

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

Band: 8 (1968)

Rubrik: IVa. New trends in design and construction of long span bridges and viaducts (skew, flat slabs, torsion box)

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 04.04.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

IV

Développements nouveaux des constructions en béton

**Neue Entwicklungen im Stahlbetonbau
New Practices in Concrete Structures**

IV a

**Tendances nouvelles dans le calcul et la construction
des ponts de grande portée et des viaducs
(ponts biais, ponts-dalles, sections en caisson)**

**Neue Tendenzen in Berechnung und Konstruktion von
weitgespannten Brücken und Viadukten
(schiefe Brücken, Plattenbrücken, Kastenträger)**

**New Trends in Design and Construction
of Long Span Bridges and Viaducts
(Skew, Flat Slabs, Torsion Box)**

Leere Seite
Blank page
Page vide

DISCUSSION PRÉPARÉE / VORBEREITETE DISKUSSION / PREPARED DISCUSSION

The Effect of Torsion on the Ultimate Strength of Reinforced Concrete Spans in Bending

Effet de la torsion sur la résistance à la rupture de poutres en béton armé sous flexion

Die Wirkung der Torsion auf die Traglast des unter Biegung stehenden Stahlbetonträgers

S.R. DAVIES D.R. FAIRBAIRN
 B.Sc., Ph.D., A.M.I.C.E. B.Sc., Ph.D., A.M.I.C.E.
 Department of Civil Engineering and Building Science
 University of Edinburgh

Previous authors have shown that the ultimate bending capacity of rectangular reinforced concrete beams subjected to a torsion moment can be determined by equating the external and internal moments across the assumed failure surface. Starting with an assumed stress-strain relationship for the material, an expression can be derived for the ultimate bending moment as a function of the geometry of the section, the material properties, the ratio (ϕ) of applied bending to torsion moment, the angle of crack (α) up the vertical faces of the beam and also the angle of inclination (β) of the compression fulcrum about which the ultimate rotation takes place. This expression was simplified by Evans and Sarkar⁽¹⁾ who assumed a constant value for α and derived a relationship for β in terms of the principal stresses.

In a more recent work,⁽⁴⁾ the authors have modified the equation given by Evans and Sarkar by considering three ranges of ϕ values corresponding to the cases of predominant torsion, combined bending and torsion, and predominant bending. On this basis the following relationships were established:-

| | |
|--|--------------------------------|
| For $\phi < 2$ $\text{Cot } \alpha = 0.63/\sqrt{\phi}$ | (Predominant Torsion) |
| For $2 \leq \phi \leq 8$ $\text{Cot } \alpha = 0.8/\phi$ | (Combined Bending and Torsion) |
| For $\phi > 8$ $\text{Cot } \alpha = 0.1$ | (Predominant Bending) |

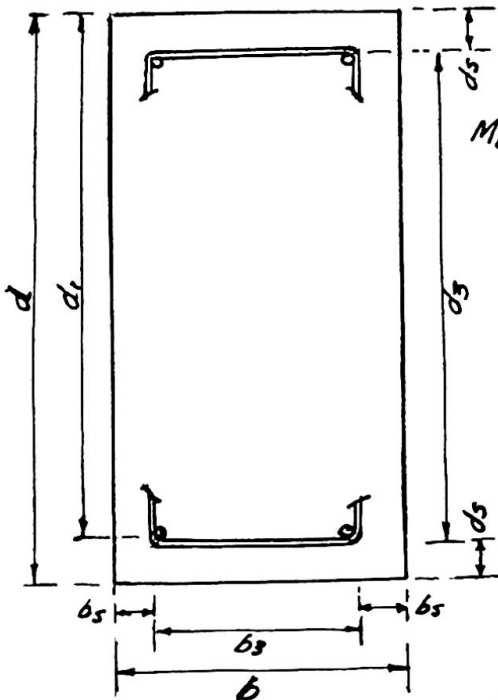
These/

These equations apply to both solid and hollow sections for, within the range of accuracy normally worked to in reinforced concrete design, the difference between α_{solid} and α_{hollow} is small. For a range of sections considered by the authors the largest difference for α values was less than 1%.

A geometrical relationship

$$\text{Cot } \beta = \text{Cot } \alpha (2jk + 1)$$

was also substituted in the equation so that there is a considerable simplification in the final equations which now become:-



$\phi < 2$

$$M_{bu} = \frac{A\phi + 0.2B^2cn^2 + 0.4BTb_3(d-ds-n) + 0.4Tdd_3}{\phi + \frac{0.63B}{J\phi}} \quad \text{--- ①}$$

where $n = \frac{L\phi + 0.4BTb_3}{(\phi + 0.4B^2)C}$

$2 \leq \phi \leq 8$

$$M_{bu} = \frac{A\phi^2 + 0.32B^2cn^2 + 0.64BTb_3(d-ds-n) + 0.64Tdd_3}{\phi^2 + 0.8B} \quad \text{--- ②}$$

where $n = \frac{L\phi^2 + 0.64BTb_3}{(\phi^2 + 0.64B^2)C}$

$\phi > 8$

FIG. 1.

$$M_{bu} = \frac{\phi \left[\frac{(1 + 0.018B^2)cn^2}{2} + L(d_1 - n) + 0.018BTb_3(d - ds - n) + 0.018Tdd_3 \right]}{\phi + 0.18} \quad \text{--- ③}$$

where $n = \frac{L + 0.018BTb_3}{(1 + 0.018B^2)C}$

and $A = \frac{1}{2}Cn^2 + L(d_1 - n)$; $L = A_s f_t$; $C = f_c' b$; $T = \frac{f_t A_s}{5}$; $B = (2k + 1)$.

Example

To illustrate the use of these equations consider a reinforced concrete section 10 ins. wide subjected to a bending moment of 902,500 lb.in. and a torsion moment of $\frac{902,500}{6}$ lb.in.

Assuming/

Assuming permissible stresses of 1,000 - 20,000 lb/in² in steel and concrete the procedure is as follows:-

1. Using the applied bending moment only, the overall depth and required steel area are calculated.
2. Taking load factors of 2 and 3 for steel and concrete respectively so that $f_c^1 = 2,000 \text{ lb/in}^2$, $f_T = 40,000 \text{ lb/in}^2$, and assuming $A_T = \frac{1}{30}$ of 1.7% of bd , $s = 15 \text{ in.}$ and $b_3 = 8 \text{ in.}$ the constants L , C , T , and B can be calculated for this section ($K = 2$) and moment ratio ($\phi = 6$).
3. Using the above constants the values of n (4,397 in.), A (2,045,700) and M_{bu} (1,921,000 lb.in.) can be determined.
4. The true load factor is thus $\frac{1,921,000}{902,500} = 2.13$ and this can be compared with the load factor in pure bending of 2.23.

If the applied torsion was changed then A would have to be re-calculated and new values for n and M_{bu} determined. For example for:-

$\phi = 2, M_{bu} = 1,121,000 \text{ lb.in.}$ and the load factor = 1.24
 $\phi = 10, M_{bu} = 1,990,000 \text{ lb.in.}$ and the load factor = 2.21

In order to test the validity of the assumptions used in deriving the equations a number of beams were tested and good correlation was obtained between the experimental and theoretical results (Table 1.)

Table 1

| Beam No | ϕ | Ultimate Moment, M_{bu} , lbs. ins. x 10 ³ | | | Remarks | |
|---------|--------|---|--------------------------------|--------------------------|-----------------------------|--------------|
| | | Experimental | Theoretical (Equations 1,2,3.) | Theoretical (Equation 4) | | |
| 1 | 10.9 | 4.4 | 5.7 | - | Plain concrete | |
| 2 | 11.2 | 9.2 | 9.6 | 9.4 | No transverse reinforcement | |
| 3 | 9.0 | 13.9 | 14.3 | 14.1 | | |
| 4 | 6.0 | 11.6 | 12.6 | 11.3 | | |
| 5 | 8.0 | 9.2 | 9.8 | 7.8 | | |
| 6 | 3.5 | 8.9 | 12.2 | 10.4 | | |
| 7 | 6.4 | 9.9 | 14.4 | 15.0 | | Bond failure |
| 8 | 3.0 | 5.3 | 12.0 | 15.0 | | " " |
| 9 | 6.0 | 15.0 | 14.5 | 15.3 | | |
| 10 | 7.1 | 13.8 | 15.1 | 15.1 | | |
| 11 | 4.7 | 14.4 | 14.0 | 14.0 | | |
| 12 | 8.1 | 14.2 | 14.8 | 14.7 | | |

Note:

1. Yield strength of longitudinal reinforcement in beams 2 and 5 = 30,000 lbf/in². All other beams, yield strength = 50,000 lbf/in².
2. Beams 5 were tested over a reduced span.

Although the results obtained using equations 1, 2 or 3 show reasonable agreement with the practical results, the division of the problem into three separate cases is cumbersome and some advantage would be gained if one equation could be found to cover the complete range of ϕ values. A further disadvantage with the equation results from the fact that any change in the applied loading requires a new set of calculations even for the same section and steel area.

Applying equations 1, 2 and 3 to a given section and given ultimate material properties, the value of the ultimate moment can be calculated for the complete range of ϕ values from 0 (pure torsion) to (pure bending). These values of ultimate moment can be plotted on a Torsion Moment - Bending Moment diagram and a single equation which is independent of ϕ can be found to approximate to the resulting plot.

Following this procedure, for a particular section, it can be shown (Fig.2) that the ellipse, which has a semi major axis corresponding to the pure bending case and a semi minor axis corresponding to the case of pure torsion, is reasonably close to the torsion - bending plot.

The equation of the ellipse is not the only equation which could be found to approximate to the curve and the accuracy of the approximation can be increased by determining a polynomial expression which fits the curve - this would, however, increase the complexity of the design equation.

The ellipse equation can be expressed in the form:

$$M_{bu} = M_u \sqrt{1 - \left(\frac{M_t}{T_u}\right)^2} \dots\dots\dots(4)$$

where M_u = semi major axis
 = $Ld_1 - (L^2/2C)$

and/

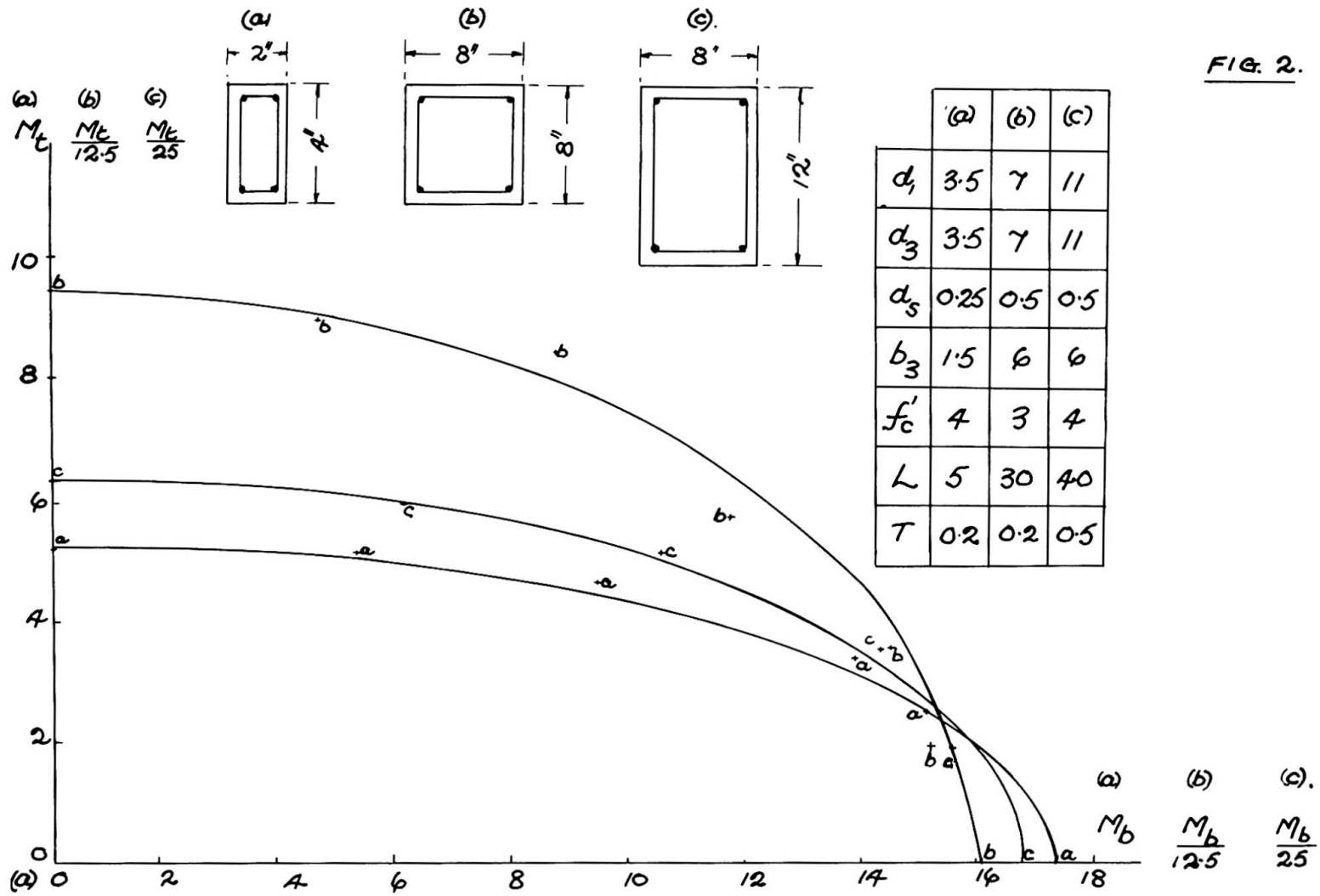


FIG. 2.

$$\begin{aligned} \text{and } T_u &= \text{semi minor axis} \\ &= \frac{1}{B} \sqrt{\frac{1}{2} (1 + B^2) C n^2 + L(d_1 - n) + BTb_3(d - d_s - n) + Tdd_3} \end{aligned}$$

$$\text{where } n = \frac{L + BTb_3}{(1 + B^2)C}$$

The ultimate moments calculated using equation 4 are included for comparison in Table 1. It can be seen that the results compare favourably with both the experimental values and the theoretical values calculated using equation 1, 2 and 3.

