying concrete, were excluded from general adoption. The stone facing has been arranged in vertical strips so that the joints in no way imply heavy stones functioning as an arch or wall. It was specified that the forms for surfaces exposed to public view should be lined with a smooth-faced non-absorbent plywood and, after stripping, the concrete face should be mechanically ground by carborundum disks. The « arch ring », where special cover to the reinforcement had been provided, was lightly hammered with an electric hammer, whilst the underside of the structure, except the curved vaults of the end spans, received an « engineering » finish, consisting of grinding down the worst board marks and blemishes resulting from welding splash, cleaning, and then stippling with and rubbing in a thin coat of neat cement mortar. The end span vaults were lightly sandblasted in two stages, the first to expose flaws for making good and the second an all-over treatment to give uniform texture.

Stresses

The maximum values of stresses in the reinforced concrete construction were broadly governed by the desire to provide factors of safety equal to those implicit in the Code of Practice, Section 3. The concrete generally corresponded to the nominal 1 : 1.5 : 3 Special Grade mix; the reinforcement was generally mild steel, but medium high-tensile steel was used for pre-stressed bars. The maximum working stresses are given in table I. Preliminary and works crushing tests on 6-in cubes at 28 days called for minimum strengths of 5 600 lb per square inch (4 x) and 4 200 lb per square inch (3 x) respectively. The compressive stress in the main girders, although a bending stress, was limited to the mean of the bending and direct values on account of the cellular form of these members. The shear on a reinforced section was limited to the value given (the Code would permit 550 lb per square inch) for reasons of crack control. The figure was arrived at as a result of tests to determine the ultimate tensile strength of the concrete in bending and shear. A general minimum of 450 lb per square inch was found from both bending and torsion tests on unreinforced specimens.

The flexural reinforcement to the main girders consisted generally

of bars about 2 in diameter; tests showed a yield-point of 36 000 lb per square inch for this size of bar, so that to preserve the normal factor of safety (about 2.2), which is based on the yield-point of smaller diameter bars, the working stress was reduced.

In the superstructure the calculated maximum stresses correspond closely to the working stresses given in table I, except in the case of bond, where the maximum stress, computed in the ordinary manner, amounts only to 70 lb per square inch. The bearing pressures on the foundations are given in Table II. The figure of 8 cwt per square foot for the skin friction on the piling, taken on the projected area, is given as a probable mean value. On first loading the friction would be some 50 per cent. higher, but as a result of shear « creep » in the clay there would be a transference of load to direct bearing, and the ultimate value would be small.

Concrete stresses : lb per square inch		Steel stresses : lb square inch	
Bending	1 400 (x)	Beam tension	16 500
Direct	1 100	Web	18 000
Main Girders	1 250	Pre-stressed bar	30 000
Shear	140	Compression	Modular ratio basis
Bond	140		
Shear (reinforced)	450		

TABLE I

Skin friction on piling	Gross pressure : tons per square foot		Net pressure : tons per square foot	
	Abutment	Pier	Abutment	Pier
Nil	4.76	4.45	2.54	3.12
8 cwt per square foot	3.77	3.68	1.55	2.35

TABLE II

The new bridge was designed for the London County Council by Messrs. Rendel, Palmer and Tritton, Consulting Engineers; in association with the Council's then Chief Engineer, Sir Peirson Frank, M. I. C. E., F. S. I., the collaborating architect being Sir Giles Gilbert Scott, O. M., R. A. The contractors were Messrs. Peter Lind & Co. Ltd.

Résumé

Ce mémoire donne des indications concernant la construction du nouveau pont-route sur la Tamise, à Londres.

Ce nouveau pont, dont la construction débuta en 1937 a été ouvert à la circulation en 1942. Il remplace l'ancien pont de Waterloo construit de 1811 à 1817 d'après les plans de John Rennie. Le vieux pont était constitué par

neuf arches lourdes en maçonnerie de 120 pieds de portée, reposant sur des piles de 6 mètres d'épaisseur et des culées massives. La largeur était de 13m50. En 1923 la fondation d'une pile commença à s'affaisser, nécessitant une réduction du trafic. Un pont provisoire fut érigé 9 mètres en aval, pont qui fut enlevé après l'achèvement du nouveau pont. En 1934, la construction du nouveau pont fut décidée. Pendant la période 1923-1934, il y eut de nombreuses discussions pour savoir s'il fallait renforcer et élargir l'ancien pont ou le démolir. La décision intervenue en 1934 permit de concevoir un nouveau pont en béton armé pour lequel les voies d'accès étaient maintenues, comportant cinq arches d'environ 240 pieds de portée intérieure et un tirant d'air dépassant le tirant existant de 3 pieds.

La caractéristique principale du nouveau pont consiste dans ses lignes élancées. Les voies d'accès, d'une hauteur considérable au-dessus des deux rives, sont reliées par une construction d'une longueur de 375 mètres reposant sur des piles dont la hauteur au-dessus du niveau de l'eau n'est que de 0m30.

La superstructure supportant le tablier, comporte deux maîtresses-poutres de hauteur variable de 7m50 de largeur, écartées de 10 mètres. Celles-ci supportent une dalle intermédiaire d'une construction monolithique. Les appuis sont constitués par quatre piles reposant dans le lit du fleuve et deux culées, non apparentes sur les berges. La travée centrale est en cantilever.

Les caractéristique techniques principales sont :

Béton vibré.

Un système de renforcement soudé sur chantier éliminant tous les accessoires tels que recouvrement, crochets, etc.

Précontrainte et renforcements locaux.

Poutres jumelées en caisson continues au-dessus de trois appuis. Ces poutres sont supportées sur des voiles minces flexibles les préservant de tout effet de torsion pouvant résulter d'une charge excentrée sur la dalle de 33 pieds de largeur entre ces deux poutres.

Répartition des charges sur toute la largeur des piles par l'intermédiaire de voiles comportant toute la largeur de ces piles.

Piles constituées par des caissons donnant une protection suffisante aux voiles portants et limitant le déplacement longitudinal de ceux-ci.

Pendant la construction, la répartition correcte des charges et la mise à niveau furent exécutées au moyen de vérins hydrauliques placés dans les voiles portants.

Zusammenfassung

Dieser Bericht gibt Aufschluss über die Konstruktion der neuen Strassenbrücke über die Themse in London.

Die neue, 1937 in Angriff genommene Brücke wurde 1942 dem Verkehr übergeben. Sie ersetzt die alte Waterloo Brücke, die, 1811 begonnen und 1817 dem Verkehr übergeben, nach den Plänen von John Rennie gebaut wurde. Die alte Brücke bestand aus einer schweren Mauerkonstruktion mit neun Bögen von je 120 Fuss der inneren Oeffnung, die von 20 Fuss dicken Pfeilern und massiven End-Widerlagern getragen wurde. Die Brücke

hatte eine Breite von 45 Fuss. Im Jahre 1923 begann das Fundament unter einem der Pfeiler zu versagen, sodass der Verkehr auf der Brücke eingeschränkt werden musste. Als weitere Vorbeugungsmassnahme wurde 30 Fuss (ca. 10 Meter) stromabwärts eine Notbrücke erstellt. Nach Fertigstellung der neuen Brücke ist die Notbrücke entfernt worden. Zwischen 1923, dem Jahre, in dem die Schwierigkeiten mit dem Fundament einsetzten, und 1934, in dem der Beschluss endgültig gefasst wurde, die alte Brücke abzubrechen, war es wiederholt zu Meinungsverschiedenheiten darüber gekommen, ob die alte Brücke renoviert und verbreitert, oder aber abgebrochen werden sollte. Durch den Beschluss, die alte Brücke zu entfernen, wurde die Möglichkeit geschaffen, eine neue Brücke in Eisenbetonkonstruktion zu bauen, die die bestehenden Zufahrtswege beibehielt, fünf Bögen von je beinahe 240 Fuss der inneren Oeffnung besass und den Wasserfahrzeugen einen 3 Fuss höheren Passierraum gestattete.

Das Hauptmerkmal der neuen Brücke besteht in ihren schlanken Linien. Die bestehenden Zufahrtswege, die eine beträchtliche Höhe über den beiden Flussufern erreichen, werden durch eine Konstruktion miteinander verbunden, die über ihre 1 250 Fuss Gesamtlänge eine Pfeilhöhe von nur einem Fuss aufweist. Die Tragelemente befinden sich unterhalb des Fahrdammes und bestehen aus doppelten, vierkantigen Trägern verschiedener Höhe und von je 25 Fuss Breite; diese Tragelemente liegen in 33 Fuss Abstand voneinander. Sie tragen eine mit ihnen monolithartig gebaute Zwischendecke. Im Fluss stehen vier Pfeiler und auf jedem Ufer ein verstecktes Widerlager. Die vierkantigen Träger ragen über ihre Stützen hinaus und tragen in der Mitte einen Hängebogen.

Die technischen Besonderheiten dieser Brücke sind :

Vibrierter Beton.

Eine an Ort und Stelle geschweisste Verstärkung, wodurch alle Ueberlappungen, hakenförmige Endteile usw. wegfallen.

Oertliche Vorspannung der Verstärkungsglieder.

Doppelte, hohle, vierkantige Träger, die ununterbrochen über drei Stützen verlaufen. Diese Träger sind von dünnen, biegsamen Stützwänden getragen, die sie gegen Torsion festhalten, welche aus der durch die den 33 Fuss weiten Zwischenraum abdeckende Zwischendecke bedingten exzentrischen Belastung entsteht.

Tragmauern, die sich über die ganze Breite der Konstruktion erstrecken und deren Gewicht über die Länge der Pfeiler verteilen.

Pfeiler, bestehend aus kräftigen, hohlen Tragwänden, die den unabhängigen Tragmauern jeden notwendigen Schutz und, in ihren Oberteilen, den notwendigen Rückhalt bieten, um Längsverschiebungen zu begrenzen.

Bei der eigentlichen Bauarbeit erzielte man die notwendige Gewichtsverteilung und Höhenberichtigung mittels hydraulischer Pressen, die in Aussparungen in den Tragmauern untergebracht wurden.

Summary

This paper gives details of the design of the new highway bridge across the Thames in London.

The new bridge, commenced in 1937, was opened to traffic in 1942.

It replaces old Waterloo Bridge, built to the designs of John Rennie, which was begun in 1811 and opened in 1817. The old bridge consisted of a heavy structure in masonry having nine arches, each of 120 feet clear span, carried on piers 20 feet in thickness, and massive end abutments. The width of the structure was 45 feet. In 1923 foundation failure commenced at one of its piers in consequence of which restrictions were imposed on traffic and as a further precaution a temporary bridge was erected 30 feet clear downstream. With the completion of the new bridge, the temporary bridge has been removed. Between the years 1923 when foundation trouble commenced and 1934 when it was finally decided to remove the old bridge, there had been much controversy as to whether the old bridge should be reconditioned and widened or removed. The decision for its removal rendered it possible to design in reinforced concrete a new bridge incorporating the existing approaches, having five spans each nearly 240 feet clear, an overall width of 83 feet and 3 feet more headroom for the passage of river traffic.

The main feature in the new bridge consists in its slender outline whereby the existing approaches at a level of some considerable height above the banks on either side of the river are joined by a structure having only one foot of camber in its 1 250 feet of length. The load-carrying members are situated below road surface and consist of twin box girders of variable depth each 25 feet in width situated 33 feet apart. These carry an intermediate deck, built monolithic with them. There are four piers in the river and an abutment hidden on each bank. The box members cantilever beyond their supports and carry in the centre a suspended span.

The principal technical features comprised in the design of this bridge include :

Vibrated concrete.

A system of reinforcement welded in situ whereby all necessity for laps, hooked ends & c. was eliminated.

Prestressing of reinforcement in places.

Twin hollow box girders continuous over three supports. These girders are supported on thin flexible bearing walls which fix them against the torsion resulting from the eccentric loading caused by the deck over the 33 foot space between.

Load-bearing walls extending the full width of the structure and distributing its weight over the length of the piers.

Piers consisting of strong hollow shells which provide all necessary protection to the independent bearing walls and, at their tops, the restraints necessary to limit longitudinal movement.

In construction, decentering and correction of levels was affected by means of hydraulic jacks situated in emplacements formed in the load-bearing walls.

IId12

Les ponts de Sandö

Die Brücken bei Sandö

The bridges at Sandö

I. HÄGGBOM
Chief Engineer of Design, A. B. Skånska Cementgjuteriet, Stockholm

Situation

The bridges over the Angerman River at Sandö, which were built during the years 1938-1943, form part of the Stockholm-Haparanda coastal road.

The river is divided at this point into two wide arms and one narrower one, separated from one another by the islands Killingholmen and Sandön. The main channel is bridged by a hingeless concrete arch with a span of 264 metres, whereas the other wide arm, the Klockestrand Sound is bridged by a continuous concrete girder with a maximum span of 71.5 metres. The width of the roadway is $12^{m}00$ of which $2 \times 1^{m}25$ are foot-paths.