Example

To illustrate the use of equation 4 consider the same example as before. The procedure is now:-

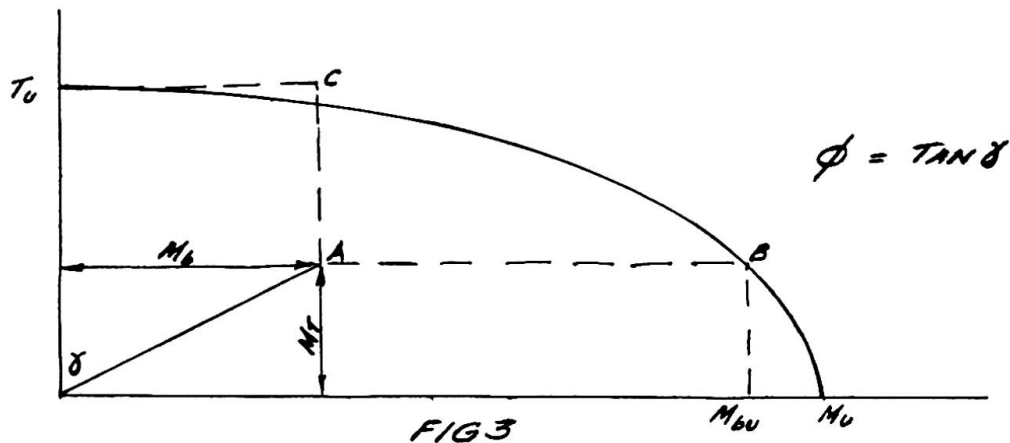
1. Calculate the constants L, C, T and B, as before.
2. Determine the values of M_u (pure bending) and T_u (Pure Torsion) from the equations above.
For this example $M_u = 2,009,500$ lb. ins.
 $T_u = 508,800$ lb. ins.
3. Apply equation 4 taking $M_T = 902,500/6$ lb ins.
so that $M_{bu} = 1,919,000$ lb ins.
4. The true load factor = $\frac{1,919,000}{902,500} = 2.13$ as before.

If the applied torsion was changed then equation 4 can be used directly since the values of M_u and T_u remain the same.

For $\phi = 2$, $M_{bu} = 927,000$ lb in. and the load factor = 1.03

$\phi = 10$, $M_{bu} = 1,977,000$ lb in. and the load factor = 2.19

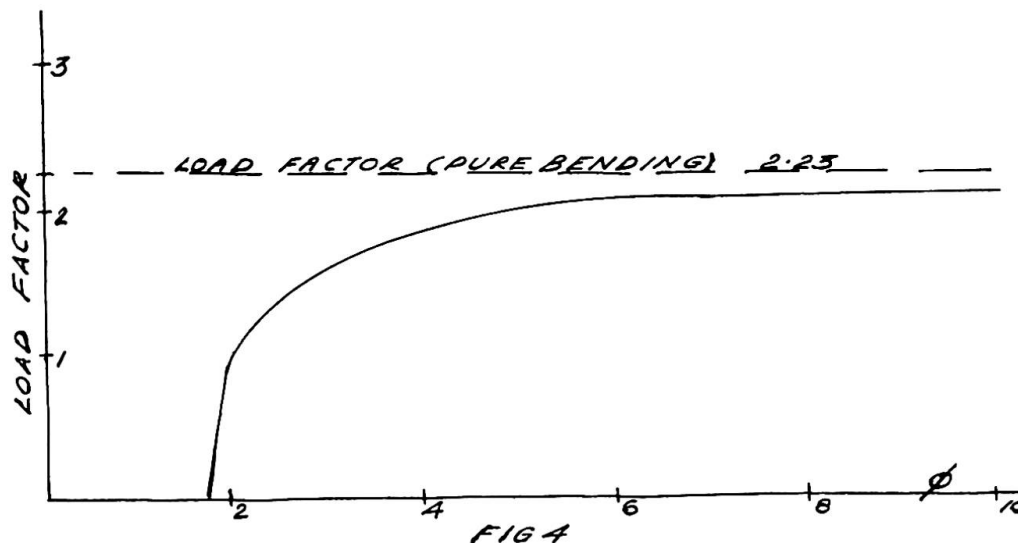
The meaning of the moment and torsion symbols and also ϕ is shown in Fig.3. The assumption made in deriving equation 4 is that given the working, bending and torsion, moments the value of γ (and hence ϕ) is fixed and that the path to ultimate moment is along AB - the bending moment at B being M_{bu} .



There is, of course, a lower limit to the value of ϕ which is imposed by the condition that the applied torsion moment (M_T) cannot exceed the value of the pure torsion (T_u) which can be carried by the particular section, i.e. M_T cannot increase beyond C.

For the example considered $\phi > \frac{M_b}{T_u} = \frac{902,500}{508,800} = 1.77$

and the load factor at this limiting value of $\phi = 0$. (Fig.4).



By a similar procedure, given the working strength of a section in torsion, it can be shown that there would be an upper limit to the value of ϕ .

Notation

- j = neutral axis constant
- k = d/b
- b, b₃, d, d₁, d₃, ds - as shown in Fig.1.
- A_T = area of one leg of stirrup.
- A_L = area of bottom longitudinal reinforcement.
- S = spacing of stirrups.
- α = angle of crack in vertical face.

| | | |
|----------|---|--|
| β | = | angle of inclination of compression fulcrum. |
| f_L | = | yield stress of longitudinal reinforcement. |
| f_T | = | yield stress of transverse reinforcement. |
| f_c | = | ultimate compressive concrete stress. |
| M_b | = | applied bending moment. |
| M_T | = | applied torsion moment. |
| M_{bu} | = | ultimate bending moment. |
| M_{Tu} | = | ultimate torsion moment. |
| M_u | = | pure bending moment. |
| T_u | = | pure torsion moment |
| ϕ | = | M_b/M_T |

Acknowledgements

This research was carried out in the Department of Civil Engineering and Building Science at Edinburgh University and the authors wish to acknowledge the help and encouragement of Professor A.W. Hendry.

Bibliography

1. EVANS, R.H., SARKAR, S. A method of ultimate strength design of reinforced concrete beams in combined bending and torsion. *Struc. Eng.*, Vol. 43, No.10, October 1965, p.333.
2. LESSIG, N.N. Determination of the load-bearing capacity of reinforced concrete elements with rectangular cross-section subjected to flexure and torsion. P.C.A. Foreign, Lit. Study No.371, 1959.
3. FAIRBAIRN, D.R., An experimental and analytical investigation of the behaviour of reinforced concrete beams subjected to combined bending and torsion, Ph.D. Thesis, University of Edinburgh, 1967.
4. FAIRBAIRN, D.R., DAVIES, S.R., Combined bending and torsion in reinforced concrete beams. *Struc.Eng.* To be published Dec. 1968.

SUMMARY

The determination of the ultimate bending capacity of rectangular reinforced concrete beams subjected to a torsion moment is considered using two methods. The first method, using equations derived by equating the external and internal moments across the assumed failure surface, is modified into the second method which is much simpler to apply without much loss in accuracy. The results obtained using the two sets of equations are compared with experimental results.

RÉSUMÉ

On considère deux méthodes pour déterminer la résistance à la rupture d'une poutre rectangulaire en béton armé soumise à la flexion et à la torsion. La première méthode égalise les moments extérieurs et intérieurs dans la section de rupture. Les équations ainsi obtenues sont modifiées et fournissent la deuxième méthode, qui sans perte de précision notable, est cependant d'emploi beaucoup plus facile. Une comparaison est faite entre les résultats obtenus par ces deux méthodes et des résultats expérimentaux.

ZUSAMMENFASSUNG

Für die Berechnung der "Biegetraglast" eines einem Drehmoment unterworfenen Stahlbetonträgers werden zwei Verfahren in Betracht gezogen. Die erste Methode benützt Gleichungen, die man dann erhält, wenn man die inneren und äusseren Momente über die vermutete Bruchfläche ausgleicht, und wird in die zweite übergeführt, welche viel einfacher in der Anwendung ist ohne grosse Genauigkeitsverluste. Die durch den Gebrauch der beiden Gleichungssätze erhaltenen Ergebnisse werden mit den Versuchen verglichen.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IVa

Analysis of Bridge Structures Comprising Two Continuous Curved Main Box Girders, Whose Supports are Staggered or not, and That are Connected by Cross Beams having Flexural but not Torsional Rigidity

Calcul des structures comprenant deux poutres caisson maîtresses continues et courbes, à supports décalés ou non, et reliées par des traverses sans rigidité torsionnelle

Berechnung von Brücken mit zwei durchlaufenden, gekrümmten, kastenförmigen Hauptträgern, deren Auflager beweglich oder fest sind, und die mit biegesteifen, jedoch drillweichen Querträgern verbunden sind

D. VANDEPITTE
Professor at the University of Gent

Assumptions

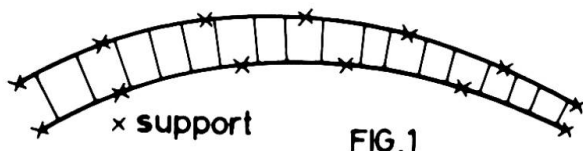
- 1) The structure behaves elastically.
- 2) The supports of the box girders are unyielding and the intermediate supports provide vertical reactions only.
- 3) The loads act on the two box girders.
- 4) The formula's for uniform torsion are valid. It is well known that the errors resulting from this assumption are small in the case of box girders.

The two main girders may or may not have the same number of spans. Their flexural rigidity EI and torsional rigidity GC may be variable. The flexural rigidity of the cross beams may be infinite or finite. If the distance a between the box girders varies, the rate of variation must be small enough for the transverse beams to be practically perpendicular to the girders. The supports of the girders may or may not coincide with the locus of the shear center of their cross sections, which we shall henceforth call the center line. The end supports may or may not allow flexural or torsional rotation of the ends of the box girders. The loads may act on or off the center line of the main girders.

Nodes

In figure 1 each box girder is represented by its center line.

We first consider the box girder on the outside of the curve, together with one half of each tie beam (fig. 2). Along its center line nodes are introduced :



at each support, at each junction with a connecting beam, at the point of application of every concentrated external load or moment,

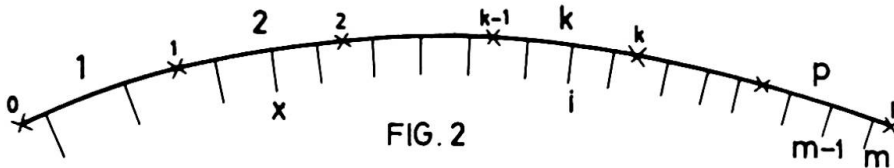


FIG. 2

at the boundaries between zones of constant curvature, or of constant flexural or torsional rigidity, or of constant distributed load,

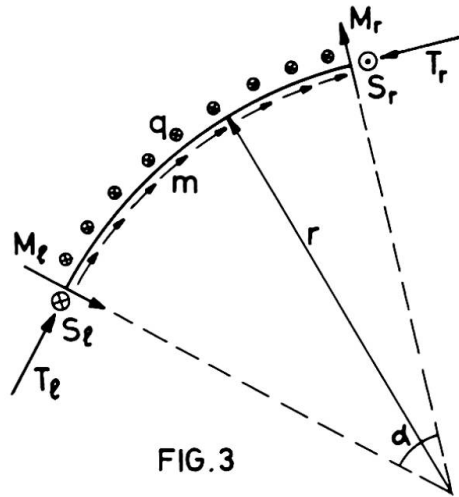


FIG. 3

and at all points of the girder where it is desired to know the stress resultants or displacement components. Hence each girder element between two successive nodes has or is assumed to have a constant radius r (fig. 3) and constant rigidities EI and $GC = \frac{EI}{\rho}$, and it carries or is assumed to carry a uniform downward load q along its center line and a constant moment m (per unit length) about the center line. m is taken positive when it acts in the direction of the rotation of a corkscrew that moves forward in the direction of the arrow in figure 3.

Element transmission matrix

The forces at the left end of the element considered as a free body are the shear force S_l , the bending moment M_l and the torque T_l .