Nature of the ground

The nature of the ground is comparatively unsatisfactory. There is a deep rock bed below the bottom of the river, covered by a very thick deposit consisting mainly of fine sand, changing upwards to loam and silt with a top stratum of loose clay. The depth of water in the river is 18 to 19 metres. At the banks, where the soil has been washed away, the rock is steep and irregular. Borings taken in the river's channel reached depths of 37 to 48 metres below the water level without rock being encountered.

On each side of the main channel the rock rises above the surface. It was thus possible to lay the greater part of the foundations for the approaches on rock. In the Klockestrand Sound the ground consists of fine sand loosely deposited to a considerable depth, and it was therefore necessary to use piling. The depth of water at this point is about 10 metres.

Loading

The roadway is designed to carry a load of one or more traffic lines of 9-ton motor vehicles, with or without an 8-ton two-axle trailer and with a 15-ton three-axle motor vehicle in each line with or without a 10-ton two-axle trailer, and a 15-ton road roller. Furthermore, the deck structures are designed for an 8-ton axle load having a wheel-base of 1.7 metres in each line. The pavements are designed to carry a uniformly distributed load of 400 kg/m^2.

Arch span over the main channel

The arch span over the main channel consists of a hingeless concrete arch having an effective span of 264 metres. The rise of the arch is 40 metres and the clear headway is 40 metres for a width of 50 metres.

The arch is of box form (see fig. 4) and it is divided by transverse walls distributing the loads from the columns to the four longitudinal

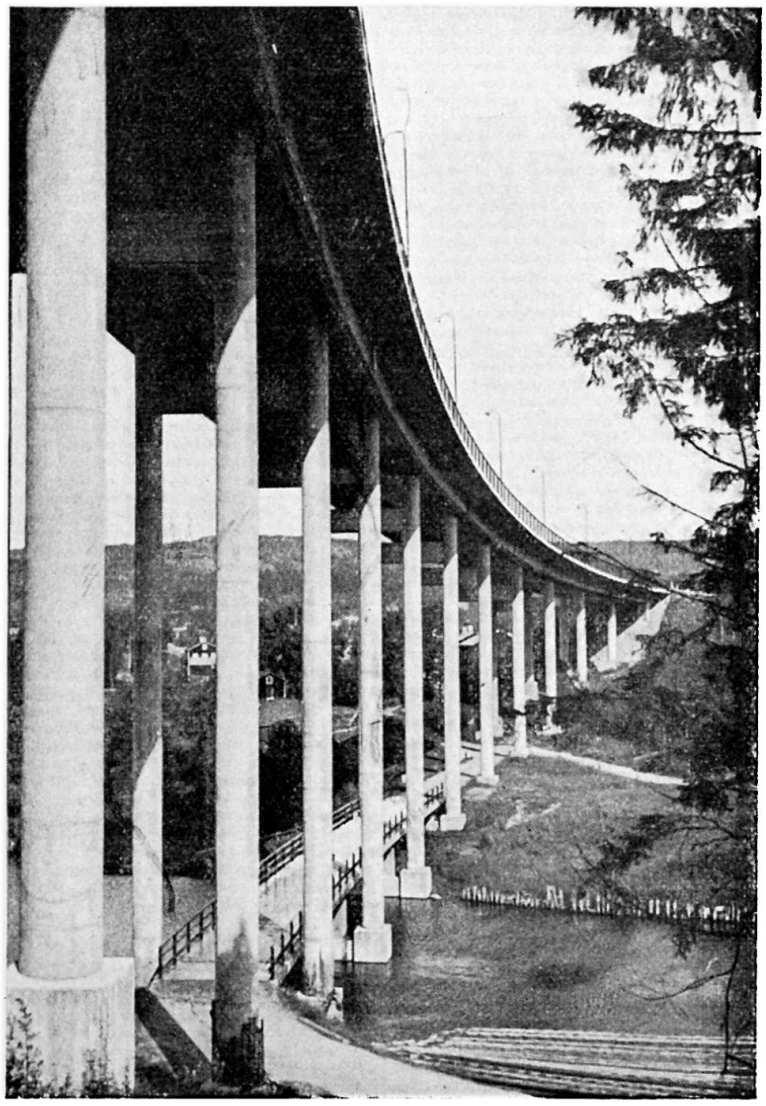


Fig. 1. Approaches.

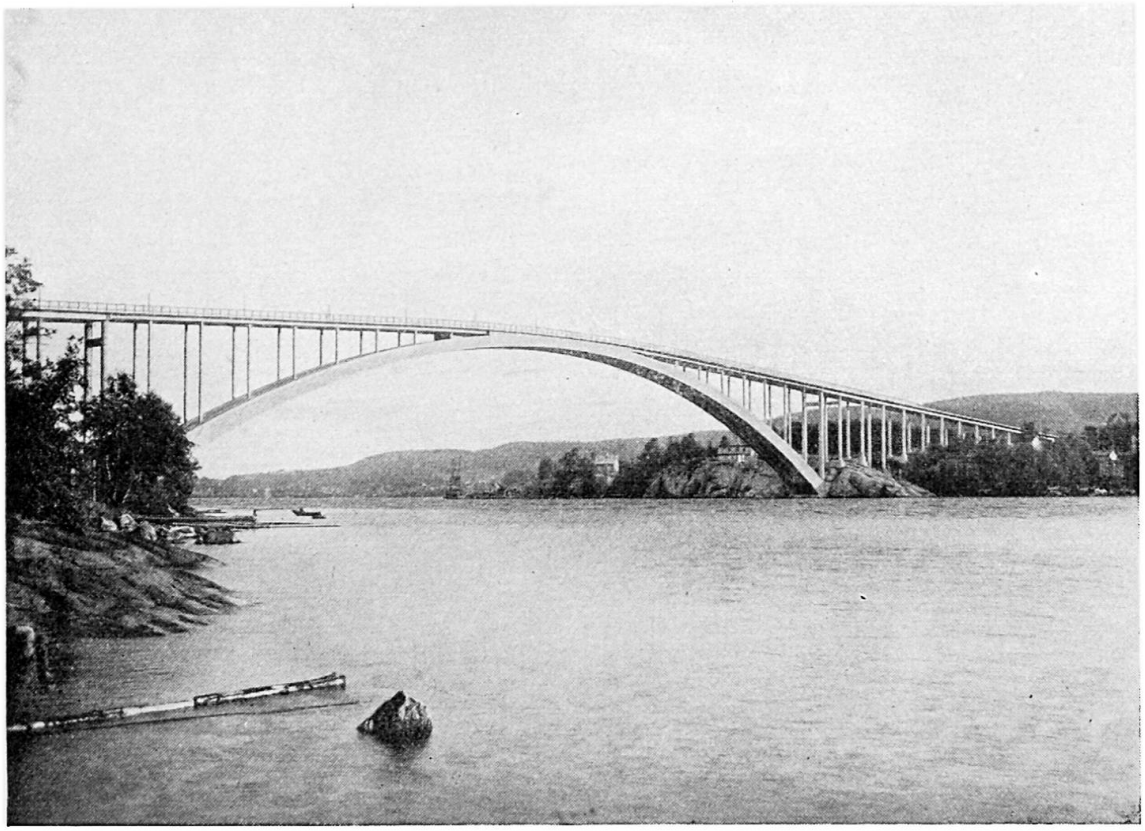


Fig. 2. Bridge over the main channel.

walls of the arch. The wall thickness is 30 cm except near the springings where the thickness is increased for a short distance. The constant width of the arch is 10.1 m and the height varies from 2.9 m at the crown to 5.0 m at the springings. The axial curve of the arch follows the equilibrium polygone for dead load.

The moment of inertia varies according to the formula :

$$I_x \cdot \cos \varphi_x = (1 + 8\ (K - 1) \cdot \xi^3) \cdot I_0$$

where

$$K = \frac{I_{10}}{I_0} \cdot \cos \varphi_{10} = 3\ 065$$

and I_0 and I_{10} are the moments of inertia at the crown and springings respectively.

In calculating the stresses in the arch set up by the live load and the temperature effect, the influence on the bending moments caused by the stiffening effect of the deck structure has not been considered but allowance has been made for the effect of the reinforcement; the ratio of the moduli of elasticity of steel and concrete being taken as 15.

The maximum stresses under normal and exceptional loads may be seen from fig. 5.

In calculating the temperature stresses it has been assumed that

$$t_{max} = 18{,}5^\circ\ C \text{ and } t_{min} = -23^\circ\ C\ .$$

The wind pressure is transmitted by the deck structure and the con-

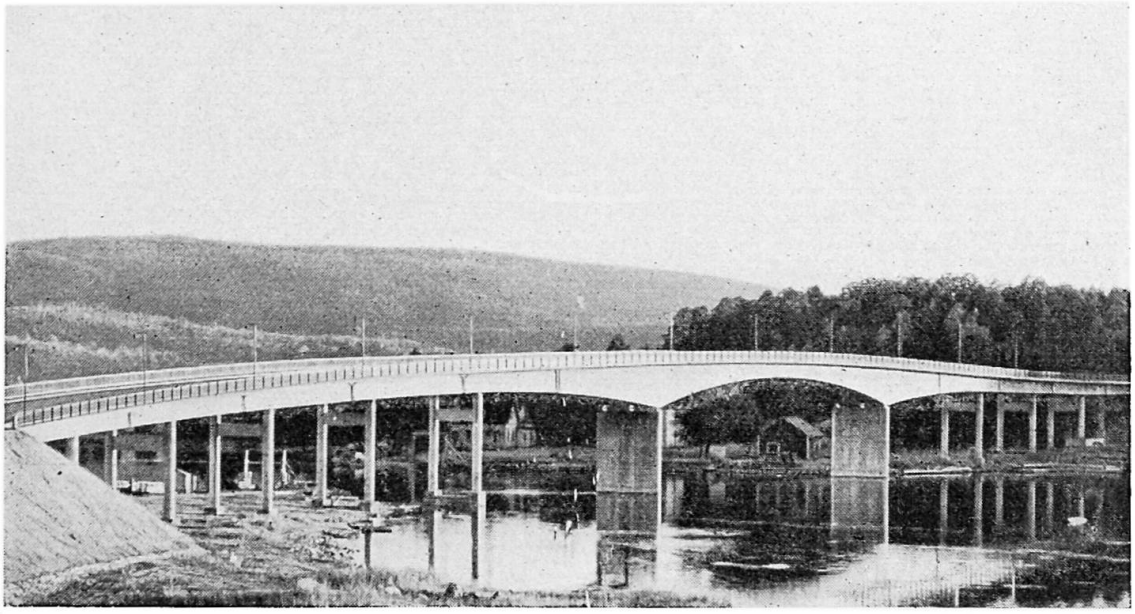


Fig. 3. Bridge over the Klockestrand Sound.

crete arch jointly and the proportion to be carried by the deck structure and the arch respectively is determined by the requirement that the deflection of the bridge roadway and the concrete arch shall be equal at the centre of the span. If the wind pressure at the crown of the arch is taken at 175 kg/m² and E = 375 000 kg/cm² with G = 0.385 E, the maximum deflection at the crown will be 50 mm and the maximum stress in the arch 18 kg/cm².

Safety against buckling in a vertical plane

Safety against buckling in a vertical direction was calculated according to Dischinger (¹) the variable moment of inertia being taken into account. As the arch is comparatively flat, the influence of the horizontal displacements during buckling on the magnitude of the buckling load is small and has therefore not been taken into account. The modulus of elasticity E for loads of short duration has been assumed to be 375 000 kg/cm².

With unsymmetrical buckling, the critical horizontal thrust will be

$$H^{a}_{crit} = 27.7 \cdot \frac{E\,I_0}{a^2} \qquad (1)$$

where I_0 is the moment of inertia of the arch at the crown and a is half the span = 132 metres. Similarly for symmetrical buckling

$$H^{s}_{crit} = 41.7 \cdot \frac{E\,I_0}{a^2} \qquad (2)$$

With an unsymmetrical live load the factor of safety against buckling,

(¹) *Untersuchungen über die Knicksicherheit, die elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken* (*Der Bauingenieur*, 1937, H 33).