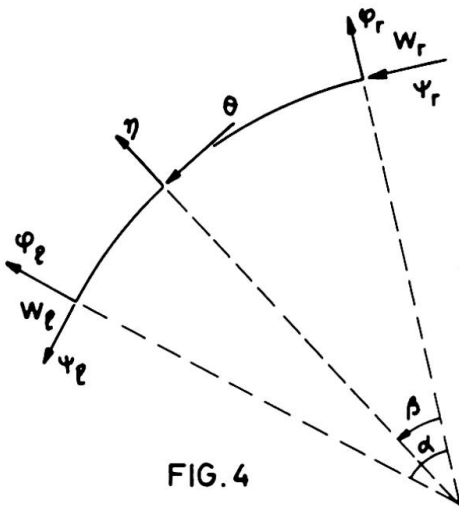


FIG. 4

Similar forces act at the right end of the element. S_l is considered positive when it acts downwards on the element, S_r when it acts upwards. The positive direction of the bending moments and torques is defined by the corkscrew rule, as is that of the rotations ϕ in the vertical plane tangent to the center line and ψ in the plane perpendicular to that line, both rotations being represented in figure 4 by arrows perpendicular to the plane of rotation. The vertical (downward) displacements at the ends of the element are denoted by w_l and w_r .

Statics provides the following relationships between the internal forces at the right end and at the left

end of the element :

$$S_r = S_l + \alpha q r \tag{1}$$

$$M_r = M_l \cos \alpha - T_l \sin \alpha + S_l r \sin \alpha + r(qr - m)(1 - \cos \alpha) \tag{2}$$

$$T_r = M_l \sin \alpha + T_l \cos \alpha + S_l r(1 - \cos \alpha) - r(qr - m) \sin \alpha + \alpha q r^2 \tag{3}$$

One obtains the bending moment M and torque T in the section defined by the angle β by replacing α by $\alpha - \beta$ in the expressions 2 and 3. The curvature η and the twist per unit length θ at the same point are given by $\eta = \frac{M}{EI}$ and $\theta = \frac{T}{GC} = \frac{\rho T}{EI}$

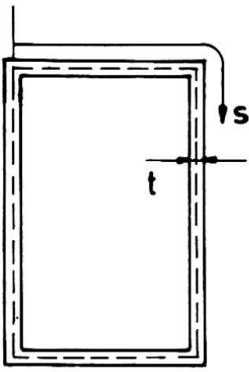


FIG. 5

with C given by Bredt's formula $C = \frac{4A^2}{\oint \frac{ds}{t}}$ when

the box girder is monocellular (fig. 5 - A : cross-sectional area bordered by the center line of the girder walls).

Geometry, as applied to small angles and deflections, allows the following relationships between the vertical and rotational displacements at both ends of the girder element to be written :

$$\begin{aligned} \varphi_r &= \varphi_\ell \cos\alpha - \psi_\ell \sin\alpha + \int_0^\alpha \cos\beta \cdot \eta r d\beta - \int_0^\alpha \sin\beta \cdot \theta r d\beta \\ &= \varphi_\ell \cos\alpha - \psi_\ell \sin\alpha + \frac{r}{EI} \int_0^\alpha M \cos\beta d\beta - \frac{\rho r}{EI} \int_0^\alpha T \sin\beta d\beta \end{aligned} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} \psi_r &= \varphi_\ell \sin\alpha + \psi_\ell \cos\alpha + \int_0^\alpha \sin\beta \cdot \eta r d\beta + \int_0^\alpha \cos\beta \cdot \theta r d\beta \\ &= \varphi_\ell \sin\alpha + \psi_\ell \cos\alpha + \frac{r}{EI} \int_0^\alpha M \sin\beta d\beta + \frac{\rho r}{EI} \int_0^\alpha T \cos\beta d\beta \end{aligned} \quad (5)$$

$$\begin{aligned} w_r &= w_\ell + \varphi_\ell r \sin\alpha - \psi_\ell r (1 - \cos\alpha) + \int_0^\alpha r \sin\beta \cdot \eta r d\beta - \int_0^\alpha r (1 - \cos\beta) \cdot \theta r d\beta \\ &= w_\ell + \varphi_\ell r \sin\alpha - \psi_\ell r (1 - \cos\alpha) + \frac{r^2}{EI} \int_0^\alpha M \sin\beta d\beta - \frac{\rho r^2}{EI} \int_0^\alpha T (1 - \cos\beta) d\beta \end{aligned} \quad (6)$$

Substituting the expressions of M and T into 4, 5 and 6, and performing the integrations, one finds three equations, which may be assembled with 1, 2 and 3 into the matrix equation

$$\begin{bmatrix} w_r \\ \varphi_r \\ \psi_r \\ M_r \\ T_r \\ S_r \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & r \sin\alpha & -r(1 - \cos\alpha) & b_{14} & b_{15} & b_{16} & & b_{17} \\ 0 & \cos\alpha & -\sin\alpha & b_{24} & b_{25} & b_{26} & & b_{27} \\ 0 & \sin\alpha & \cos\alpha & b_{34} & b_{35} & b_{36} & & b_{37} \\ 0 & 0 & 0 & \cos\alpha & -\sin\alpha & r \sin\alpha & & r(qr - m)(1 - \cos\alpha) \\ 0 & 0 & 0 & \sin\alpha & \cos\alpha & r(1 - \cos\alpha) & & -r(qr - m)\sin\alpha + \alpha qr^2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & & \alpha qr \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & & 1 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} w_\ell \\ \varphi_\ell \\ \psi_\ell \\ M_\ell \\ T_\ell \\ S_\ell \\ 1 \end{bmatrix}$$

or $V_r = B V_\ell$, with (7)

$$\begin{aligned} b_{14} &= \frac{r^2}{2EI} [(1 + \rho)\alpha \sin\alpha - 2\rho(1 - \cos\alpha)] & b_{15} &= \frac{r^2}{2EI} (1 + \rho)(\alpha \cos\alpha - \sin\alpha) \\ b_{24} &= \frac{r}{2EI} [(1 - \rho)\sin\alpha + (1 + \rho)\alpha \cos\alpha] & b_{25} &= -\frac{r}{2EI} (1 + \rho)\alpha \sin\alpha \\ b_{34} &= \frac{r}{2EI} (1 + \rho)\alpha \sin\alpha & b_{35} &= \frac{r}{2EI} [(1 + \rho)\alpha \cos\alpha - (1 - \rho)\sin\alpha] \\ b_{16} &= -\frac{r^3}{2EI} [(1 + \rho)(\alpha \cos\alpha - \sin\alpha) + 2\rho(\alpha - \sin\alpha)] \\ b_{26} &= \frac{r^2}{2EI} [(1 + \rho)\alpha \sin\alpha - 2\rho(1 - \cos\alpha)] & b_{36} &= -\frac{r^2}{2EI} (1 + \rho)(\alpha \cos\alpha - \sin\alpha) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b_{17} &= \frac{r^3}{EI} \left[(1+\rho)(1-\cos\alpha - \frac{\alpha}{2}\sin\alpha)(qr-m) + \rho(1-\cos\alpha - \frac{\alpha^2}{2})qr \right] \\
 b_{27} &= -\frac{r^2}{EI} \left[\frac{1}{2}(1+\rho)(\alpha\cos\alpha - \sin\alpha)(qr-m) + \rho(\alpha - \sin\alpha)qr \right] \\
 b_{37} &= \frac{r^2}{EI} \left[(1+\rho)(1-\cos\alpha - \frac{\alpha}{2}\sin\alpha)(qr-m) + \rho(1-\cos\alpha)m \right]
 \end{aligned}$$

One finds the column vector V_r , made up of the displacement components and stress resultants pertaining to the right end of the girder element by premultiplication of the column vector V_l pertaining to the left end by the element transmission matrix B.

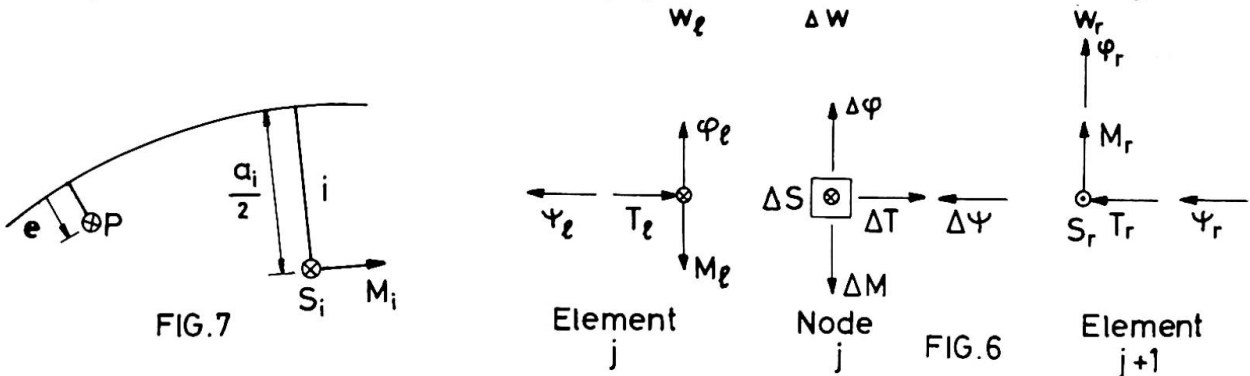
Boundary vector and boundary matrix

A boundary vector L and a boundary matrix D are associated with each node at which an external load acts on the box girder. This applies in particular to the junctions of the girder with the tie beams, but not to its supports.

Discontinuities $\Delta w, \Delta\phi$ or $\Delta\psi$ in the displacement components w, ϕ and ψ at the node may also be included in the vector

$$L = \begin{bmatrix} \Delta w \\ \Delta\phi \\ \Delta\psi \\ \Delta M \\ \Delta T \\ \Delta S \\ 0 \end{bmatrix} \text{ and in the matrix } D = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \Delta w \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \Delta\phi \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \Delta\psi \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \Delta M \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \Delta T \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \Delta S \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \tag{8}$$

The positive directions of the Δ -quantities are shown in figure 6.



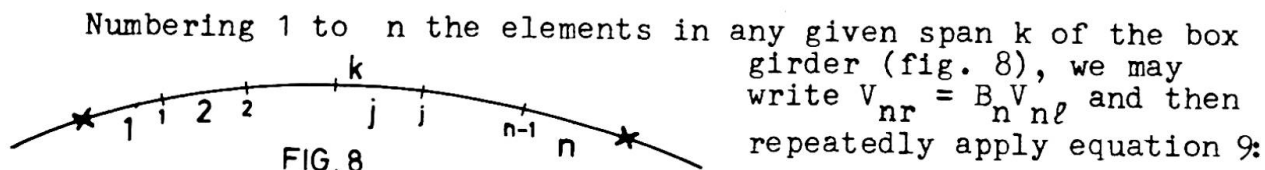
If the load consists of a downward force P acting with the eccentricity e (positive toward the center of curvature) with respect to the center line (fig. 7) : $\Delta S = P$ and $\Delta T = Pe$. At the junction of the girder with the cross beam i : $\Delta S = S_i$ and $\Delta T = M_i + \frac{a_i}{2} S_i$ (S_i and M_i : shearing force and bending moment at mid span of the transverse beam i).

Denoting by L_j the boundary vector and by D_j the boundary matrix associated with the node j, that separates the girder elements j and j+1, and observing that the quantities on the right hand, resp. the left hand side of figure 6 are the components of the vector $V_{j+1,l}$ relating to the left end of the element j+1, resp. of the vector $V_{j,r}$ relating to the right end of the element j, one sees from considerations of geometry and equilibrium that

$$V_{j+1,\ell} = L_j + V_{jr}$$

Using equation 7, we obtain $V_{j+1,\ell} = L_j + B_j V_{j\ell}$ (9)

Span transmission matrix



$$V_{nr} = B_n V_{n\ell} = B_n (L_{n-1} + B_{n-1} V_{n-1,\ell}) = B_n (L_{n-1} + B_{n-1} (L_{n-2} + B_{n-2} V_{n-2,\ell}))$$

$$= \dots = B_n (L_{n-1} + B_{n-1} (L_{n-2} + B_{n-2} (\dots (L_2 + B_2 (L_1 + B_1 V_{1\ell}))))))$$

Since $D_j V_{j\ell} = L_j$ ($j=1,2,\dots,n-1$), the above equation may be transformed into $V_{nr} = B_n (D_{n-1} + B_{n-1} (D_{n-2} + B_{n-2} (\dots (D_2 + B_2 (D_1 + B_1)))))) V_{1\ell}$

or $V_{nr} = U_k V_{1\ell}$ (10)

with the span transmission matrix U_k defined by

$$U_k = B_n (D_{n-1} + B_{n-1} (D_{n-2} + B_{n-2} (\dots (D_2 + B_2 (D_1 + B_1))))))$$
 (11)

Now denoting by V_{kr} and $V_{k\ell}$ the vectors V pertaining to the right end and to the left end of the span k, equation 10 is identical with $V_{kr} = U_k V_{k\ell}$ (12)

The product of any two matrices B has zero elements and unit elements in the same places as the matrices B themselves. Hence, the span transmission matrix is of the type

$$U_k = \begin{bmatrix} 1 & u_{12} & u_{13} & u_{14} & u_{15} & u_{16} & u_{17} \\ 0 & u_{22} & u_{23} & u_{24} & u_{25} & u_{26} & u_{27} \\ 0 & u_{32} & u_{33} & u_{34} & u_{35} & u_{36} & u_{37} \\ 0 & 0 & 0 & u_{44} & u_{45} & u_{46} & u_{47} \\ 0 & 0 & 0 & u_{54} & u_{55} & u_{56} & u_{57} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & u_{67} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

If all the loads on the box girder, including the shearing forces S_i and bending moments M_i in the tie beams, and the displacement discontinuities Δw , $\Delta \phi$ and $\Delta \psi$, if any, are known, equation 11 yields the numerical value of the 24 elements u of every one of the p matrices U_k (p is the number of spans of the box girder - fig.2).