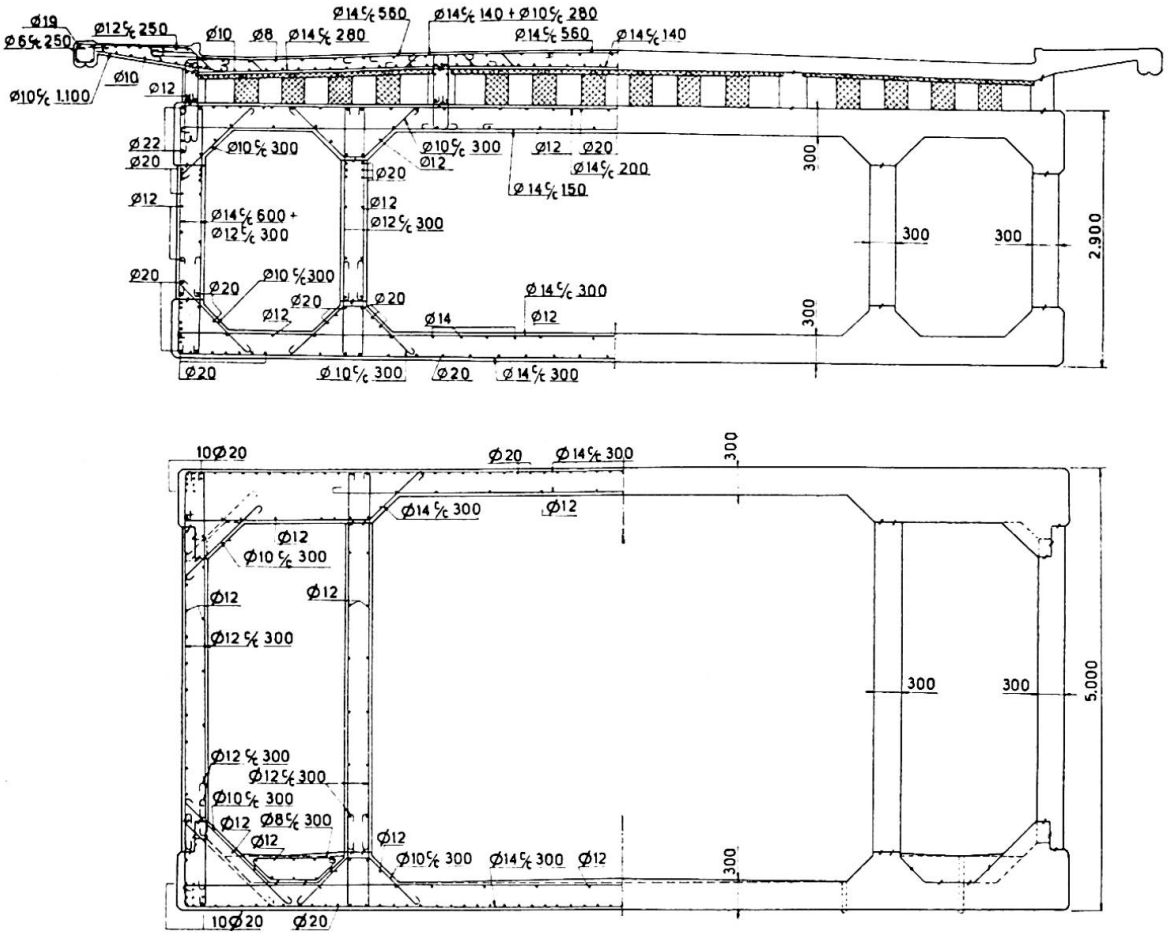


Fig. 4. Sections through the arch at the crown and in the springing.

according to Euler, will be 8.10 ($E = 375\,000$ kg/cm²). The deflection will be 56 mm, corresponding to an additional stress of 4 kg/cm².

Centering

A considerable proportion of the cost of an arch is due to the falsework. In view of the considerable depth down to the solid ground encountered in this case, a freely suspended timber centering was found to be the cheapest.

This centering was constructed on land on a temporary trestle, as a framed arch 4 m high, with a span of 247.4 m and a rise of 36.5 m. The flanges were formed by slaps 12 m in width, consisting of 2″ × 8″ planks

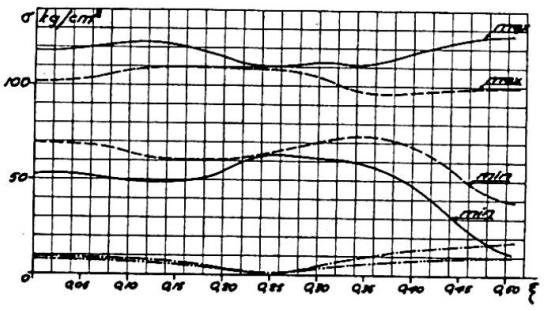


Fig. 5. Stresses in the arch.

— — — — Own weight + live load.
— · — · — Only wind.
— ·· — · — Only temperature.

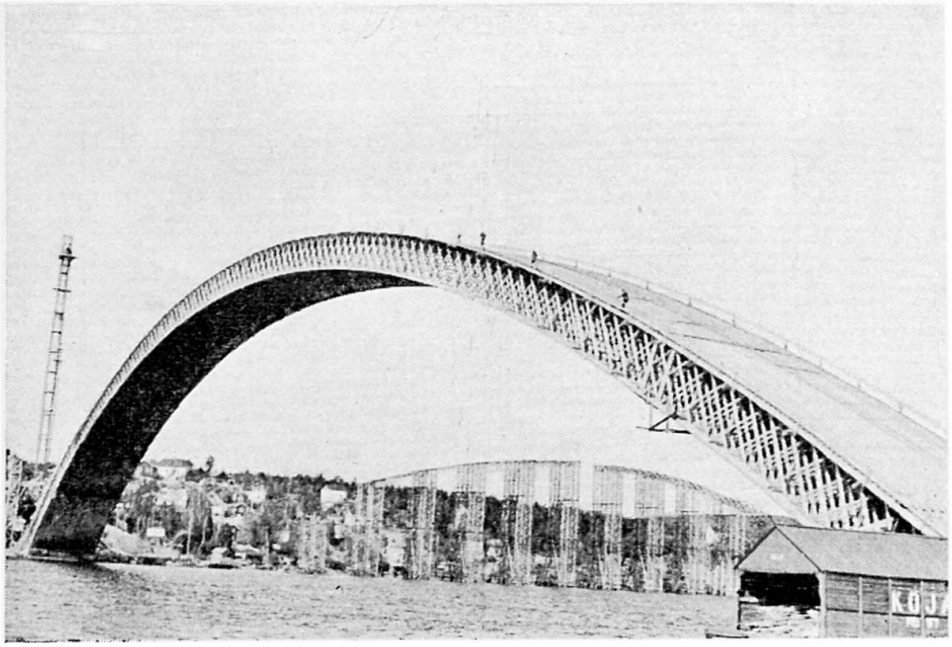


Fig. 6. Freely suspended timber centering.

set side by side, the widths vertical, and spiked together. The width of the slabs increased from 11.1 m at the crown to 13.1 m at the springings. They were joined together by 14 longitudinal webs, consisting of crossed diagonals 2″ × 6″. All timber was pine with a cubic weight of 0.35 and a moisture content of 15 %. All forces were transmitted by spiked connections. The spikes were 300 mm wire spikes 8 mm square having a tensile strength of 60 kg/mm². They were driven in without previous drilling by means of light pneumatic hammers.

Two barges with a loading capacity each of about 1 000 tons, which were first filled with water and then emptied were used in raising the timber arch weighing 1 000 tons from the temporary trestle and in transporting it to the site of the bridge. During this transport which took place in May 1939 the horizontal thrust was taken by steel ties.

In August 1939 the concreting of the bottom slab of the arch was started. Everything indicated that the work would proceed satisfactorily, especially as the measured deflections of the centering satisfactorily corresponded with those previously calculated (see fig. 7). During the last day of August, however, when the concreting of the bottom slab of the arch was nearly completed, the centering suddenly collapsed during an intermission in the work.

By subsequent calculations it was found that the stress in the bottom

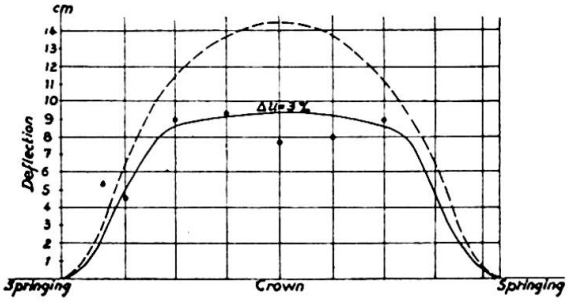


Fig. 7. Deflection at the freely suspended centering some hours before the collapse.

- - - - - - - - Calculated without regard to increased moisture.
———— Calculated with regard to increased moisture.
oooo Measured.

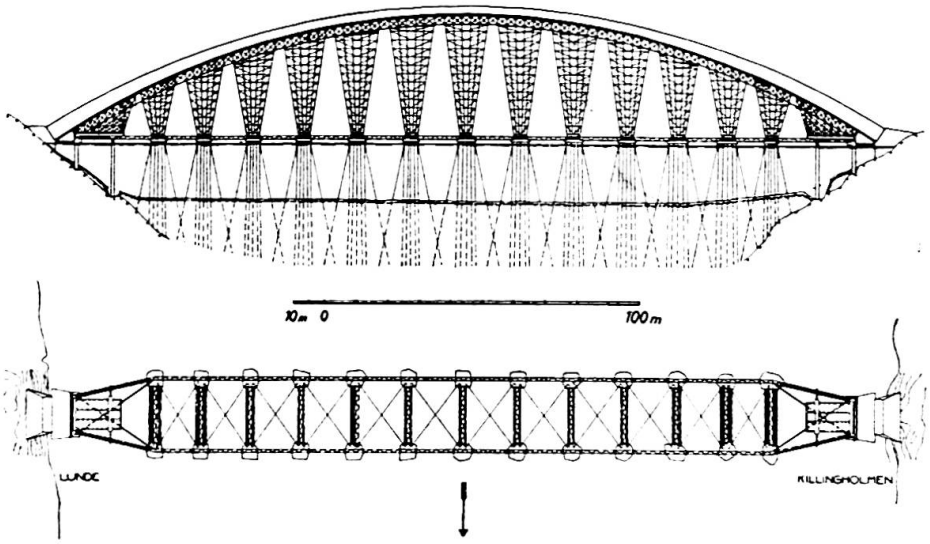


Fig. 8. The trestle timber centering. Plan and section.

flange at the crown due to the normal thrust from dead load, temperature and increased moisture content of the timber was 69 kg/cm². From the moment due to the bending of the planks, reduced by 33 % by creeping, and the eccentricity of the normal thrust in the bent flange the total bending stress was calculated to be 32 kg/cm² corresponding to an eccentricity of the normal thrust of 1.56 cm.

In view of the fact that very damp weather was experienced during concreting it was calculated that the moisture content of the timber had increased to 20 %. Repeated tests carried out later with this moisture content and using large specimens proved the compressive strength of the timber to be 195 kg/cm² ± 30 to 35 % for loads of short duration. For loads of longer duration the strength was reduced by about 40 % to 117 kg/cm², which at the eccentricity in question implies that the risk of failure exists when the mean stress in the cross-section is about 84 kg/cm² as against the actual corresponding stress of 69 kg/cm². When it is taken

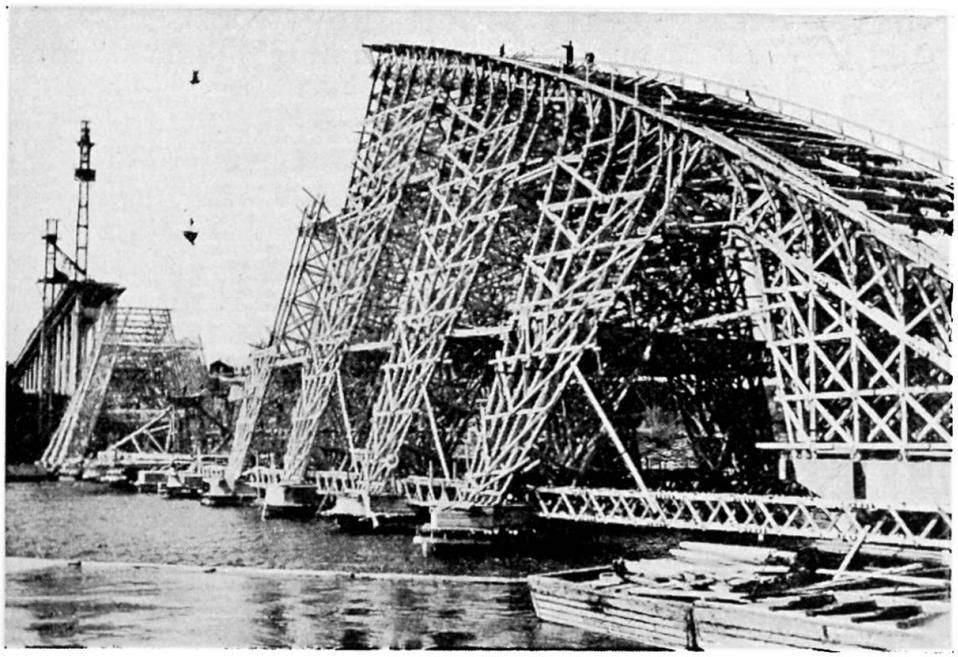


Fig. 9. The trestle timber centering, while building.

into account that the jointing and the spiking together of the planks reduce the strength still further—spiking alone probably accounts for about 10 %—and that the strength of the cross-section at the crown possibly may have been somewhat less than the mean strength of the timber, it is apparent that the collapse of the centering may probably be explained by the fact that the persistent damp weather and long loading period reduced the strength of the timber to such an extent that failure occurred at a stress which is generally considered to be safely below the ultimate strength.

Since the causes of the collapse of the centering could not be ascertained immediately, the new centering was constructed as a timber trestle (see fig. 8, 9) built up on piles 40 m in length (see fig. 10) which were driven down 20 m through the loose ground strata. Each pile consisted of 11 ordinary timber poles, 6″ × 10″ at the top and 11-16 m long. The piles were held together by 7/8″ bolts and 3/4″ jag washers 0.50 m on centers. The maximum load amounted to 26 and 40 tons for long and short periods respectively. In designing the piles it was assumed that the modulus of elasticity for wet timber was 90 000 and 63 000 kg/cm² for short and long loading periods respectively. It was also taken into consideration that a certain displacement might occur in the bolt connections. As a result the carrying capacity was reduced by about 24 % as compared with a homogeneous pile having the same cross-section, and assuming an initial deflection of 1/150. Loading tests carried out with a number of piles confirmed the accuracy of these calculations.

The piles were arranged in groups of 13, on top of which concrete piers were cast. The groups were arranged parallel to the bridge in two rows 23 m apart. In the longitudinal direction of the bridge the spacing was 14-17 m. The concrete piers encasing the tops of the piles were connected by horizontal timber trusses extending from shore to shore in which the chords and verticals were made up of timber framework and the diagonals of round steel bars.

The supports of the centering consisted of 8″ × 8″ posts of sawn timber with longitudinal and transverse braces of 2½″ × 6″ planks. On top of the supports transverse crossheads were built 3 m on centers. These crossheads consisted of timber trusses with 8″ × 8″ top chords on which 4″ × 8″ longitudinal beams 0.5 to 0.7 m on centers were placed. On these beams a 1″ transverse sheeting was nailed on top of which a longitudinal sheeting of 1″ planed boards was laid for the arch soffit.

A description of the centering is published in *Betong* H 3. 1946.

The concreting of the arch was carried out in 4 stages : the bottom slab, the inner walls, the external walls and the top slab. After each stage 300-tons hydraulic jacks, in all 24, were mounted in a construction joint at the crown. The thrust effected by the jacks was gradually increased with the load on the centering up to a total of 6 700 tons. After an adjustment of the thrust line had been made ($M = -1\,025$ tm $H = 6\,270$ t) the joint at the crown was filled in (see fig. 11).

Testing of the concrete

In order to maintain the specified cube strength of 500 kg/cm² a great number of test specimens were made. For every 50 m³ batch of concrete, one, two or three series of test cubes were prepared, which were crushed after 7, 28 and 90 days respectively. Furthermore, reinforced beams and

prisms were also prepared, though to a lesser extent, for investigating the tensile strength, and modulus of elasticity. The results are given in the following table.

Age Days	Test N°	Average crushing strength kg/cm²	Average error %	Negative deviation max. %
7	140	383	10.6	27
28	159	595	9.4	20
91	60	654	8.4	19

Cube strength of 20 cm concrete cubes

The modulus of elasticity for compression after 28 days, measured as the secant modulus for an increase in stress from 20 to 300 kg/cm², was 347 000 ± 7 %. The water-cement ratio varied between 0.39 and 0.44, and the weight per unit of volume between 2.41 and 2.52 kg/dm³.

Shrinkage and creep of the concrete

The shrinkage and creep of the concrete were studied by means of unloaded and loaded concrete prisms 20 × 20 × 100 cm which were stored

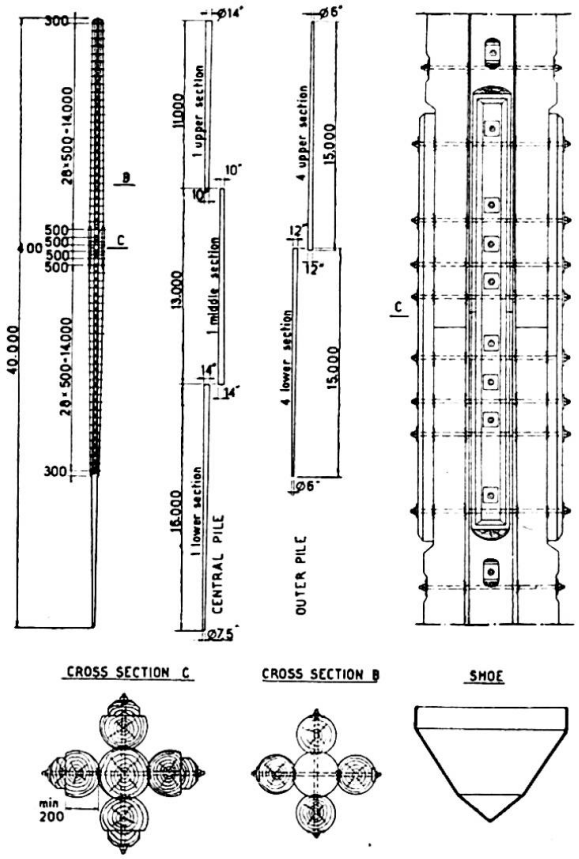


Fig. 10 (above). Pile of timber.
(Length : 40 m. – Loading : 26 t.)

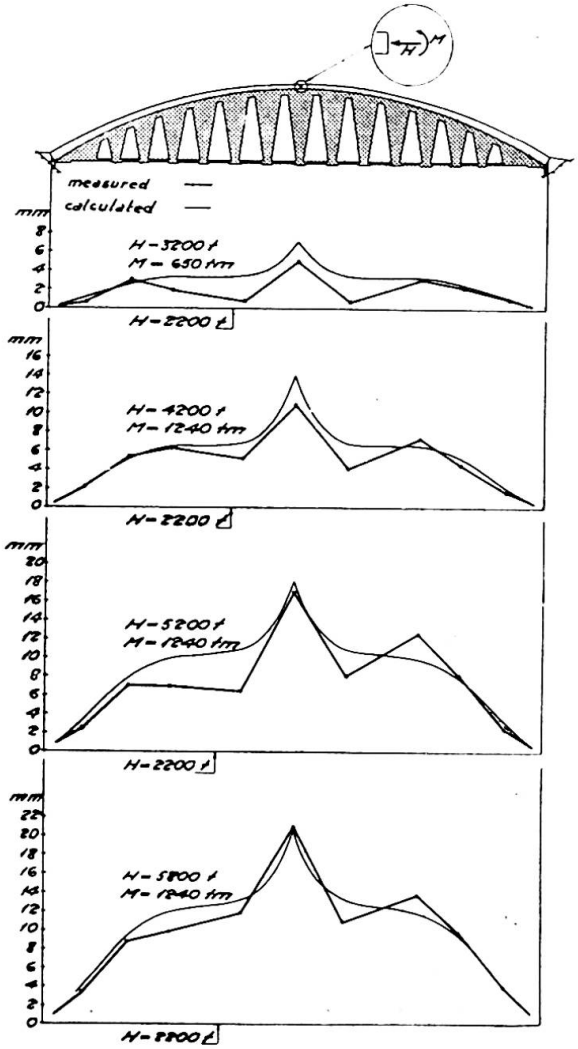


Fig. 11 (right). Movements at the raising of the arch from the centering.

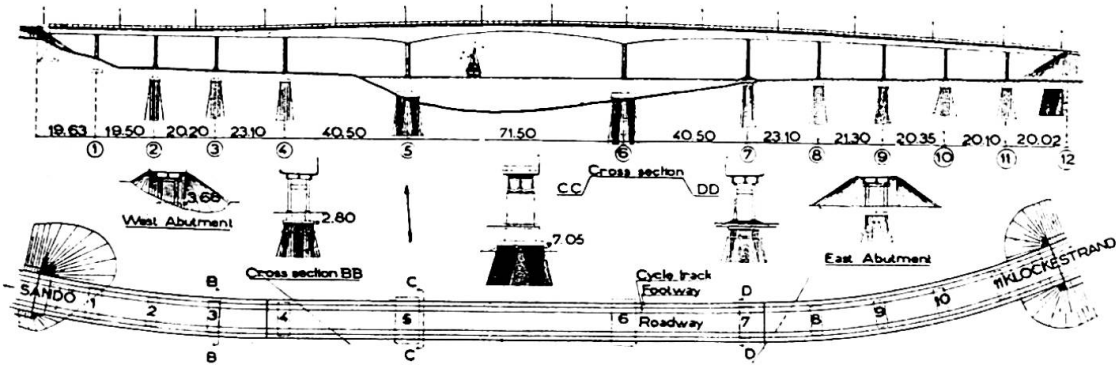


Fig. 12. Bridge over the Klockestrand Sound.

in air at a constant temperature of + 17° C and 60 % relative humidity. Based on the test results a calculation of the vertical deflection at the crown of the arch was made. It was assumed that shrinkage and creep depend on the diffusion of water vapour taking place through the concrete when the vapour pressures in or outside the concrete body varies and that these variations can be treated mathematically as a thermodynamic problem, or as the flow of water in the pores. In this way the fact may be taken into

Fig. 13. The shrinkage K and creeping **f** of the concrete as a function of the time **t**.

$K = \frac{100 - R}{100} k \cdot \mu_k$;

$f = \sigma \cdot F \mu \cdot f$

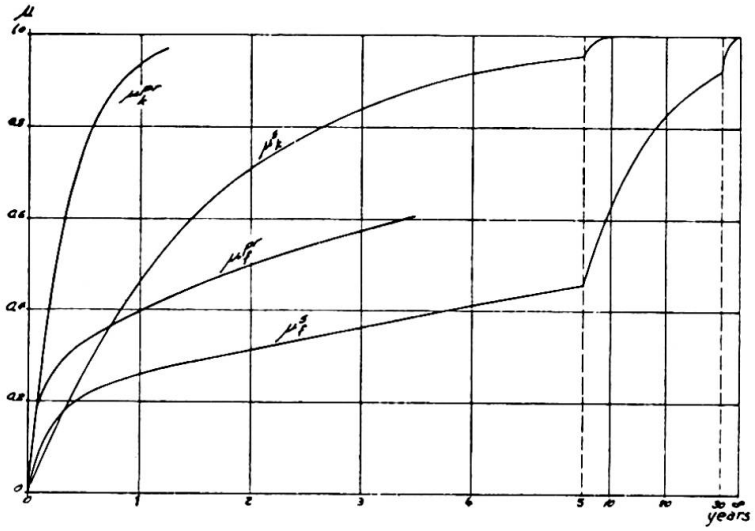
R = the relative moisture in the air.

k, F, d Material constants.

σ = kg/cm2.

μ^{pr} refers to a prisma 20 × 20 cm.

μ^s refers to a slab 30 cm thick.



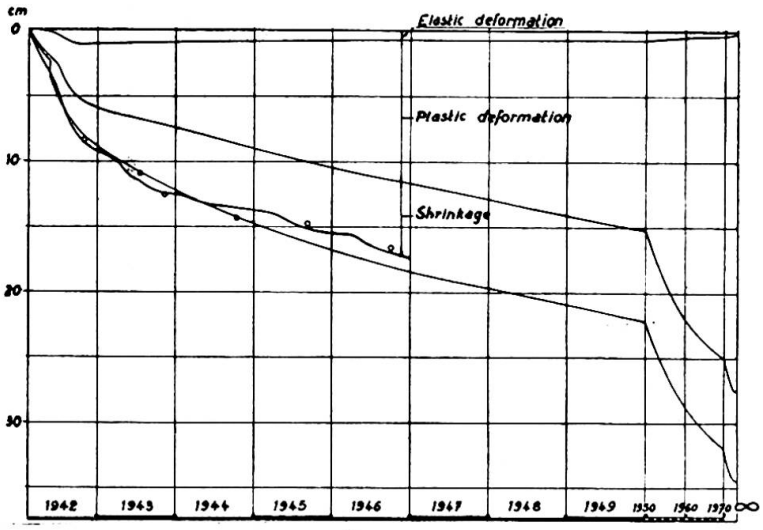


Fig. 14. Calculated and observed position at the crown of the arch with regard to the shrinkage and creeping of the concrete, calculated position with regard to the real moisture in the air.

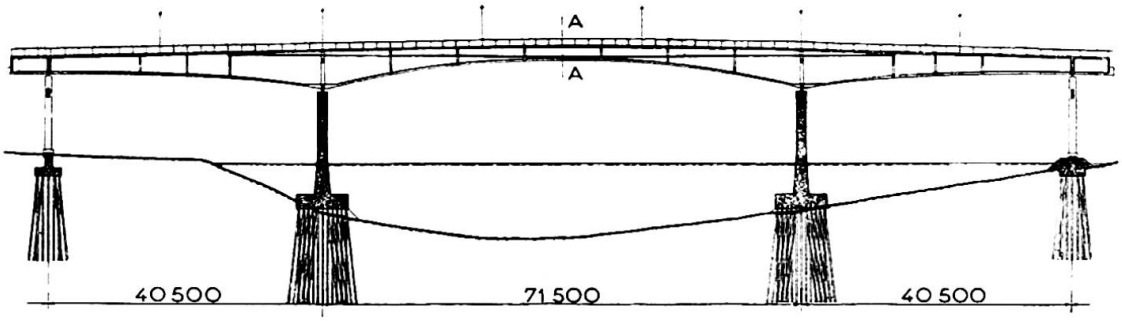


Fig. 15. Longitudinal section.

account that concrete bodies of different sizes though otherwise subjected to similar conditions shrink and creep at different rates (see fig. 13). Thus the test results obtained on the small concrete prisms in the laboratory can be converted to apply to the slabs of the arch. It will be seen from fig. 14 that satisfactory conformity was obtained between the measured and calculated values. The actual humidity of the air was also taken into account until the end of 1946. A point of special interest is the agreement between the measured and calculated position of the crown in the years 1945 and 1946 when humidity of the air was above the normal.