Expanding equation 12, we obtain

$$w_{kr} = w_{k\ell} + u_{12} \phi_{k\ell} + u_{13} \psi_{k\ell} + u_{14} M_{k\ell} + u_{15} T_{k\ell} + u_{16} S_{k\ell} + u_{17}$$
 (14)

$$\phi_{kr} = u_{22} \phi_{k\ell} + u_{23} \psi_{k\ell} + u_{24} M_{k\ell} + u_{25} T_{k\ell} + u_{26} S_{k\ell} + u_{27}$$
 (15)

$$\psi_{kr} = u_{32} \phi_{k\ell} + u_{33} \psi_{k\ell} + u_{34} M_{k\ell} + u_{35} T_{k\ell} + u_{36} S_{k\ell} + u_{37}$$
 (16)

$$M_{kr} = u_{44} M_{k\ell} + u_{45} T_{k\ell} + u_{46} S_{k\ell} + u_{47}$$
 (17)

$$T_{kr} = u_{54} M_{k\ell} + u_{55} T_{k\ell} + u_{56} S_{k\ell} + u_{57}$$
 (18)

$$S_{kr} = S_{k\ell} + u_{67}$$
 (19)

Girder transmission matrix

1) All supports coincide with the center line of the girder

Then $w_{kr} = w_{kl} = 0$ for all values of k . We obtain φ_{kr} , ψ_{kr} , M_{kr} and T_{kr} as functions of φ_{kl} , ψ_{kl} , M_{kl} and T_{kl} only by adding 14 successively to 15, 16, 17 and 18, after multiplying 14 with respectively $-\frac{u_{26}}{u_{16}}$, $-\frac{u_{36}}{u_{16}}$, $-\frac{u_{46}}{u_{16}}$ and $-\frac{u_{56}}{u_{16}}$. The resulting expressions may be written as the matrix equation

$$\begin{bmatrix} \varphi_{kr} \\ \psi_{kr} \\ M_{kr} \\ T_{kr} \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} u_{22} - \frac{u_{26}}{u_{16}}u_{12} & u_{23} - \frac{u_{26}}{u_{16}}u_{13} & u_{24} - \frac{u_{26}}{u_{16}}u_{14} & u_{25} - \frac{u_{26}}{u_{16}}u_{15} & u_{27} - \frac{u_{26}}{u_{16}}u_{17} \\ u_{32} - \frac{u_{36}}{u_{16}}u_{12} & u_{33} - \frac{u_{36}}{u_{16}}u_{13} & u_{34} - \frac{u_{36}}{u_{16}}u_{14} & u_{35} - \frac{u_{36}}{u_{16}}u_{15} & u_{37} - \frac{u_{36}}{u_{16}}u_{17} \\ -\frac{u_{46}}{u_{16}}u_{12} & -\frac{u_{46}}{u_{16}}u_{13} & u_{44} - \frac{u_{46}}{u_{16}}u_{14} & u_{45} - \frac{u_{46}}{u_{16}}u_{15} & u_{47} - \frac{u_{46}}{u_{16}}u_{17} \\ -\frac{u_{56}}{u_{16}}u_{12} & -\frac{u_{56}}{u_{16}}u_{13} & u_{54} - \frac{u_{56}}{u_{16}}u_{14} & u_{55} - \frac{u_{56}}{u_{16}}u_{15} & u_{57} - \frac{u_{56}}{u_{16}}u_{17} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \times$$

or, denoting the two column matrices in this equation by W_{kr} and W_{kl} , and the square matrix

by F_k : $W_{kr} = F_k W_{kl}$ (21)

$$\times \begin{bmatrix} \varphi_{kl} \\ \psi_{kl} \\ M_{kl} \\ T_{kl} \\ 1 \end{bmatrix} \quad (20)$$

Neither of the quantities φ , ψ , M and T varies suddenly at any intermediate support. Therefore $W_{kl} = W_{k-1,r}$ ($k=2,3,\dots,p$) and

$$\begin{aligned} W_{pr} &= F_p W_{pl} = F_p F_{p-1} W_{p-1,l} = F_p F_{p-1} F_{p-2} W_{p-2,l} = \dots \\ &= F_p F_{p-1} F_{p-2} \dots F_2 F_1 W_{1l} \end{aligned}$$

or $W_{pr} = Z W_{1l}$ (22)

with the girder transmission matrix defined by

$$Z = F_p F_{p-1} F_{p-2} \dots F_2 F_1 \quad (23)$$

Z is a 5×5 matrix ; its fifth row consists of four zero elements and one unit element.

2) Some or all of the supports are located off the center line of the box girder

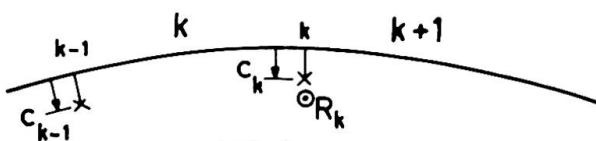


FIG. 9

The eccentricity of support k , between the spans k and $k+1$, towards the center of curvature of the girder is denoted by c_k (fig. 9). The downward movement of point k on the

center line is $w_{kr} = c_k \psi_{kr} = c_k \psi_{k+1,l}$, and that of point k-1 is $w_{kl} = c_{k-1} \psi_{kl}$. Equation 14 thus becomes

$$c_k \psi_{kr} = u_{12} \phi_{kl} + (c_{k-1} + u_{13}) \psi_{kl} + u_{14} M_{kl} + u_{15} T_{kl} + u_{16} S_{kl} + u_{17} \quad (24)$$

We multiply both members of 16 with c_k and subtract from 24 to obtain an equation that we solve for S_{kl} :

$$S_{kl} = - \frac{u_{12} - c_k u_{32}}{u_{16} - c_k u_{36}} \phi_{kl} - \frac{c_{k-1} + u_{13} - c_k u_{33}}{u_{16} - c_k u_{36}} \psi_{kl} - \frac{u_{14} - c_k u_{34}}{u_{16} - c_k u_{36}} M_{kl} - \frac{u_{15} - c_k u_{35}}{u_{16} - c_k u_{36}} T_{kl} - \frac{u_{17} - c_k u_{37}}{u_{16} - c_k u_{36}} \quad (25)$$

Substitution of this expression for S_{kl} in 15, 16, 17 and 18 yields a set of four equations that may be written in matrix form:

$$\begin{bmatrix} \phi_{kr} \\ \psi_{kr} \\ M_{kr} \\ T_{kr} \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} h_{22} & h_{23} & h_{24} & h_{25} & h_{27} \\ h_{32} & h_{33} & h_{34} & h_{35} & h_{37} \\ h_{42} & h_{43} & h_{44} & h_{45} & h_{47} \\ h_{52} & h_{53} & h_{54} & h_{55} & h_{57} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \phi_{kl} \\ \psi_{kl} \\ M_{kl} \\ T_{kl} \\ 1 \end{bmatrix} \quad (26)$$

or
$$W_{kr} = H_k W_{kl} \quad (27)$$

with
$$h_{ij} = u_{ij} - \frac{u_{1j} - c_k u_{3j}}{u_{16} - c_k u_{36}} u_{16} \quad (i=2,3,4,5 ; j=2,3,4,5,7) \quad (28)$$

on the understanding that $u_{42} = u_{43} = u_{52} = u_{53} = 0$ and that for $j=3$ $c_{k-1} + u_{13}$ must be substituted for u_{13} in the numerator.

Obviously all the elements u appearing in the matrices U_k and F_k and in the equations 25 and 28 relate to span k of the girder, although this is not specified explicitly in the notation. The matrices H_k and F_k are identical when $c_{k-1} = c_k = 0$.

Equilibrium of the infinitely short portion of the girder resting on support k (fig. 10) requires

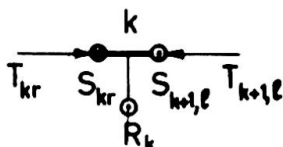


FIG.10

$S_{k+1,l} = S_{kr} - R_k$ and $T_{k+1,l} = T_{kr} - c_k R_k$. Elimination of R_k leads to

$T_{kr} - T_{k+1,l} = c_k (S_{kr} - S_{k+1,l})$. For T_{kr} we substitute in this equation the expression included in equation 26. For S_{kr} we substitute, in accordance with equation 19,

$u_{67} + S_{kl}$, with expression 25 substituted for S_{kl} . For $S_{k+1,l}$ we substitute expression 25, written for span $k+1$ instead of span k ; we differentiate the elements u pertaining to span $k+1$ from those pertaining to span k by denoting the former by u' ; the quantities $\phi_{k+1,l}$, $\psi_{k+1,l}$ and $M_{k+1,l}$ appearing in the expression for $S_{k+1,l}$ are equal to ϕ_{kr} , ψ_{kr} and M_{kr} , and consequently they can be written as functions of ϕ_{kl} , ψ_{kl} , M_{kl} and T_{kl} by means of equation 26.

The operations described finally yield an equation that we solve for $T_{k+1,l}$: $T_{k+1,l} = \bar{h}_{52}\varphi_{kl} + \bar{h}_{53}\psi_{kl} + \bar{h}_{54}M_{kl} + \bar{h}_{55}T_{kl} + \bar{h}_{57}$ (29)

the quantities \bar{h}_{5j} being defined by

$$\left(1 + c_k \frac{u'_{15} - c_{k+1}u'_{35}}{u'_{16} - c_{k+1}u'_{36}}\right) \bar{h}_{5j} = h_{5j} + c_k \frac{u_{1j} - c_k u_{3j}}{u_{16} - c_k u_{36}} - \frac{c_k}{u'_{16} - c_{k+1}u'_{36}} \cdot \left[h_{2j}(u'_{12} - c_{k+1}u'_{32}) - h_{3j}(c_k u'_{13} - c_{k+1}u'_{33}) - h_{4j}(u'_{14} - c_{k+1}u'_{34}) \right] \quad (30)$$

on the understanding that $u_{13} + c_{k-1}$ must be substituted for u_{13} and

that, for $j=7$, $-c_k \left(u_{67} + \frac{u'_{17} - c_{k+1}u'_{37}}{u'_{16} - c_{k+1}u'_{36}} \right)$ must be added to the second member of equation 30.

The first three relationships contained in 26 may be assembled with equation 29 into the matrix equation

$$\begin{bmatrix} \varphi_{k+1,l} \\ \psi_{k+1,l} \\ M_{k+1,l} \\ T_{k+1,l} \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} h_{22} & h_{23} & h_{24} & h_{25} & h_{27} \\ h_{32} & h_{33} & h_{34} & h_{35} & h_{37} \\ h_{42} & h_{43} & h_{44} & h_{45} & h_{47} \\ \bar{h}_{52} & \bar{h}_{53} & \bar{h}_{54} & \bar{h}_{55} & \bar{h}_{57} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \varphi_{kl} \\ \psi_{kl} \\ M_{kl} \\ T_{kl} \\ 1 \end{bmatrix} \quad (31)$$

or
$$W_{k+1,l} = \bar{H}_k W_{kl} \quad (32)$$

The matrices \bar{H}_k and F_k are identical when $c_{k-1} = c_k = 0$.

Now we successively apply equation 27 for $k=p$ and equation 32 for $k=p-1, p-2, \dots, 2, 1$:

$$\begin{aligned} W_{pr} &= H_p W_{pl} = H_p \bar{H}_{p-1} W_{p-1,l} = H_p \bar{H}_{p-1} \bar{H}_{p-2} W_{p-2,l} = \dots \\ &= H_p \bar{H}_{p-1} \bar{H}_{p-2} \dots \bar{H}_2 \bar{H}_1 W_{1l} \end{aligned}$$

or
$$W_{pr} = Z W_{1l} \quad (22)$$

with the girder transmission matrix defined by

$$Z = H_p \bar{H}_{p-1} \bar{H}_{p-2} \dots \bar{H}_2 \bar{H}_1 \quad (33)$$

End support conditions

We expand matrix equation 22 :

$$\begin{aligned} \varphi_{pr} &= z_{11}\varphi_{1l} + z_{12}\psi_{1l} + z_{13}M_{1l} + z_{14}T_{1l} + z_{15} \\ \psi_{pr} &= z_{21}\varphi_{1l} + z_{22}\psi_{1l} + z_{23}M_{1l} + z_{24}T_{1l} + z_{25} \\ M_{pr} &= z_{31}\varphi_{1l} + z_{32}\psi_{1l} + z_{33}M_{1l} + z_{34}T_{1l} + z_{35} \\ T_{pr} &= z_{41}\varphi_{1l} + z_{42}\psi_{1l} + z_{43}M_{1l} + z_{44}T_{1l} + z_{45} \end{aligned} \quad (34)$$

1) Both end supports coincide with the center line of the girder

Various boundary conditions at the left end support may occur :

a) The end of the girder rotates freely about its tangent and also in the vertical plane containing the tangent : $T_{1l} = M_{1l} = 0$

- b) The end of the girder cannot rotate in either direction :
 $\psi_{1\ell} = \varphi_{1\ell} = 0$
- c) The end of the girder rotates freely in one of those directions, but is fixed in the other direction :
 either $\psi_{1\ell} = 0$ and $M_{1\ell} = 0$
 or $T_{1\ell} = 0$ and $\varphi_{1\ell} = 0$ (unlikely combination).
- One of these pairs of conditions obtains at the right end support.