The girder span over the Klockestrand Sound

The three main spans of the bridge over the Klockestrand Sound are constructed as continuous reinforced concrete girders of varying depth in which an initial compression has been introduced. The centre opening has a span of 71.5 m, and the side openings 40.5 m. The depth of the girders varies between 2.55 m at the end and 5.74 m over the intermediate supports. The depth in the centre of the wide span is 2.11 m. The bridge consists of 3 longitudinal girders each 45 cm in width with a small longitudinal rib at the bottom.

The initial compression force of 1 070 tons is effected by 84 tie rods with a diameter of 30 mm of steel having a tensile strength of 52 kg/mm². The tie rods are anchored in the deck at the end spans and are freely suspended between the anchorage points below the deck and between the girders. They were stressed by hydraulic jacks up to 1 800 kg/cm². Owing to the curvature of the centre-of-gravity line of the girders and the eccentricity of the thrust, bending moments are produced in the girders which counteract the moments of the dead load. With the compression applied in this case the reduction is only 20 %, but by increasing the compression to about 3 200 tons it would have been possible to obtain a structure entirely subjected to compressive stresses. The use of steel with a high yield point in the tie rods would be of advantage.

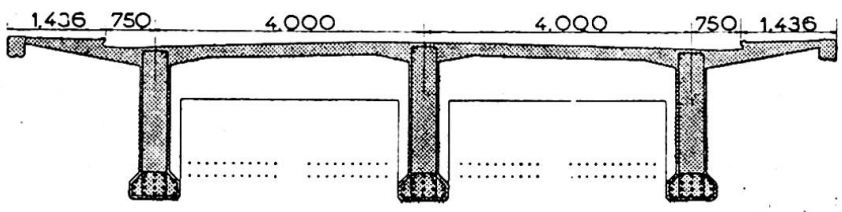


Fig. 16. Cross-section with the freely suspended tie-roads.

Due to the form of the girders the distance between the anchorage points of the tie-rods is independent of the initial force. Longitudinal deformations due to the normal thrust are approximately of the same magnitude as, but opposed to, the longitudinal deformations due to the moment of the normal thrust. This implies, therefore, that the initial force is independent of the creep of the concrete. Continuous series of measurements have also proved this.

Résumé

La construction des grandes voûtes en béton armé est intimement liée à la construction des échafaudages. Lorsque la nature du sol est mauvaise, il est préférable de concevoir un cintre reposant librement sur ses appuis. Exécuté en bois, il faut tenir compte d'une réduction de résistance dans le cas d'une atmosphère chargée d'humidité et lorsque le cintre reste longtemps en charge.

Les variations de forme de la voûte, dues au retrait et à la déformation plastique du béton, peuvent être déduites des constantes du matériau déterminées au laboratoire sur des éprouvettes.

Dans la construction des poutres en béton armé de grande portée, il s'est révélé avantageux de comprimer la construction par l'emploi de tirants en acier de haute qualité.

Zusammenfassung

Die Kunst, grosse Betonbogen zu erstellen, hängt mit der Ausführung der Lehrgerüste eng zusammen. Sind die Gründungsverhältnisse schwierig, so sind freitragende Bogengerüste vorzuziehen. Wenn sie aus Holz sind, muss man die zulässigen Beanspruchungen des Materials wegen der hohen Luftfeuchtigkeit und der langen Belastungszeit abmindern.

Nachdem man im Laboratorium anhand kleiner Probekörper die erforderlichen Materialkonstanten bestimmt hat, kann man die Formänderungen des Bogens in bezug auf Schwinden und Kriechen des Betons ausrechnen.

Bei Betontragwerken von grosser Spannweite hat es sich als wirtschaftlich erwiesen, mittels Zugbänder aus hochwertigem Stahl die Konstruktion mit einer Druckvorspannung zu versehen.

Summary

The task of building large concrete arches depend to a great extent on the construction of the centering. Where the nature of the ground is unsatisfactory, a freely suspended arch centering is superior to the trestle type. If it is constructed of timber, however, allowance must be made for the reduction of the strength of the timber when a high humidity of the air and a long loading period is to be reckoned with.

The deformations of the arch due to the shrinkage and creeping of the concrete may be calculated when the necessary constants for the material have been determined from small test specimens in the laboratory.

When constructing long span concrete girders, it has been found economical to compress the structure by freely suspended tie-rods of high quality steel.

IId13

Le pont King George VI à Aberdeen

King George VI-Brücke in Aberdeen

King George VI-Bridge at Aberdeen

C. W. J. SPICER
M. I. Struct. E., London
Chief Engineer – Considere Constructions, Ltd.

It was necessary to provide additional cross-river traffic accommodation over the River Dee to the South, and this became more urgent by the development of the housing estate at Kincorth. A site for the new Bridge was chosen to form a continuation of Allenvale Road on the North side of the River. This site is free from obstruction by neighbouring buildings and presents an unobstructed view of the proposed bridge for a considerable distance both upstream and downstream along the River.

An essential requirement was made that the Bridge must be faced with granite. All buildings of a monumental character in Aberdeen are constructed in granite, for which the City is famed. There are several quarries in the immediate vicinity, including one 400 ft deep within the City boundaries.

In the case of a bridge designed to carry the Ministry of Transport's Standard Loading, however, an all-granite construction would be very heavy and costly, and with the proposed rise-span ratios to the arches it would not have been possible to design a bridge wholly of granite. The City Engineer decided that reinforced concrete should be the principal structural material for the arches and the roadway deck but that all exposed surfaces, with the exception of the underside of the arches, should be faced with granite. The parapets were required to be wholly of granite.

The City Engineer, Mr. T. F. Henderson, M. C., M. I. C. E., prepared the general plan of the bridge, establishing the spans of the arches, width of carriageways and footpaths and the longitudinal gradients. The City Council appointed as Consulting Engineers, Messrs. Considere Constructions, Ltd., of Westminster, and as Consulting Architect, Mr. (now Sir) Frank Mears, P. P. R. S. A., F. R. I. B. A., of Edinburgh. Collaboration between Engineer and Architect was thus ensured at the commencement

of the design, which is so desirable and is recommended for all important work, especially where masonry forms the visible material in the structure.

The spans selected by the City Engineer were 100 feet, for each side span and 120 feet for the centre span, with wing walls on both sides of the river and two long retaining walls on the northern bank which were necessary so that the level of the road to Riverside Drive could be raised where it intersects with the approaches to the new bridge.

The width of the bridge between parapets is 75 feet, accommodating two footpaths 15 ft wide, two carriageways 20 feet wide, and a central island 5 feet wide dividing the carriageways.

The Architect, for aesthetic reasons, expressed a strong preference for a semi-elliptical curve to the soffits of the arches, and this was agreed to by the Consulting Engineers, although such a curve is not the best from the point of view of economy in materials. However, the bridge, by modern standards, is not large, and the extra concrete and reinforcement required to resist the greater permanent bending moments due to the elliptical shape was not considered to be extravagant in cost. The success of a bridge is usually judged by its architectural merit in association with its setting, and since the opening of the bridge to traffic in 1941, King George VI Bridge has received unqualified praise in this respect.

With the moderate spans as stated above and adequate rises to the reinforced concrete arches, no special provision was thought to be necessary to neutralise bending moments due to shrinkage of the concrete in setting. Therefore, hydraulic jacks at the crown of the arches, or temporary hinges at the springings and crowns were not contemplated. In fact, if hydraulic jacks were used, it would probably have been necessary to omit temporarily some or all of the granite voussoirs until after the arch vaults had been constructed and opened by the jacks. It was considered that the most satisfactory method of securing the voussoirs to the concrete was to lay them in position on the arch staging with rebates to receive the concrete, and with bronze cramps built in the joints and extending into the concrete vault. The concrete could then be deposited after the whole of the granite voussoirs were in place. Six transverse strips of concrete vault to each arch were specified to be temporarily omitted and the voussoir stones opposite these gaps laid with dry joints. These temporary gaps were to be concreted after the main concrete had been in place for about five weeks, to permit the initial shrinkage to occur. The joints in the voussoirs were then to be run with grout and pointed at the same time.

Two test bores were sunk, one in the position of the future North Abutment and the second midway between the South Abutment and the River Pier. Sand and gravel strata alternating with thin layers of boulders were present at the levels to which it was proposed to found the Abutments and River Piers. The nature of the material removed from the bores, however, was not altogether satisfactory, and it was agreed that provision should be made in the Contract documents and drawings for reinforced concrete piles and to postpone a decision as to their adoption until the excavations to the foundations had been carried down to their approved level.

The River Piers and Abutments are of mass concrete construction, the concrete being mixed in the proportions of one part of Portland Cement to three parts of sand and six parts of stones. The stones forming the coarse

aggregate in the concrete were of granite, graded from 3 inches downwards and « plums » or displacer stones, not exceeding two cubic feet in volume, were permitted in the hearting to the Piers and Abutments.

The River Piers are 13 feet 6 inches wide at springing level with a spread base 24 ft wide below the river bed having its lower surface inclined to an angle at right angles to the resultant of all dead loads and thrusts from the two arches. This width was proportioned to limit the pressure on the ground under dead load alone to 2.3 tons per sq. ft, which was uniform throughout the entire area of the base. With the most severe arrangement of live loading on the central arch, the maximum pressure on the ground increases to 4.2 tons per sq. ft.

The Abutments are of similar design, but it was not possible to achieve uniform pressure on the ground for dead load only. This pressure varied from 3.3 tons per sq. ft at the outer edge to 1.1 tons per sq. ft at the river edge of the Abutment. The width of the base was 33 ft and the bottom was inclined so as to be normal to the resultant of all dead loads. When the live load covers the side arch and the Abutment, the maximum ground pressure increases to 4 tons per sq. ft.

In the event of these pressures exceeding the estimated safe ground pressure at foundation level, a piling lay-out was drawn up. The piles were to be octagonal in section, 14 inches across the flats and about 30 feet long, each reinforced with eight longitudinal bars and lateral ties in the form of a continuous helix. Under each River Pier, 82 piles were arranged in four rows, the outer rows battered 1 in 10, whilst the two inner rows were to be vertical. In each Abutment foundation 95 piles were to be evenly spaced in six rows. The two rows nearest the River being vertical, and in the remaining rows, the piles were to be driven to a batter of 1 in 6 1/2. The maximum load per pile was calculated to be 75 tons, assuming that the piles carry the whole weight from the bridge, including the weight of the Pier or Abutment. Some relief of this load was expected because of the resistance offered by the ground which received directly the weight of the mass concrete. The specified final penetration set for driving these piles was 10 blows to one inch with a hammer weighing 2 tons falling freely 4 feet.

The River Piers and Abutments are capped by reinforced concrete sleeper beams which receive and distribute the thrusts and reactions from the arches. The latter have wide bands on their underside as an architectural feature and also projecting ribs on their upper surface, which receive directly the concentrated loads from the columns and dwarf walls supporting the deck. Only the soffit of the bands are elliptical in shape, and the intermediate vaults, 17 ft 6 in wide, are carried through to the Piers and Abutments in approximately a segmental curve.

Calculations for the bending moments and thrusts in the arches were based on the assumption of perfect fixity at the springings and monolithic construction throughout the entire structure. The arch was treated as one unit for the full width including the projecting bands on the soffit. The curve of the mean fibre took the parabolic form represented by the expression :

$$y = f\,(g - 0.64\ m^2 - 0.36\ m^4)$$

where y = ordinate measured from the elastic centre at distance m.
f = rise of the mean fibre.

g = distance of elastic centre below crown.
m = horizontal distance from the crown in terms of the half span.

The overall depth of the centre arch vault and ribs at the crown is 3 feet 5 inches and it increases to 6 feet 8 inches at the springings. The corresponding depths for the side arches are slightly less than those stated for the centre arch.

The superstructure is of the usual slab and longitudinal beam arrangement with transverse expansion joints at each side of the River Piers and over the Abutments. Near the crown, the longitudinal beams become dwarf walls which merge into the wider arch ribs.

The concrete in the arch vaults and ribs at the crown sections was mixed in the proportions of one part of Portland Cement to one part of Sand and two parts of Coarse aggregate. In the remaining portions of the vaults and ribs and for all reinforced concrete work elsewhere, the proportions were one part of Portland Cement, 1 1/2 parts of Sand and 3 parts of Coarse aggregate.

The spandrel walls are faced with granite which was built in advance of the reinforced concrete backing. The latter was brought up course by course with the masonry. These walls were built after the major part of the reinforced concrete deck was constructed, so that the arches could carry the largest practical proportion of their dead load, and the longest possible period could elapse after the striking of the arch staging. This provision was designed to permit the arch vaults to shorten in length and settle at their crowns under the effects of initial shrinkage and creep, before the spandrel walls were built and thus avoid cracks in the masonry facework.

Generous accommodation has been allowed for large diameter pipe mains in the ducts under the footpaths. A narrower service duct is also provided below the central island, and is used for electric cables serving the lamp standards erected on the longitudinal centre line of the bridge.