Whatever the combination of end support conditions may be, two terms are zero in the right hand member of each equation 34. Moreover, the left hand member of two equations is also zero. These may be solved for the two unknown components of the vector $W_{1\ell}$.

2) The end supports are located off the center line of the girder

In this case practically the only boundary conditions imaginable are : free rotation of the girder ends about their tangent and in the vertical plane containing the tangent. The following relationships then obtain :

$$M_{1\ell} = 0 \quad \text{and} \quad T_{1\ell} = -c_o R_o = +c_o S_{1\ell} \quad \text{at the left end support, and}$$

$$M_{pr} = 0 \quad \text{and} \quad T_{pr} = +c_p R_p = +c_p S_{pr} \quad \text{at the right end support.}$$

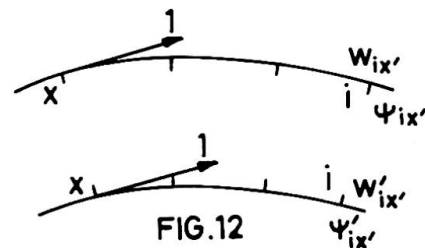
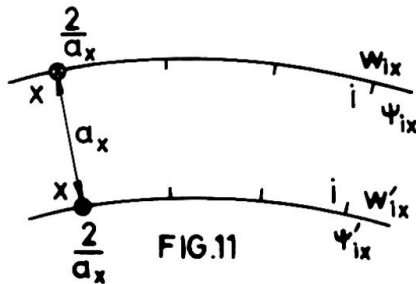
We write equation 25 for $k=1$, multiply by c_o , replace the left hand member $c_o S_{1\ell}$ by $T_{1\ell}$, and thus obtain a relationship containing only $\varphi_{1\ell}$, $\psi_{1\ell}$ and $T_{1\ell}$. A second such relationship is provided by the third equation 34, with $M_{1\ell} = M_{pr} = 0$. To obtain a third, we premultiply both members of equation 12, written for $k=p$, by U_p^{-1} : $V_{p\ell} = U_p^{-1} V_{pr}$, extract from this equation the expressions for $w_{p\ell}$ and $\psi_{p\ell}$ as functions of $w_{pr} = c_p \psi_{pr}$, φ_{pr} , ψ_{pr} , $M_{pr} = 0$, T_{pr} and S_{pr} , write that the former expression is equal to c_{p-1} times the latter expression, substitute $\frac{T_{pr}}{c_p}$ for S_{pr} in the resulting equation, and so arrive at a relationship between φ_{pr} , ψ_{pr} and T_{pr} , that we transform into a relationship $\varphi_{1\ell}$, $\psi_{1\ell}$ and $T_{1\ell}$ by using the first, second and fourth equations 34. Thus we finally have three equations that we may solve for $\varphi_{1\ell}$, $\psi_{1\ell}$ and $T_{1\ell}$.

Displacement components and stress resultants

Whether the end supports coincide with the center line of the girder or not, we know vector $W_{1\ell}$ completely after having performed the computations just described. We may now calculate $W_{k\ell}$ for all other values of k by repeatedly using equation 32. Equation 25 then yields the numerical value of $S_{k\ell}$ for $k=1,2,\dots,p$. Since $w_{k\ell} = +c_{k-1} \psi_{k\ell}$, we know all the vectors $V_{k\ell}$ and are able to compute the vector V pertaining to any node in any span by means of equation 9.

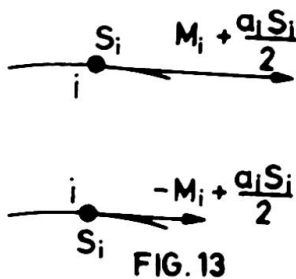
Deformation induced by direct load - Deformation influence coefficients - Actual deflections and rotations

The above analysis is used to calculate the deflections w of the outside box girder and the rotations ψ about the tangent at the nodes coinciding with the m cross beams (fig. 2) for $2m+1$ different loading conditions. We denote by w_{i0} ($i=1,2,\dots,m$) the deflection and by ψ_{i0} the rotation at the junction with cross beam i , produced by the given external loading on the box girder ;
 by w_{ix} ($i=1,2,\dots,m ; x=1,2,\dots,m$) the deflection and by ψ_{ix} the rotation produced at the same point by a downward force $\frac{2}{a_x}$ applied at the junction with cross beam x (fig. 11) ;
 by w'_{ix} , the deflection and by ψ'_{ix} , the rotation produced at the same point by a unit moment acting at the junction with cross beam x , as shown in figure 12.



The corresponding quantities for the inside girder are calculated likewise. They are denoted by the same symbols, marked off by an ' (figures 11 and 12).

Maxwell's reciprocal theorem shows that the calculated deflection and rotation influence coefficients must satisfy the relations $a_x w_{ix} = a_i w_{xi}$; $a_x \psi_{ix} = -2w_{xi}$; $\psi_{ix} = \psi_{xi}$.



The action of any cross beam i on the outside main girder consists of the downward force S_i and the moment $M_i + \frac{a_i S_i}{2}$, as shown in figure 13 ; its action on the inside girder consists of the upward force S_i and the moment $-M_i + \frac{a_i S_i}{2}$.

The actual deflection w_i and rotation ψ_i of the outside main girder at its junction with cross beam i under the influence of the given loading acting on the complete structural system are given by

$$w_i = w_{i0} + \sum_{x=1}^m \left[\frac{a_x}{2} w_{ix} S_x + w_{ix} \left(M_x + \frac{a_x S_x}{2} \right) \right]$$

$$= w_{i0} + \sum_{x=1}^m \left[(w_{ix} + w'_{ix}) \frac{a_x S_x}{2} + w_{ix} M_x \right] \quad (35)$$

$$\begin{aligned} \psi_1 &= \psi_{10} + \sum_{x=1}^m \left[\frac{a_x}{2} \psi_{1x} S_x + \psi_{1x} \left(M_x + \frac{a_x S_x}{2} \right) \right] \\ &= \psi_{10} + \sum_{x=1}^m \left[(\psi_{1x} + \psi_{1x}') \frac{a_x S_x}{2} + \psi_{1x} M_x \right] \end{aligned} \quad (36)$$

The actual deflection w_1' and rotation ψ_1' of the inside main girder are likewise

$$w_1' = w_{10}' + \sum_{x=1}^m \left[(-w_{1x}' + w_{1x}') \frac{a_x S_x}{2} - w_{1x}' M_x \right] \quad (37)$$

$$\psi_1' = \psi_{10}' + \sum_{x=1}^m \left[(-\psi_{1x}' + \psi_{1x}') \frac{a_x S_x}{2} - \psi_{1x}' M_x \right] \quad (38)$$

Deformation of the cross beams

The loads acting on any tie beam i and emanating from the main girders are shown in figure 14. They bring about the end deflections w_1 and w_1' and end rotations ψ_1 and ψ_1' .

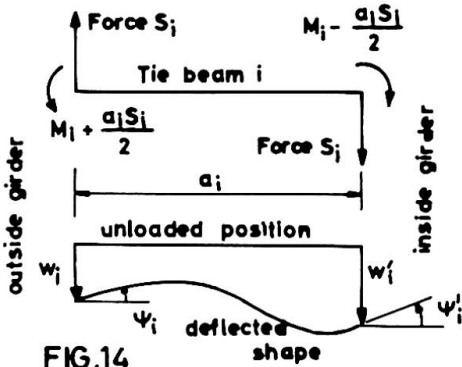


FIG.14

Assuming that the braces between the box girders are full-webbed beams and not trusses, and that the shear deformation is therefore negligible with respect to the flexural deformation, one easily derives the following relations :

$$\psi_1 - \psi_1' = \frac{a_1 M_1}{EI_1} \quad (39)$$

$$\psi_1 + \psi_1' + 2 \frac{w_1' - w_1}{a_1} = \frac{a_1^2 S_1}{6EI_1} \quad (40)$$

(I_1 : moment of inertia of the tie beam i).

Similar relations between the shear force, the bending moment and the displacement components may be derived for trussed connections between the main girders.

Obtaining the values of the unknowns S_x and M_x

Substituting the expressions 35 to 38 for w_1 , ψ_1 , w_1' and ψ_1' into 39 and 40 we find

$$\sum_{x=1}^m \left[(\psi_{1x} + \psi_{1x}') + (\psi_{1x}' - \psi_{1x}) \right] \frac{a_x S_x}{2} + (\psi_{1x} + \psi_{1x}') M_x - \frac{a_1 M_1}{EI_1} = \psi_{10}' - \psi_{10} \quad (41)$$

($i=1,2,\dots,m$)

$$\begin{aligned} \sum_{x=1}^m \left\{ \left[\psi_{1x} + \psi_{1x}' - \psi_{1x}' + \psi_{1x} - \frac{2}{a_1} (w_{1x} + w_{1x}' + w_{1x}' - w_{1x}) \right] \frac{a_x S_x}{2} \right. \\ \left. + \left[\psi_{1x} - \psi_{1x}' - \frac{2}{a_1} (w_{1x}' + w_{1x}') \right] M_x \right\} \\ - \frac{a_1}{3EI_1} \cdot \frac{a_1 S_1}{2} = -\psi_{10} - \psi_{10}' + \frac{2}{a_1} (w_{10} - w_{10}') \quad (i=1,2,\dots,m) \end{aligned} \quad (42)$$

This set of $2m$ simultaneous algebraic equations may be solved

for the $2m$ unknowns $\frac{a_x S_x}{2}$ and M_x . The matrix to be inverted is of the order $2m$, while the structure is $2m+p+p'+4$ times statically indeterminate (p' : number of spans of the inside girder), if the ends of the main girders are free to rotate.

When the shearing forces and bending moments in the bracing are known, it is easy to determine the final internal stress resultants and displacement components for the box girders, either by superposing for each one $2m+4$ cases of loading already analysed, or by analysing each box girder separately under its full loading, including the forces and moments emanating from the bracing.

The complexity of the structural system considered is such that the calculation is hardly feasible without a computer.

Remark about the location of the connecting beams

It was assumed implicitly in the above that the braces do not meet the box girders at the supports. Yet, it is almost natural for some tie beams to be connected with the main girders at supported cross sections. This situation can be handled in the analysis by assuming that the junction of any such cross beam is located beside, but close to the support, leaving an infinitely short girder element between itself and the support.

SUMMARY

The structural system described in the title is analysed by applying the transmission (or reduction) method to the curved main girders separately, thus obtaining deformation components and influence coefficients, and by using the force method to find the shear forces and bending moments in the connecting beams.

RÉSUMÉ

Les deux poutres maitresses courbes sont d'abord étudiées séparément par la méthode de transmission ou de réduction, ce qui fournit les composantes de la déformation de ces poutres, ainsi que les coefficients d'influence de ces composantes. Ensuite les efforts tranchants et les moments fléchissants dans les traverses sont déterminés au moyen de la méthode des forces.

ZUSAMMENFASSUNG

Die zwei gekrümmten Kastenträger werden zunächst gesondert mit dem Übertragungsverfahren studiert. Diese Berechnung liefert die Verformungskomponenten, sowie Einflusszahlen für diese Komponenten. Nachher werden die Querkraft und das Biegemoment in den Querbalken mit dem Kraftverfahren ermittelt.

Einige Ergebnisse langfristiger Beobachtungen des Verformungszustandes an neuartigen Spannbetonbrücken

Some Results of the Observations over a Long Period of the Deformation State of New Prestressed Concrete Bridges

Quelques résultats obtenus dans l'observation à long terme des déformation sur les ponts en béton précontraint modernes

TIBOR JÁVOR

Doz.Ing. C.Sc., Tschechoslowakei

Langfristige Beobachtungen des Verformungszustandes an neuartigen Spannbetonbrücken ermöglichen es, die zur Projektierung weiterer Brückenbauwerke unerlässlichen Unterlagen zu erschließen. Einer der das Brückentragwerk meist beeinflussenden Faktoren ist jener der zeitbedingten Entwicklung der Werkstoffeigenschaften. Analyse der diese Veränderungen hervorrufender Ursachen, sowohl die Untersuchungsergebnisse an langfristigen relativen Formänderungen und Durchbiegungen von Brücken, ermöglichen einen besseren Einblick in die statische Wirkung der beobachteten Bauwerke.

Unser Forschungsinstitut für Ingenieurbauten hat in der letzten Zeit systematisch zehn Spannbetonbrücken beobachtet. Bemerkenswert zwischen diesen sind folgende Brücken:

-Spannbetonrahmenbrücke mit veränderlicher Höhe des Querriegels in Kotešová, Spannweite 63,40 m, errichtet im J.1959;

-Spannbetonrahmenbrücke in Bytča mit gleichen Abmessungen wie die in Kotešová, jedoch minderer Betongüte, betoniert im J. 1960 ;

-Im Freivorbau errichtete Spannbetonbrücke in Nové Město n/Váhom, Spannweite 80,0 m, angeschlossen an die im Lehrgerüst betonierte benachbarte Brückenfelder, Spannweite 42,80 m, hergestellt in den J. 1961 - 1962;

-Im Freivorbau errichtete Spannbetonbrücke über 5 Felder in Kollárovo, Spannweiten 35,10 + 61,68 + 61,68 + 61,68 + 35,10 m /1963 - 1964/;

-Spannbetonbrücke im Freivorbau mit Fertigteilen in Sirník, Spannweite 60,0 m, errichtet in den Jahren 1964 - 1965.

An allen diesen Brücken wurde gründlich die Betongüte als auch der Verlauf der Schwindungszunahme, des Kriechens und des E-Moduls sowie die Gesamtveränderungen des Verformungszustandes überwacht.

Die zur Beobachtungs angewandte Verfahren sind im Grunde zweierlei : tensometrisch /mit Saitendehnungsmessern tschechoslowakischer Herkunft/ und geodetisch. Die Saitendehnungsmesser wurden in jedem Bauwerk an charakteristischen Stellen einbetoniert und die relativen Formänderungen entweder in der Messstation - die in einem Hohlraum untergebracht war - mittels eines batteriegepeissten Zeigerfrequenzmessers direkt abgelesen oder in einem Messwagen mittels einer vollautomatischen Ablese- und Umschaltanlage registriert.

1. Untersuchungen der Materialkonstanten des Betons

Während der langfristigen Beobachtungen der Verformungszustände von Brücken war es unmöglich, die Entwicklung der Materialkonstanten irgendwie zu beeinflussen. Gleichzeitig bestand öfter die Möglichkeit, angefertigte Proben zu prüfen, um sich über ihr Verhalten bei extremen Werten einiger Parameter, besonders aber bei Temperaturschwankungen oder verschiedenen Luftfeuchtigkeiten zu informieren. Die Entwicklung der Festigkeiten und des E-Moduls des Betons wurde stets an Probewürfeln 20/20/20 cm bzw. an Balken 10/10/40 cm und 15/15/70 cm durch statische Untersuchungen geprüft, doch wurden auch zerstörungsfreie Prüfungen unternommen /Ultraschall-, Hammerschlag- oder Resonanzverfahren/. Die Umrechnungskonstanten bei Verwendung zerstörungsfreier Methoden zur Güteprüfung des Betons an fertiggestellten Bauwerken wurde aus Laboruntersuchungen mittels Ultraschall- und statischer Versuche gewonnen, an Hand deren auch das Anwachsen der Betonfestigkeiten überwacht wurde.

Die Mittelwerte der Betonfestigkeit und des E-Moduls in den charakteristischen Teilen des Tragwerkes, bei einer Durchschnittstemperatur von +22 °C und nach 28 Tagen nach dem Betonieren betragen demnach :

| Brücke | Kotešová Ortbeton | Bytča Ortbeton | N.Mesto Ortbeton | N.Mesto Freivorbau | Kolárovo Freivorbau | Sirník Freivorbau m.Fertigt. |
|-------------------------------|----------------------|-------------------|---------------------|-----------------------|------------------------|------------------------------------|
| E_{dyn} kp/cm ² | 519000 | 409500 | 526000 | 565000 | 578000 | 448000 |
| E_{stat} kp/cm ² | 328000 | 214000 | 342000 | 365000 | 375000 | 385000 |
| α_b kp/cm ² | 388 | 263 | 389 | 442 | 467 | 575 |

Die Auswirkung der Temperaturschwankungen auf den E-Modul wurde nach verschiedenen Verfahren an Proben bestimmt. Beispielweise kam aus den Untersuchungen des Betons der im Freivorbau errichteten Brücke in Nové Mesto n/Váhom hervor, dass bei einer Spannung $\sigma = 99 \text{ kp/cm}^2$ bei einer Temperatur von -17°C /Eislagerung/ $E_{stat} = 380000 \text{ kp/cm}^2$, während bei einer Temperatur von $+53^\circ \text{C}$ $E_{stat} = 295000 \text{ kp/cm}^2$. Dadurch wurde ein Beweis geboten, wonach dem Einfluss von Temperatur und Luftfeuchtigkeit bei entsprechender Änderung der Feuchtigkeit eine ausserordentliche Bedeutung bei langfristigen Beobachtungen an Betonbrücken zukommt. Diese Tatsache soll bei Belastungsversuchen an Spannbetonbrücken berücksichtigt werden.

Mit Rücksicht auf die Tatsache, dass die Kriech- und Schwindvorgänge ein ziemlich verwickeltes Problem bilden, waren wir gedungen unsere Beobachtungen möglichst einfach zu gestalten. Wir verfolgten dabei ständig den Bedarf genügend Angaben hierzu gewinnen, um diese an Hand der durch die in den beobachteten Brücken eingebauten Dehnungsmessern gemessenen Verformungen zur Transformation auf die Spannung anwenden zu können. Unsere Beobachtungen verliefen im Grundsatz in zwei Richtungen, und zwar im Labor und direkt an betreffenden Bauwerken.

Das Schwinden der Betonkonstruktionen wurde an Probekörpern 15/15/70 cm mit eingebauten elektrischen Saitendehnungsmessern und an Probekörpern 10/10/40 cm mit Setzdehnungsmessern untersucht. Sämtliche Prüfkörper wurden stets aus der gleichen Betonmischung und zur gleichen Zeit wie der betreffende Konstruktionsteil hergestellt. Die Beobachtungen wurden im ersten Monat täglich, später dann einmal in 14 Tagen durchgeführt. Die Proben wurden in einer provisorischen Klimaanlage bei einer Temperatur von $+20^\circ \text{C}$ und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 50 % aufbewahrt. Die Prüfkörper 15/15/70 cm mit eingebauten Dehnungsmessern wurden zur Prüfung des Schwindens und Temperatur-, Feuchtigkeits- und anderer Wirkungen, die die Verformung des Betons in naturgemässen Bedingun-

gen verursachen, bestimmt.

Der Temperaturverlauf in den Konstruktionen wurde an Hand von eingebauten Saiten-Tensothermometern überwacht. Die Kriechvorgänge des Betons wurden an ähnlichen Proben wie das Schwinden beobachtet, jedoch unter ständiger Belastung mittels Stahlspiralen in Sonder-
vorrichtungen. Die Prüfkörper wurden schon zehn Tage nach ihrer Fertigung durch eine Spannung von 40 kp/cm^2 bzw. 70 kp/cm^2 belastet. Die Beobachtungen verliefen in den gleichen Zeitabständen und im gleichen Milieu wie die Schwindungsmessungen.

2. Analyse des Verformungszustandes der beobachteten Brücken

Die weitgespannten Spannbetonrahmenbrücken, deren Kragträger mit der Stütze mittels Zugstangen verspannt sind, sind stark deformationsempfindlich. Es handelt sich beispielweise um die Brücken in Kotešová und Bytča /Fig.1/. Diese Bauwerke sind auch dahingehend charakteristisch, dass sie im Falle einer unmerklichen Verschiebung der Fundamentsohlen eine bemerkenswerte Durchbiegung des Tragwerkes aufweisen. Es ist ganz verständlich, dass der für die Grösse dieser Verformung entscheidende Faktor auch weiterhin die Qualität des betreffenden Betons bleibt.

Eine klare Darstellung des zeitlichen Verlaufes einer Durchbiegung in der Spannweitenmitte der Brücke Bytča ergibt sich aus der Fig. 1a /Kurve B/ und jener in Kotešová aus der Fig.1 /Kurve K/. Schon beim Vergleich beider Durchbiegungen ist es klar, dass die Brücke in Kotešová - deren Betongüte entscheidend besser ist als jene der Brücke in Bytča /seit Inbetriebnahme der Brücke wuchs die Durchbiegung um 10,0 cm an/ keinerlei wesentliche Kriecherscheinungen anzeigt, doch bewegt sich der Durchbiegungswert - namentlich infolge der Temperaturschwankungen - innerhalb sehr eng gehaltener Grenzen. Die Kriecherscheinungen an der Brücke Bytča weisen bereits eine abklingende Tendenz auf. Ähnlicherweise verhält sich auch die Charakteristik des zeitlichen Verlaufes bei den relativen Formänderungen in der Einspannung /Kurve T 17, T 18/ dieser Kotešová-Brücke /Fig.1/.

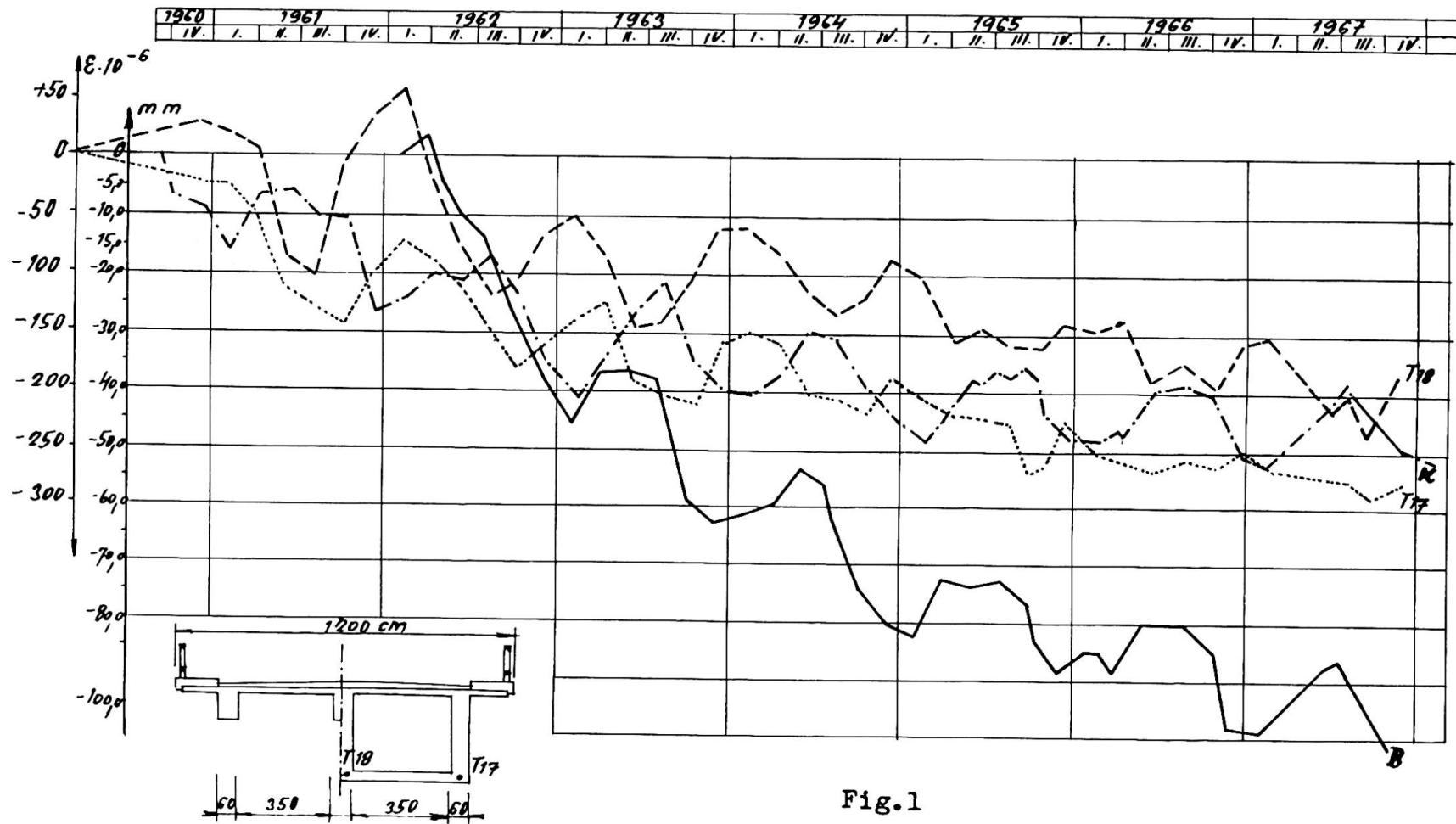
Von besonderer Bedeutung ist das Kriechen bei den in Freivorbauweise errichteten Brücken. Bei diesen Bauwerken richten wir unsere Aufmerksamkeit auf die sorgfältige Beobachtung des zeitlichen Ablaufes der relativen Formänderungen mittels etwa 70 bis 80 Stück in einzelne Brückenlamellen eingebauter Saitendehnungsmesser. Gleich-