All ducts are lined with asphalt which also covers the cambered top surface to the reinforced concrete deck slab to the carriageways. Selected dry filling was placed in these ducts and well packed around the pipes, cables, etc., and the footpaths were surfaced with Adamant paving slabs, 2 1/2 in thick, bedded in lime mortar. The central Island was covered with vegetable earth and sown with grass seed. It was intended to cover the carriageways with bituminous asphalt but in 1940 this material was not available and therefore tarred macadam was substituted.

The specification for the granite facing required that all dressings should conform to the samples previously prepared for the City Engineer and Consulting Architect, and stored at the Corporation Depot. All stones were of squared and coursed ashlar, bedded in Portland Cement mortar in the proportion of two parts of sand to one part of cement and pointed in lime mortar. Rock-faced dressing was specified for the granite facework of the Abutments, River Piers, Arch Voussoirs and spandrel walls with a chisel draughted margin of varying widths around each rock face. The parapet, including the capping, was finished on the outer face with a rough picked dressing and the inner face was fine axed. The stones were laid header and stretcher and varied in bed width from 12 inches to 18 inches in Piers and Abutments and from 7 inches to 13 inches in the spandrel walls. The Voussoirs were 16 inches on bed and varied from 30 inches

to 48 inches deep. Every alternate voussoir stone was rebated at the back to form a seating on the reinforced concrete arch vault, and the remaining voussoirs had a dovetailed groove to permit the insertion of bronze cramps. These cramps were used liberally throughout the facework and dowels were introduced in the joints of the parapet. The cramps were 1 1/2 inches × 1/4 inch × 12 inches girth with ends turned down 1 1/2 inches, but larger cramps were adopted for the voussoirs.

Figures pages 398 and 399 give the general design of the Bridge.

The contract drawings, specification and bills of quantities were sent to experienced Contractors, on which they prepared their Tenders. After careful study and examination of the prices and suggested proposals for carrying out the work, the Contract was awarded to Messrs. W. J. Anderson, Ltd., of Aberdeen. The following gives the analysis of the prices and costs in the successful tender.

Description	Quantity	Average Rate	Cost	Per cent of Total
		s. d.	£	%
Sums to cover General Conditions			4 195	3.83
General Works			646	0.59
Cofferdams			12 000	10.96
Temporary Staging			7 000	6.39
Temporary Bridge			1 200	1.10
Excavations	7 967 cub. yd	6. 10.	2 728	2.49
Return filling to ditto	3 036 cub. yd	2. 0.	304	0.28
Reinforced Concrete Piles.				
Driven.	6 862 lin. ft	13. 3.	4 561	4.17
Cast.	11 583 lin. ft	7. 10.		
Mass Concrete Work	6 941 cub. yd	£ 1. 9. 5.	10 211	9.33
Reinforced Concrete Work	4 376 cub. yd	£ 1. 16. 5.	7 973	7.28
Shuttering	13 927 sq. yd	5. 7.	3 879	3.54
Reinforcement	410 tons	£ 17. 19. 5.	7 368	6.73
Bush Hammering to Arches	3 328 sq. yd	2. 0.	333	0.30
Expansion Joints	549 lin. ft	4. 3.	117	0.11
Granite Facing	19 043 cub. ft	£ 1. 11. 8.	30 136	27.53
Granite Parapets	945 lin. ft	£ 9. 10. 4.	8 994	8.21
Roads and Footpaths	3 744 sq. yd	19. 4.	3 618	3.30
Special Works. (Borings, tests, etc.)			4 223	3.86
	TOTAL FOR BRIDGE		£ 109 486	100 %
Riverside Drive, Retaining Walls			9 233	
	GRAND TOTAL		£ 118 719	

Mr. J. F. Carne, A. M. I. C. E., was appointed Resident Engineer and supervised the construction throughout in a most efficient manner.

The Contractors commenced work on the site in December 1937, and after the temporary offices, sheds, workshops, and hoardings were erected on both sides of the river, two electrically-operated Scotch derrick cranes, capable of lifting a maximum load of 5 tons and having jibs of 110 ft and

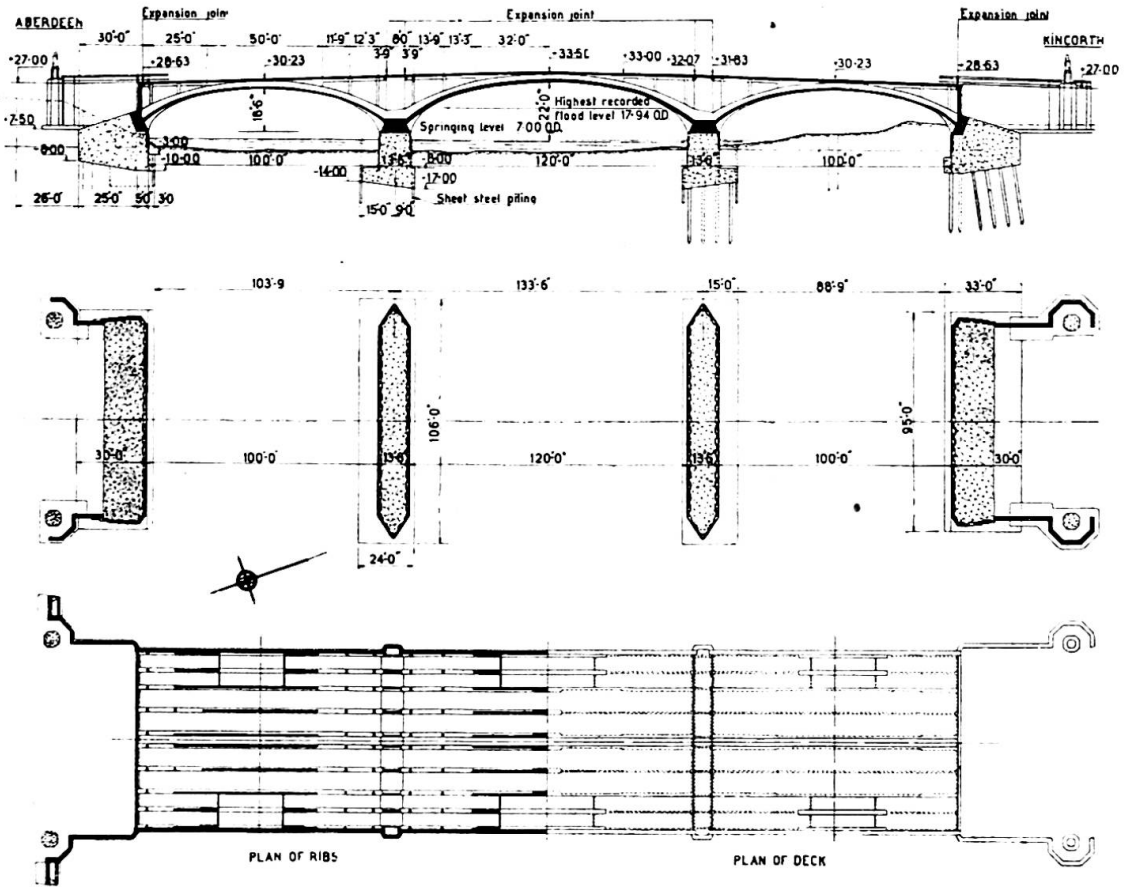
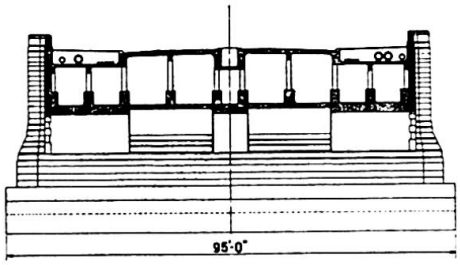
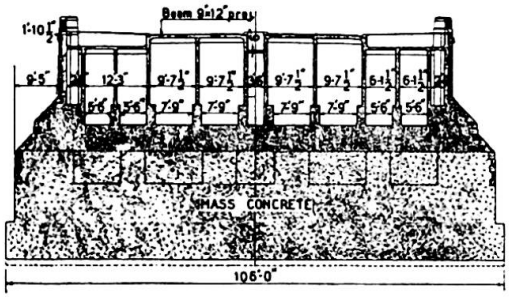


Fig. 1. General plans and sections of the King George VI-Bridge.

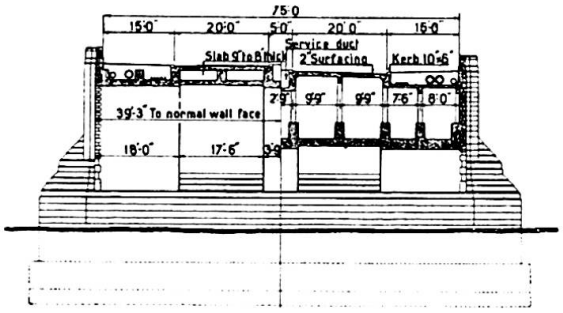


Abutment



River pier

Fig. 2, 3 and **4.** Section through abutment, river pier and cross section at crown and near springing.



Cross section

At crown Near springing

100 ft long respectively were mounted on trestles built on each bank. From these positions they were able to drive about sixty timber piles to the central portion of the staging to each side span. Beams and braces were added to these groups of piles and the cranes were moved and mounted on these stagings, from which they were able to cover the full area of each River Pier cofferdam.

The cofferdams comprised a rectangular wall of Larssen steel sheet piles of the interlocking type with the usual horizontal frames and struts. As the river is tidal and subject to sudden spates, the tops of the sheet piles had to extend above the level of the highest recorded flood, and the specification also required that the points should finish six feet below the lowest level of the bases of the Piers. The length of the Larssen piles was therefore 40 feet. They were driven with the use of McKiernan-Terry Steam Hammers, No. 9B, suspended from the crane jibs, and this was also the method for driving the whole of the temporary timber piles to the staging and temporary bridge.

As a result of experience gained in driving the steel sheet piles to the first cofferdam, where difficulty was met with by the presence of large boulders on the river bed, the Contractors removed these boulders over the area of the subsequent cofferdams as a preliminary operation. Fig. 6 shows the state of construction at this stage.

Upon the completion of each cofferdam and the pumping to remove the water, excavation was carried out, mostly by hand, and the bottom trimmed to the correct levels and slope as shown on the contract drawings. The character of the strata below these levels was investigated and found to be a soft clay mixed with fine sand. It was decided that this foundation was incapable of carrying safely the calculated pressures and therefore the

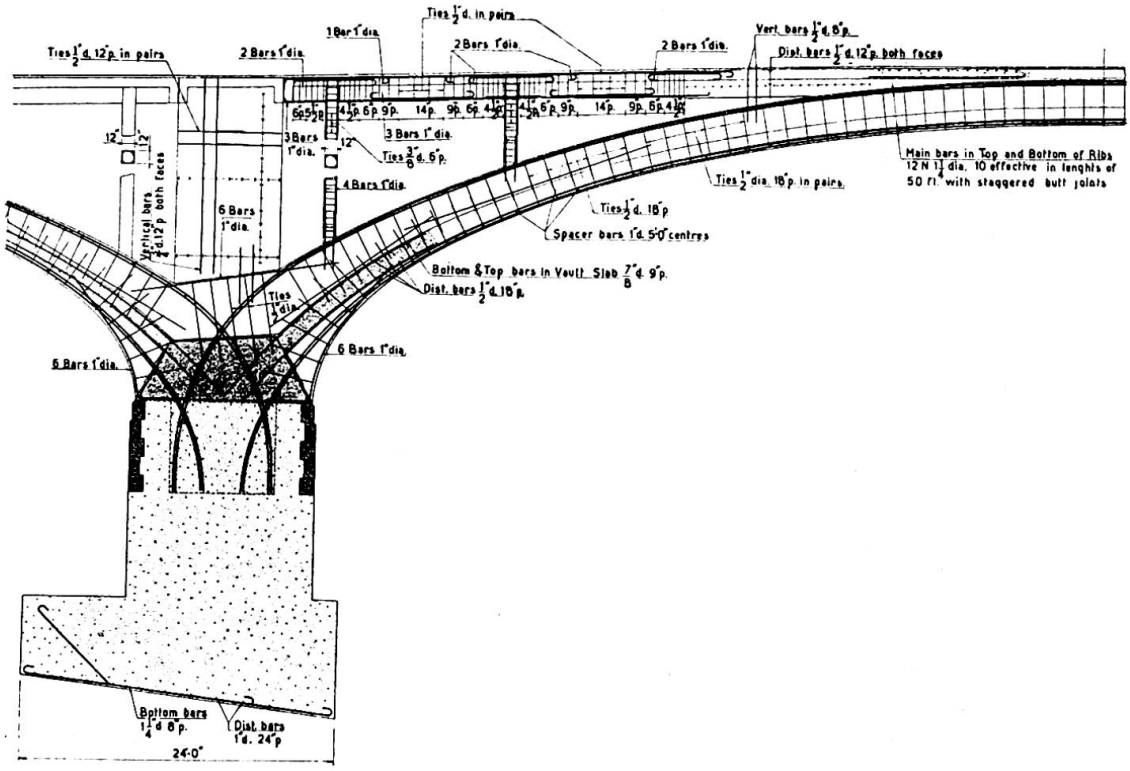


Fig. 5. Details of construction of the river span.