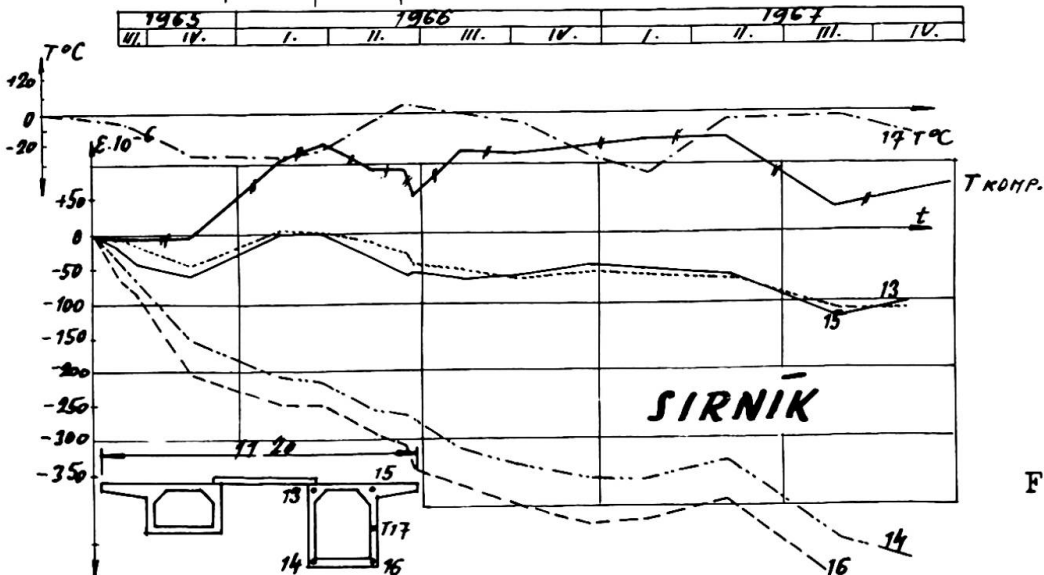
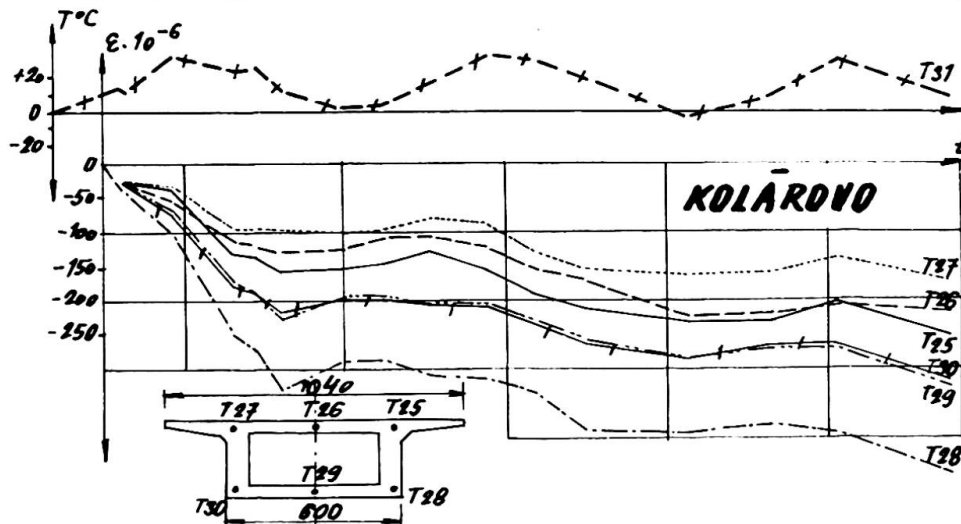
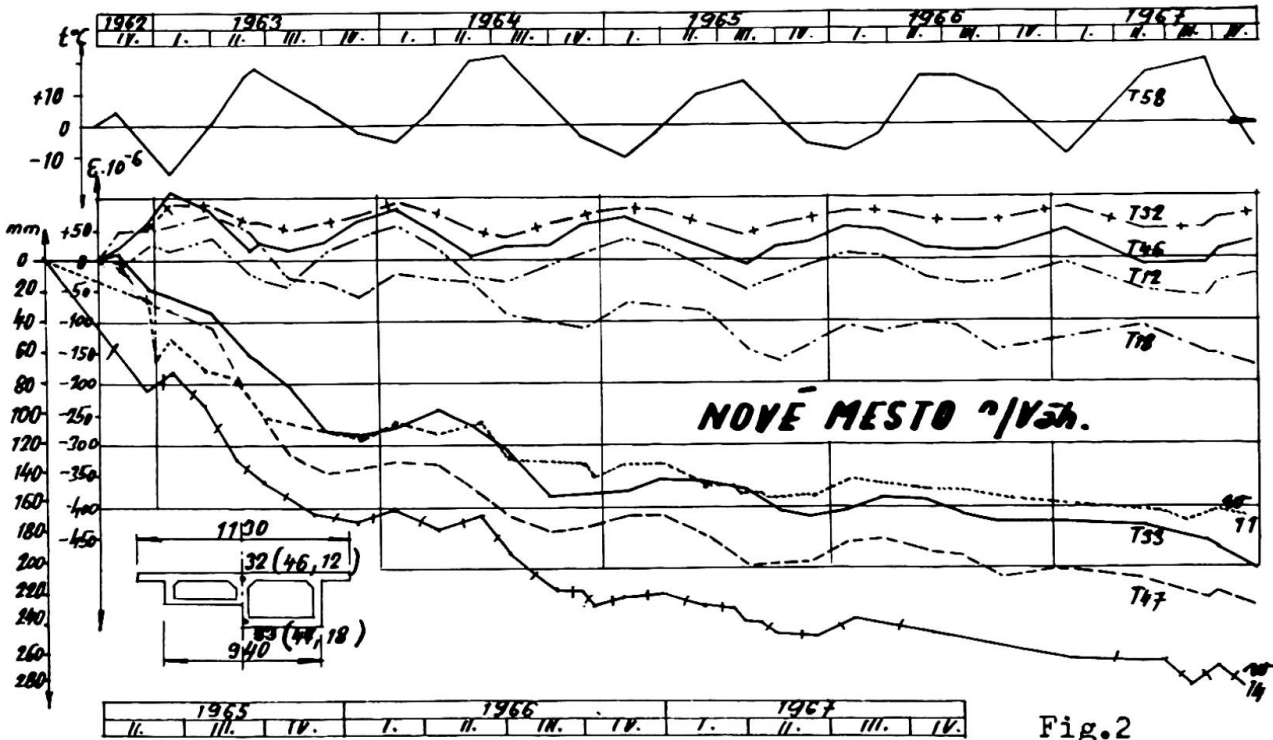
zeitig wurden die Vertikalverschiebungen der Konstruktion sowohl während des Ausbaues als auch nach der Fertigstellung beobachtet. Es handelte sich um die Brücken in Nové Mesto n/Váhom, Kollárovo und Sirník.

Der charakteristische Zeitablauf der relativen Formänderungen im Querschnitt der ersten /Kurve T 32, T 33/ und der dritten /Kurve T 46, T 47/ im Freivorbau errichteten Brückenlamelle in Nové Mesto n/Váhom ist in der Fig. 2 dargestellt. Der zeitliche Verlauf der Dehnungen in der Mitte des auf dem Gerüst betonierten Brückenteiles ist auch in der Fig.2 /Kurve T 12, T 13/ dargestellt. Eine Darstellung des zeitlichen Verlaufes der Durchbiegungen in der Mitte /Kurve w 14/ und in 1/4 der Spannweite /Kurve w 11/ der Brücke in Nové Mesto n/Váhom seit der Inbetriebnahme ist auch aus Fig.2 zu beziehen. Aus diesem Verlauf ergibt sich, dass der Höchstwert der Durchbiegung bereits 10,0 cm überschreitet, was wohl auch den Baufehlern zuzuführen ist. In letzter Zeit sind bereits Anzeichen einer gewissen Konsolidation der vertikalen Deformationen zu verzeichnen. Sobald man den Zeitverlauf der Durchbiegungen an der Brücke in Nové Mesto n/Váhom mit den Verläufen der Durchbiegungszunahme an jenen in Bytča und Kotešová vergleicht, erkennt man, dass gewisse Zunahmen an relativen Formänderungen nicht im gleichen Sinne der beiden Konstruktionsarten verlaufen, obwohl eine zeitweilige Konsolidation der Verformungen im gleichen Zeitabschnitt zu verzeichnen ist. Dies liegt in der Art der Vorspannung und im Eigengewicht der Konstruktion. Der Anwuchs der Durchbiegungen war bereits im September zu verzeichnen, die Konsolidation hingegen erst im Jänner. Nach den Winterfrösten kam es dann im Mai bis August zu einer Abnahme an Durchbiegungen, d.h. zur Hebung der Brücke, jedoch im September wuchsen die Durchbiegungen nach einem Ausgleich wieder an.

Die experimentellen Untersuchungen in Kolárovo betrafen die im Freivorbau hergestellten Brückenfelder, die symmetrisch von einem Pfeiler aus betoniert wurden. Das Tragwerk bestand aus einem einfachen Hohlkastenträger /Fig.3/. Die mit Fertigteilen freivorgebaute Brücke über den Fluss Ondava in Sirník besitzt ein Doppelkastenquerschnitt /siehe Fig.4/.

Die Automatisierung der Messungen ermöglichte die Beobachtungen des Verformungszustandes dieser Konstruktionen in jedem Bau- bzw. Montagezustand, sowie auch langfristige Beobachtungen nach Fertigstellung. Aus diesen statisch interessanten Ergebnis-





sen sieht man den grundsätzlichen zeitlichen Verlauf relativer Formänderungen in den oberen und unteren Faser der ersten Lamelle, in verschiedenen Bauphasen der symmetrisch betonierten Freivorbau- brücke in Kolárovo /Fig.3/. Ähnliche Verläufe relativer Formände- rungen in den charakteristischen Querschnitten der ersten Lamelle bei der Einspannung in verschiedenen Phasen der Montage von Fer- tigteilen an der freivorgebauten Brücke in Sirník sind aus der Figure 4 ersichtlich. Aus diesen Abbildungen geht hervor, dass trotz der praktisch gleichen Spannweite und der sich ähnelnden Beanspruchung dieser Bauwerke durch Verkehr ist der Verlauf der relativen Formänderungen stark unterschiedlich. Ein gemeinsames Zeichen all dieser Verläufe bilden die Witterungseinflüsse, be- sonders aber die Temperatur und Feuchtigkeit der Luft und dermas- sen auch der Schwind- und Kriecheinfluss des Betons.

Beim Vergleich der relativen Formänderungen, beispielweise an der im Freivorbau errichteten Brücke in Nové Mesto n/Váhom mit den während des Bauvorganges gemessenen Durchbiegungen besteht eine gewisse Übereinstimmung, wenn auch die Durchbiegungen ver- hältnismässig starke Verformungen des Tragwerkes aufweisen, be- sonders nach dem Bauabschluss, d.h. im ersten Jahr des Verkehrs über die Brücke. Die relativen Formänderungen in der Einspannung während des Bauvorganges betragen in der oberen Faser der ersten Lamelle $\xi_{\sigma} = - 262,01 \cdot 10^{-6}$, während $\xi_{\omega} = - 444,57 \cdot 10^{-6}$ in der unteren Faser der ersten Lamelle aufweisen. Nach 28 Monaten betrug die gesamte relative Formänderung in der oberen Faser der ersten Lamelle $\xi_{\sigma} = - 227,53 \cdot 10^{-6}$, gegenüber $\xi_{\omega} = - 760,07 \cdot 10^{-6}$ in der unteren Faser.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Untersuchung von relativen Dehnungen und Durchbiegungen einiger Spannbetonbrücken sowohl während des Ausbaues als auch während einer Zeitdauer von 3 bis 8 Jahren ermöglichte es, eine Analyse der die Formänderungen bewirkenden Ursachen durchzuführen und einen besseren Einblick in die statische Wirkung der Kon- struktionen zu gewinnen. Es wird der zeitliche Verlauf des Verfor- mungszustandes beschrieben, in dem die Auswirkungen der Witte- rungseinflüsse eine grosse Rolle spielen.

SUMMARY

Observations of dilatations and flexions of prestressed concrete bridges in course of erection as well as during a 3 to 8 year investigation period enabled an analysis of the causes of these changes as well as a better determination of static functions for the structures examined. The course of the deformation state for the structures examined is referred to from which the actions of atmospheric conditions can be seen.

RÉSUMÉ

Les mesures de déformations et déflexions conduites pendant la construction et 3 - 8 ans après sur des ponts en béton précontraint ont permis de conclure sur des causes conduisant à ces changements et d'adopter une meilleure conception des conditions statiques des ouvrages. On décrit l'évolution des tensions dans des ouvrages observés où l'influence des conditions atmosphériques se fait sentir.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Effects of Concrete Creep Under Repeated Stresses Superposed on Sustained Stresses

Effets du fluage de béton sous contraintes répétées, superposées aux contraintes permanentes

Betonkriechen infolge Wechsellastungen überlagert mit Dauerspannungen

ZDENĚK P. BAŽANT

Doc.hab., CSc., Ing., Senior Research Engineer,
Building Research Institute, Technical University
of Prague, and Department of Civil Engineering,
University of Toronto

It is a well-known fact that the repeated loading of concrete causes irreversible deformations /3/-/7/ called cyclic creep. The experimental knowledge of this phenomenon is still rather limited but yet sufficient for an approximate analysis. No consideration of this effect, however, is required by the actual building codes.

The purpose of the present discussion is to outline briefly the possible effects of cyclic creep and to show that they can become important, particularly with regard to the deflections of very slender prestressed concrete bridges of great span.

The cyclic creep is a nonlinear phenomenon since the principle of superposition in time /2/,/4/ is no longer valid. In the

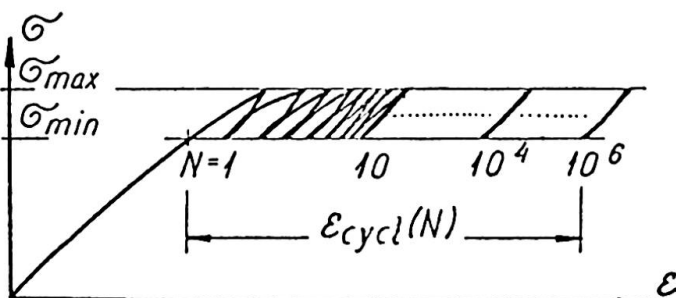


Fig. 1

range of working stresses, however, the final total inelastic deformation caused by compressive stress oscillating between the two limits σ_{\max} and σ_{\min} (Fig. 1) varies almost linearly with σ_{\max} , whereas

the difference $\sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ has little influence and primarily affects the rate of this deformation /3/, /5/. The irreversible deformation accumulates with the number of cycles, N , and after about 10^6 cycles the creep achieves approximately the value of the final creep deformation which would appear, after several years, under constant sustained stress $\sigma = \sigma_{\max}$. The cyclic creep and the creep under sustained stress are non-additive, e.g., if the concrete is first subjected to a sustained compression σ_1 for several years, and then this compression replaced by a subsequent cyclic compression with $\sigma_{\max} = \sigma_1$, almost no additional irreversible deformation is produced /7/. This property suggests that the cyclic creep is the same phenomenon as the creep under sustained stress and may thus be regarded as an accelerated creep.