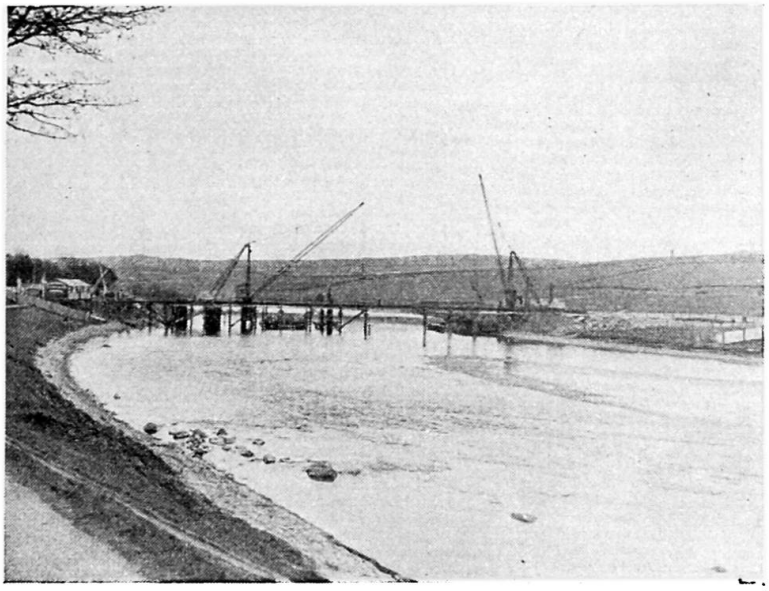


Fig. 6. General view from North Bank in early period of construction.

reinforced concrete piles were used under the River Piers and Abutments. One test pile was driven in each cofferdam, and the information so gained enabled the lengths of the remaining piles to be derived. These lengths varied from 35 ft on the South side to 25 ft in the North Abutment.

The Contractors devised an ingenious method of casting the piles in the limited space at their disposal. Two small pile yards were prepared and ten piles cast in each yard on alternate days. Thus, the piles in one layer had time to set sufficiently to enable them to carry the weight of the next layer. This was repeated until each comprised ten layers in height, and the ground area used for casting and storing about 200 piles by this means was only that necessary for 20 piles. It was, of course, known that the piles firstly cast would not be required to be driven before those in the upper tiers had matured sufficiently to be driven in the work. Fig. 7 gives a view of the piles in a stack seven tiers high.

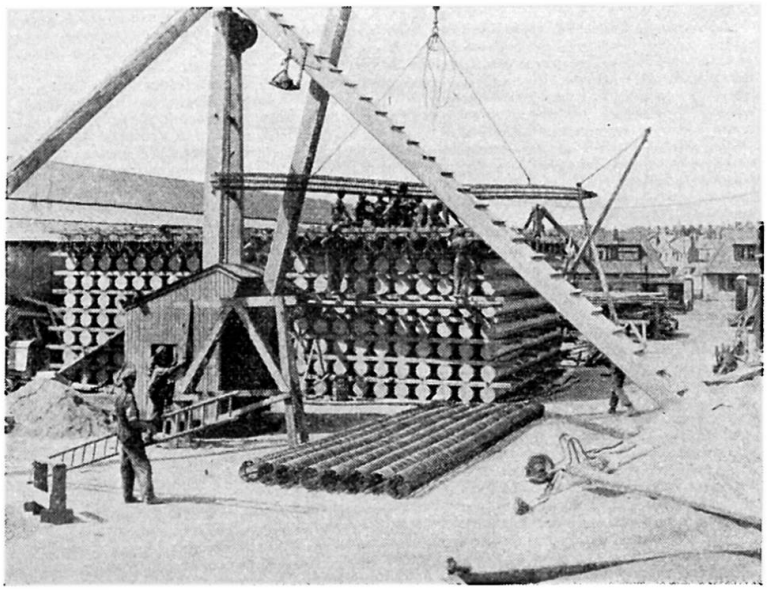


Fig. 7. Fixing reinforcement for piles in casting yard showing stacking of piles.

The reinforced concrete piles were driven from a piling frame carried on timbers resting on the bottom of the excavations. At first a drop hammer weighing 2 1/2 tons was used, but it was soon discarded in favour of a single-acting steam hammer. The specified penetration set was reached at the anticipated level below the foundations where a hard stratum was reached sloping downwards from the North to the South bank with a noticeable inclination along the length of the cofferdam where the driving was harder at the West end than that experienced at the East end.

During these operations the temporary bridge was completed, together with the driving of the remaining piles to the staging in all three spans. Simultaneously the construction of the Riverside Drive retaining walls, 800 ft long, with granite facing, including the re-grading of the road along the North bank, steadily progressed.

Salmon fishing is of great value in the higher reaches of the River Dee. The authorities who control these fishing rights imposed a restriction on the number of supports to the temporary staging with a view to reducing to a minimum the obstruction to salmon passing through the bridge false-works. It was observed during pile driving that the salmon halted a definite distance away from the bridge until pile-driving ceased for the day, and then they resumed their passage up the river.

The granite facing stones to the cutwaters and piers were being dressed during this early period of construction. All the granite was obtained from the Kemnay Quarries, and was supplied and dressed by Messrs. J. Fyffe, Ltd., and Messrs. George Hall, Ltd. A laying-out floor was provided on the South bank, where full-size templates of the Voussoir stones to the arches could by prepared. Use was subsequently made of this full-size setting out to obtain the correct curve to the longitudinal reinforcing bars in the Arch ribs. The cutwater stones to the Piers were erected at the mason's yard with dry joints so that the approval of the Consulting Architect could be obtained before being built in the work.

The main concreting of the piers could now proceed. These were brought up to springing level with their granite facing, and large pockets were formed in the top of the piers for the subsequent reception of the reinforcement in the Arch ribs, after which they were filled solid with concrete (fig. 8 and 9). This arrangement was made to permit the early removal of the upper portions of the steel sheet piling, leaving the portion below the top of the enlarged base permanently in position. The cutting of the sheet piles was done below water by an oxy-acetylene flame, and presented no difficulties. Similar arrangements were made with regard to the piles in the Abutment cofferdams, except that the piles along the ends for a distance of 13 ft and along the back were entirely removed.

Having reached the stage where the two Piers and Abutments had been completed up to springing level the two 5-ton Scotch derricks were moved to positions behind the Abutments, and the upper portion of the staging to the three river spans could now be completed. Fig. 9 gives a view of the South Pier with the arch shuttering in place. Allowance was made for the easing of the staging when the vault slabs and ribs had been concreted by placing hard-wood folding wedges under the points of support. The timber sheeting was covered with galvanised steel plates 0.035 inch thick and 4 feet square, firmly fixed to the sheeting. This was specified so that the exposed soffit would not be marred by frequent impressions of

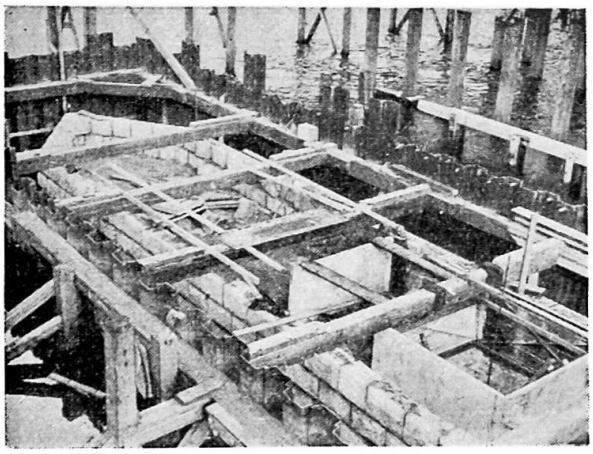


Fig. 8. South Pier showing first two courses of granite and formation of temporary pits, for subsequent reception of arch reinforcement.

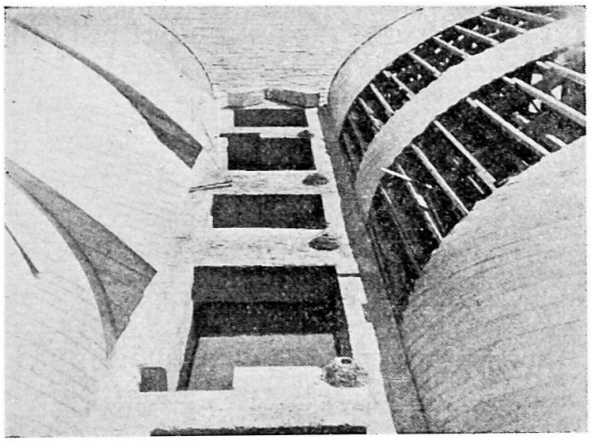


Fig. 9. South Pier. Arch shuttering in progress.

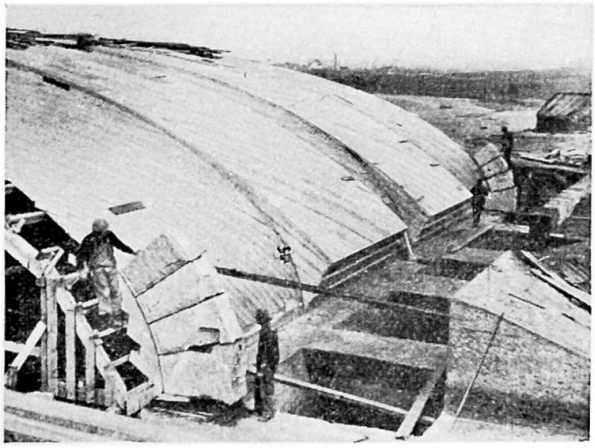


Fig. 10. South Abutment showing first four voussoirs in position.

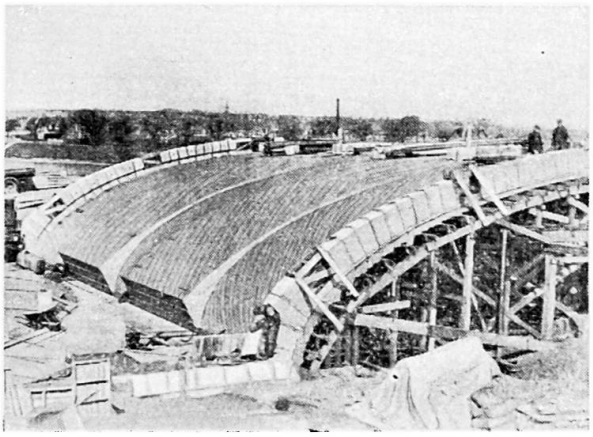


Fig. 11. South Arch span with voussoirs in position and temporary gaps formed.

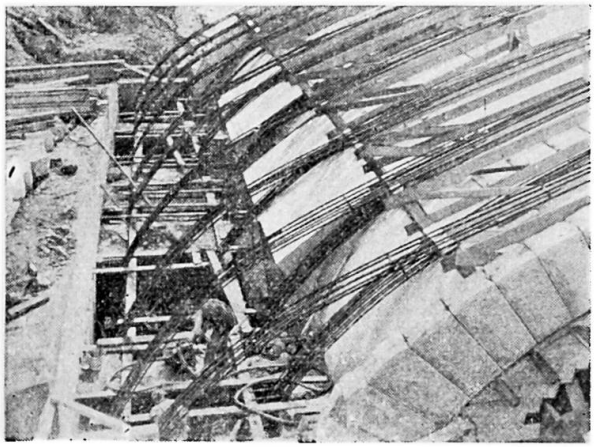


Fig. 12. Reinforcement in arch ribs.

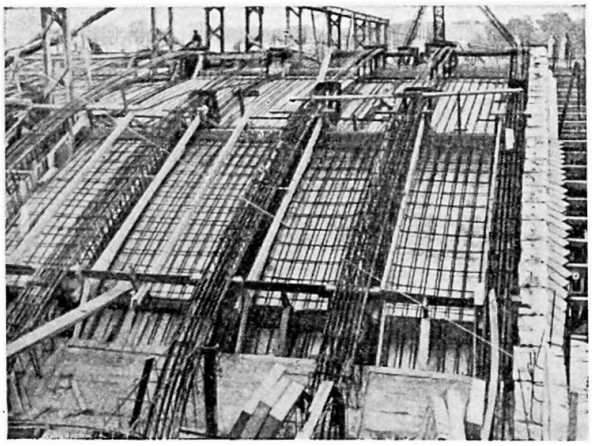


Fig. 13. Centre span reinforcement prior to concreting.

shuttering joints. The Voussoirs were built in position but with dry joints opposite the transverse gaps in the vault slab and ribs (See fig. 10 and 11). Concreting of the vault slab and ribs was carried out to a predetermined programme, and after five weeks had elapsed since the last section of this concrete had been poured, the gaps were also concreted. Fig. 12, 13 and 14 illustrate the work at the various stages during the concreting of the arches.

During this stage of the work, a very severe period of low temperature was experienced when thick ice nearly covered the full width of the river. The Contractors employed men for four days and nights to break up the ice around the timber piles and River Piers and to keep a channel open to prevent a heavy jamb of ice against the partially constructed bridge. (See fig. 16 and 17). A similar state of the river was experienced in the following winter but most of the staging had been removed, and therefore, the danger to the bridge was not so serious.

A temporary gantry was erected along the centre line of the bridge with supports at the positions of the temporary gaps and at the two Piers. This was raised to a height which would allow the deck slab to be constructed. A mixing plant for the concrete was located on the South Bank, the concrete loaded into trucks which ran along a railway for distribution to all parts of the work through open troughs and pipes. This plant arrangement served for the whole of the concreting to the vault slab and ribs, the temporary gaps and the deck superstructure. Fig. 15 is a general view of the roadway deck construction in progress.

The staging was lowered by easing the wedges after the elapse of one week since the last section of the temporary gaps were concreted. Careful records of settlement of the crown were made. In the case of the centre span this deflection was 0.42 inch during concreting of the vaults and ribs, and a further 0.48 inch was recorded immediately the arch staging had been entirely lowered clear of the arch soffit, making a total of 0.9 inch. An allowance of 1.5 inches had been made when setting up the staging and this was approximately the settlement when levels were taken about eighteen months after the staging was eased and removed. Further records were taken during the early life of the bridge which revealed small differences which could be explained by seasonal changes of average temperature.

During the main concreting of the arches, frequent crushing tests of concrete cubes were made. These gave results appreciably higher than those specified, and enabled the Consulting Engineers to permit some reduction of the periods specified between completion of the concreting and the striking of the temporary staging.

The exposed concrete to the underside of the Arches was treated by bush hammering. This removed any lines left by the joints between the galvanised sheets, and it exposed the texture of the stones in the concrete. The result was very pleasing and was a further proof of the high quality and uniformity of the concrete.

The granite-faced spandrel walls were built at a late stage in the construction, as laid down in the Specification, and were secured to the superstructure by ties between the columns carrying the deck and the concrete backing to the walls. Some of the vertical joints were left open until the latest possible date in order that any slight movement could occur without cracking the stone facework.

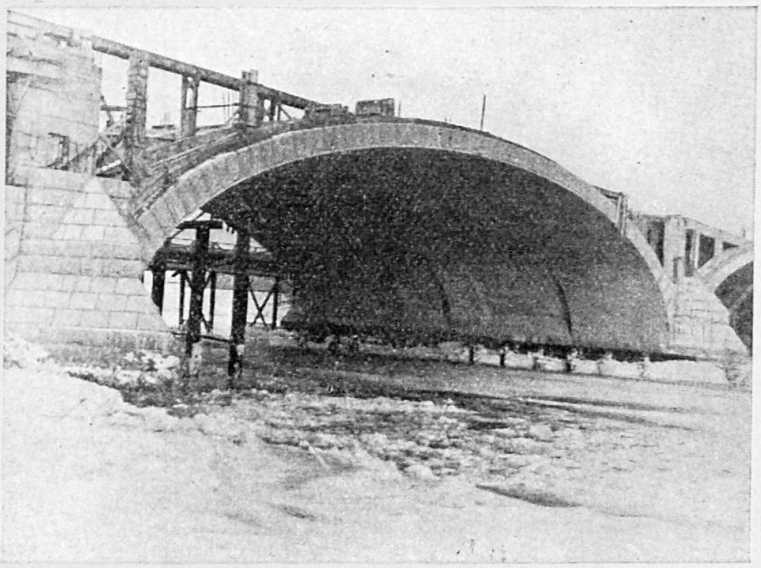


Fig. 14. Centre span arch with centering removed.

Provision has been made for permanent ventilation of the spaces between the arches and the underside of the deck. Small openings have been formed in the parapets over the Piers, and these are covered by cast iron grilles.

The Architect's design included for a large heraldic Lion carved from a granite block at each corner of the bridge. Foundations have been constructed for these features, but the carving for and the erection of the Lions have been postponed until the supply of labour is more plentiful.

The bridge is, however, embellished with eight carved coats of arms set in granite niches, one at each end of the River Piers and at the Abutments. These coats of arms represent those for the City of Aberdeen, the County of Aberdeenshire, the County of Kincardinshire, the Aberdeen Harbour Commissioners, the Incorporated Trades, the University, the Grammar School and Gordon's College. Fig. 18 gives views of the completed bridge.

Messrs. W. J. Anderson, Ltd. were also given the contract to build

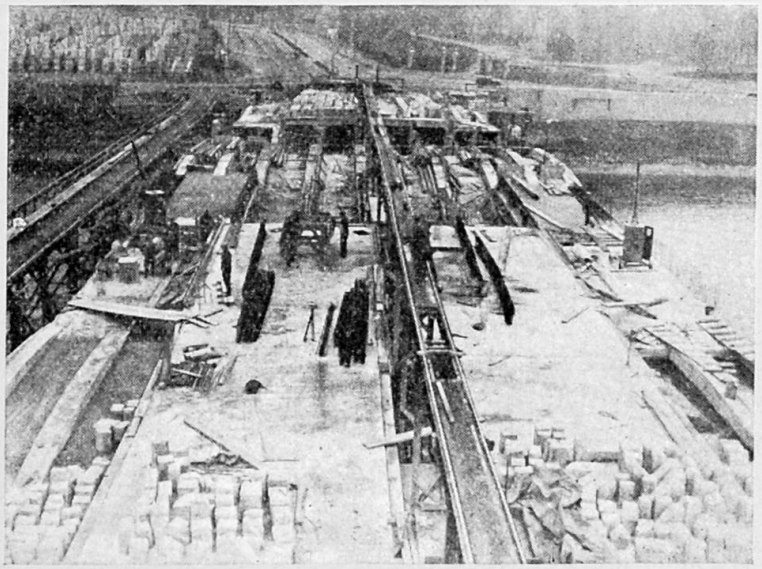


Fig. 15. General view with roadway deck in progress.

a small bridge on the South bank, situated about 450 feet from the centre line of the River Dee. The purpose of this bridge is to allow water to pass through the raised embankment in times of abnormal flood, but it also provides access below the main road for vehicular and pedestrian traffic. The bridge comprises two arches, 45 feet clear span, with a central pier, 7 feet wide. The width between parapets is 75 feet as for the River bridge. The overall length from end to end of the wing walls is 173 feet.

Granite again forms the facework to all visible surfaces except the soffit of the arches. The abutments and central pier are founded on reinforced concrete piles. The arch vaults are 12 inches thick at the crown and their intrados is semi-elliptical with a clear rise above springings of 14 feet. They are of constant thickness throughout the width of the bridge and earth filling on top of the vaults carries directly the roadway and footpath surfacing.

Both bridges were opened for traffic by Her Majesty the Queen on March 10th, 1941, in the presence of the King, the Lord Provost and many distinguished guests.

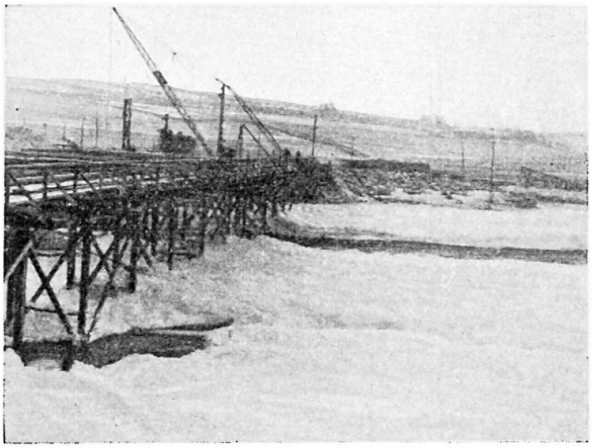


Fig. 16 and **17.** Ice and snow on the river, January, 1939.

Résumé

Description du projet et de la réalisation du nouveau pont en béton armé avec revêtement de granite au-dessus de la Dee, et dont l'inauguration par S. M. la Reine eut lieu le 10 mai 1941. Ce pont comporte 3 travées de 30, 36 et 30 mètres pour une largeur utile de $22^{m}50$.

Le projet a été conçu par M. T. F. Henderson, ingénieur M. I. C. E.; Considere Constructions Ltd., ingenieurs conseils, Westminster ; et Sir Frank Mears, F. R. I. B. A., architecte conseil.

Les arcs sont réalisés sans articulation et reposent sur des piles massives en béton. La nature du sol obligea de réaliser les fondations sur pieux.

Le début des travaux eut lieu par période de grand froid.

Zusammenfassung

Beschreibung des Entwurfs und der Konstruktion der neuen Eisenbetonbrücke mit Granitverkleidung, über den Dee-Fluss bei Aberdeen, eröffnet durch I. M. die Königin am 10. Mai 1941. Drei Spannweiten zu 100′, 120′ und 100′, und eine Breite zwischen den Geländern von 75′.

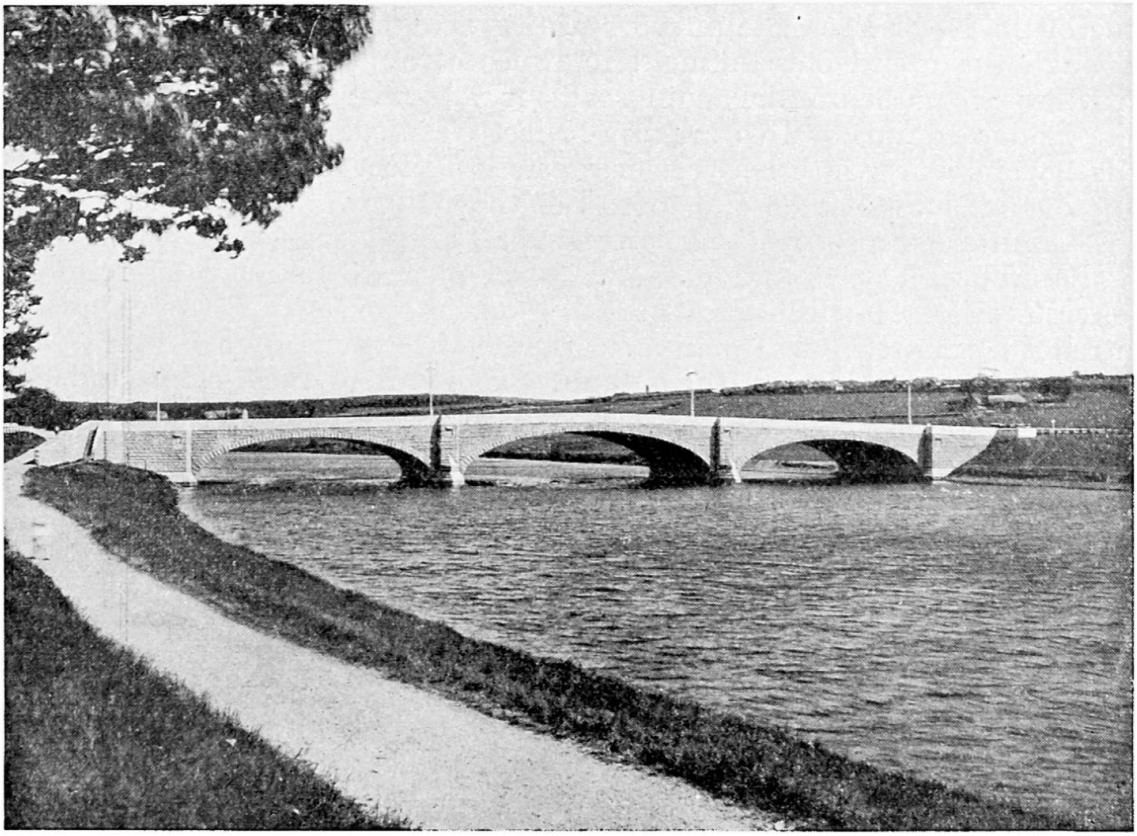


Photo A. J. B. Strackan

Fig. 18. Views of completed bridge.

Der Gesamtentwurf stammt von Stadt-Ingenieur Mr. T. F. Henderson, M. I. C. E.; beratende Ingenieure, Considere Constructions Ltd., Westminster, und Sir Frank Mears, F. R. I. B. A., beratender Architekt.

Die Bogen wurden gelenklos entworfen und auf massiven Beton-Flusspfeilern und Widerlagern abgestützt. Die Pfeilerfundationen waren notwendig, da sich beim Aushub innerhalb des Fangdammes weicher Baugrund zeigte.

Am Anfang der Bauzeit herrschte strenge Kälte und der Fluss war praktisch zugefroren.

Summary

Description of design and construction of the new reinforced concrete bridge faced with granite over the River Dee at Aberdeen, opened by H. M. the Queen, May 10th, 1941. Three spans 100 ft, 120 ft and 100 ft, and width 75 ft between parapets.

General plans by City Engineer, Mr. T. F. Henderson, M. I. C. E.; Consulting Engineers, Considere Constructions, Ltd., Westminster, and Consulting Architect, Sir Frank Mears F. R. I. B. A.

Arches were designed as hingeless, and supported on mass concrete river piers and abutments. Piled foundations were necessary due to the soft ground revealed by the excavations inside the coffer dams.

During early construction severe cold was experienced and the river was practically closed by ice.