The total stress σ in a structure may be divided into two components; a sustained stress σ_g , due to permanent load and prestressing, and a variable stress $\sigma_{\text{cycl}} = \sigma - \sigma_g$ due to live loads, oscillating between two limits σ_{\min} and σ_{\max} . The effect of creep ϵ_{cr} due to the sustained stress σ_g may be computed separately, using well-known methods. Therefore we are interested only in the creep ϵ_{cycl} due to the cyclic component σ_{cycl} . This separation which simplified the analysis, is permissible because of the forementioned linearity with respect to σ_{\max} . The additional irreversible strain caused by σ_{cycl} may be expressed as

$$\epsilon_{\text{cycl}} = \psi(N) \epsilon_{\text{el}} = \psi(N) \frac{\sigma_{\max} - \sigma_g}{E} \quad (1)$$

where ϵ_{cycl} is the instantaneous elastic deformation due to the stress component $\max \sigma_{\text{cycl}} = \sigma_{\max} - \sigma_g$, E denotes the corresponding elastic modulus and ψ is the cyclic creep factor which is a function of the number of cycles N . It is also a function of the ratio $\sigma_{\min}/\sigma_{\max}$, the frequency f , the age of concrete τ , the form of the stress-time curve in a cycle and possibly many other phenomena. As a first approximate, for $N = 10^6$ cycles we may assume $\psi = \Phi$ where Φ represents the sustained creep factor for a period of several years.

In concrete members subjected to a longitudinal cyclic compressive force of small eccentricity, such that the component $\sigma - \sigma_g$ (as well as σ_g) is compressive throughout the entire

cross-section, the irreversible deformation w_{cycl} of the member (e.g., its deflection) is again related to the instantaneous elastic deformation w_{el} (according to the equation) $w_{cycl} = \psi w_{el}$.

On the other hand, in members subjected to cyclic bending or cyclic longitudinal compression of great eccentricity, such that the component $\sigma - \sigma_g$ is tensile in one part of the cross section while the total stress σ is compressive throughout the entire cross-section, the bending curvature and deflection is less than, and the shortening of the member axis is greater than, the value indicated by the factor ψ . This is caused by the fact that ϵ_{cycl} is almost totally independent of σ_{min} but essentially dependent upon σ_{max} , so that on one side of the neutral axis of the stresses σ_{cycl} in the cross section, the maximum compressions σ_{max} correspond to the live load maxima P_{max} , whereas at the other side of the neutral axis σ_{max} corresponds to the live load minima P_{min} . If P_{min} is equal to the sustained component P_g , then on one side of the neutral axis σ_{max} will equal σ_g and because of the introduction of the cyclic component it is necessary that we assume $\epsilon_{cycl} = 0$ in this part of the cross section. In effect, the creep, due to the sustained stress

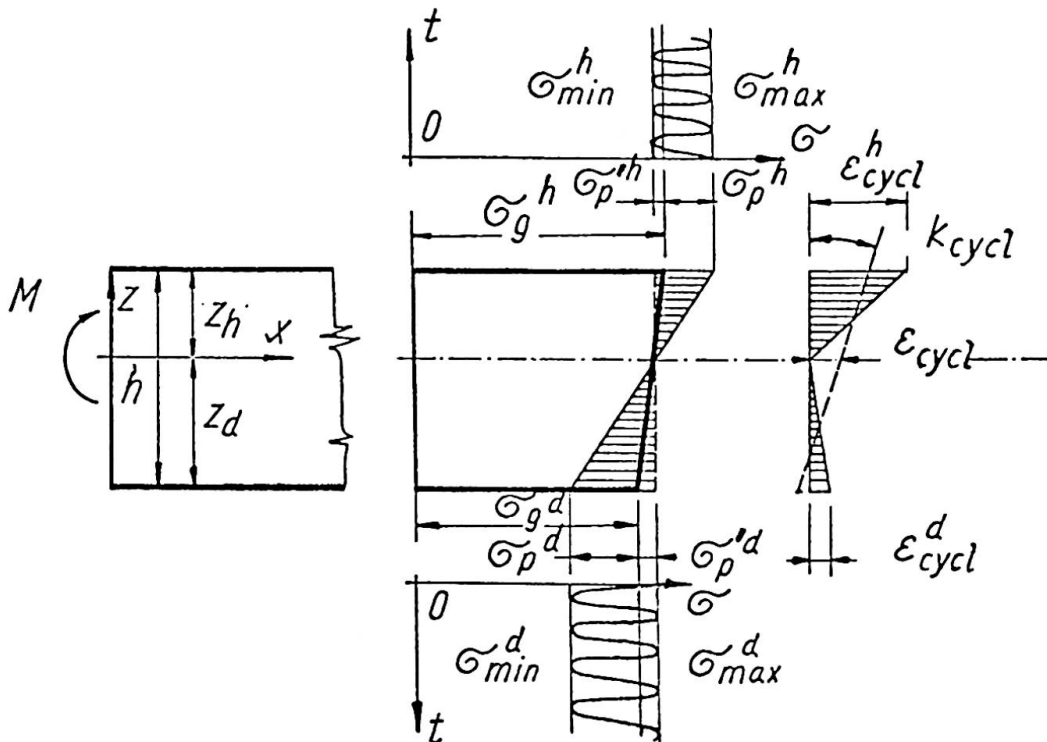


Fig. 2

σ_g , which is to be considered in the analysis of the effects of permanent loads, is now accelerated by cyclic load, but its final value may be supposed to be unaffected.

As a consequence of this, in the case of cyclic bending or cyclic compression of great eccentricity, the distribution of the cyclic creep deformation throughout the cross-section would be nonlinear (see Fig. 2). Because the cross-section must remain plane (provided the beam depth-to-span ratio is small enough), a re-distribution of internal forces takes place /1/. The analysis can be performed in a similar way as the analysis of a nonlinear temperature distribution throughout the cross-section or differential shrinkage in composite beams. (For the detailed formulae, using the effective modulus $E_{ef} = E/(1+\psi)$, see /1/.)

The practical analysis of one typical cross-section of a prestressed concrete bridge box girder /1/ yielded the value $w_{cycl} = 0.55 \psi w_{e1}$ for irreversible deflection due to live load.

In a member of symmetric cross-section subjected to both a sustained axial compression and a cyclic bending moment which oscillates between equal values of opposite sign, it is found that only an axial shortening results, with no bending being caused by the cyclic load.

A questionable point in practical bridge analysis is what magnitude of the cyclic load component ought to be actually considered. In the analysis of one bridge with two main spans of 102m (at Dolní Kralovice, over the Želívka river, in Czechoslovakia) cast by the cantilever method and with articulations in the midspans, it was assumed that during the service life the vehicles will cause 2×10^6 cycles of the magnitude of 1/3 of the total live load prescribed by the code; 10 cycles up to 2/3 of this live load and one cycle of the full live load, (i.e., the loading test). The magnitude of the creep deflections due to vehicles was thus found to be 5.7 cm.

This result may partly explain the excessive deflections observed at many bridges of this type built in the past.

For comparison, some other effects which contribute to excessive deflections should also be quoted /1/:

1. If the prestressing force has, because of greater losses of prestressing, a value 10% lower than assumed, the deflection of the forementioned bridge would be increased by 4.9 cm.
2. The fact that the upper plate of a box cross-section is sealed at the upper face against moisture losses (and often has a different thickness) results in about 3.0 cm of additional deflection.
3. The additional negative bending moments due to the compression force, induced in the bridge floor by the creep shortening of the upper fibres of the girder under prestress, cause an additional deflection of 1.9 cm.
4. Shear deformations give deflection of 0.5 cm. The total difference with respect to the usual analysis of deflections achieves a substantial value of 16 cm. These effects (except point 4), however, practically vanish in frame bridges of about constant beam depth and without articulations at midspan. Therefore this type of structure should be considered as less susceptible to large deflections and should be preferred.

Other effects of creep under cyclic stress are the changes in the statically indeterminate internal forces, the redistribution of stresses between the reinforcement and the concrete and the re-distribution of the compressive stresses in the prestressed cross-section in concrete itself. This last effect results in an increase of the compressive stress in the core of the cross-section and a decrease near the faces.

Similar effects also appear in tall concrete buildings due to wind loads.

For a more exact analysis of the effect of cyclic creep further experimental research is of prime importance.

REFERENCES

1. BAŽANT, Z.P.: Langzeitige Durchbiegungen von Spannbetonbrücken infolge des Schwingkriechens unter Verkehrslasten, Beton und Stahlbetonbau, 1968
2. BAŽANT, Z.P.: Creep of concrete in structural analysis (in Czech), SNTL (State Publ. House of Techn. Lit.), Prague, 1966.

3. GAEDE, K.: Versuche über die Festigkeit und die Verformungen von Beton bei Druck-Schwellbeanspruchung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H. 144, W. Ernst, Berlin 1952.
4. GVOZDEV, A.A.: Creep of concrete (in Russian), in Mekhanika Tverdogo Tela (Conference Proc.), Acad. Sci. USSR, Nauka, Moscow 1966, pp.137 - 152 (literature survey).
5. KERN, E.-MEHMEL, A.: Elastische und Plastische Stauchungen von Beton infolge Druckschwell - und Standbelastung, Deutsch. Ausschuss für Stahlbeton, Heft 153, W. Ernst, Berlin 1962.
6. LEONHARDT, F.: Prestressed concrete. Design and construction, W. Ernst, Berlin 1964, Art. 2.233, 2.255 (Transl. from German).
7. L'HERMITE, R.: Les déformations du béton, Cahier de la Recherche no. 12, I.T.B.T.P. and A.F.R.E.M.C., Eyrolles, Paris 1961 (Fig. 15, pp. 65-67).

SUMMARY

The effects of cyclic creep of concrete are briefly discussed and a method of their analysis suggested, in which the irreversible deformations due to cyclic stresses are separated from the deformations due to sustained stresses. The influence upon deflections of prestressed concrete bridges may be substantial.

RÉSUMÉ

Les effets du fluage sous charge répétée sont étudiés et une méthode de calcul proposée, dans laquelle les déformations irréversibles dues aux contraintes répétées sont séparées de celles dues aux contraintes permanentes. L'influence à la flèche des ponts en béton précontraint peut être considérable.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Einfluss des Schwingkriechens von Beton wird untersucht und eine Berechnungsmethode entworfen, bei welcher die irreversiblen Verformungen unter zyklischen Spannungen von den Verformungen unter dauernden Spannungen geteilt werden. Die durch Schwingkriechen verursachten Durchbiegungen können eine bedeutsame Grösse erreichen.

IVa

Compressed Reinforced Concrete Elements with Spiral Reinforcement and Their Use in the Structures

Eléments comprimés en béton avec des armatures précontraintes en spirale et l'utilisation de ces éléments en constructions

Gedrückte Stahlbetonbauteile mit vorgespannter Spiralbewehrung und ihre Anwendung in den Konstruktionen

O. BERG

V. KARPINSKY

E. PALAGIN

Scientific Research Institute on Transport
Construction, Moscow

The elements of long span bridges, the columns of underground stations usually carry heavy loads amounting to 2000-5000 tons. For the purpose of using in such cases sufficiently light and transportable prefabricated units, especially by underground building, The Scientific Research Institute on Transport Construction in Moscow has carried out the researches to investigate rational constructive shapes of column sections prestressed with spiral reinforcement, the strength and deformation properties of this columns as well as the methods of protective covering of reinforcement. Some results of the laboratory researches of such columns were given in the article of S.W. Brykin, published in the "Final report" of The Sixth Congress of the Association (Stockholm, 1960). The results of these researches dealt with the strength and the deformation of axially compressed solid concrete cylinders prestressed with spiral reinforcement. At present there are the results of the researches concerning the destruction features of the above mentioned reinforced concrete elements operating under eccentric loading conditions. As core of this element use was made of hollow cylinders. Carried out furthermore were tests of real-size columns performed before using them in one of the underground stations constructed in Tbilisi, capital of Georgia. The work directed at using such elements in bridge structures is being carried out as well.

The experimental reinforced concrete columns had the following sizes: height (h) equal to 4.8 m, external diameter ($d=2r$) of the precast concrete core-pipe equal to 63 cm, external diameter of the column with the protective covering of the spiral reinforcement equal to 66 cm. The column core was made of the centrifuged concrete pipe with the internal diameter equal to 33 cm. The strength of the concrete was 600 kg/cm^2 . The design of column for the underground station is given in Fig. 1.

The reinforcing cage of the column consists of 24 longitudinal effective bars, diameter 20 mm, made of steel grade 30XГ2С and auxiliary 6-mm wire reinforcement made of Cr.3 steel, with a pitch of 100 mm in the middle part of the column and 50 mm at its ends.

The column spiral reinforcement is made of 4-mm high-strength wire wound with a pitch of 7.5 mm. The ultimate strength of wire is 18000 kg/cm^2 , the ultimate lateral pressure of wire on concrete reaches 100 kg/cm^2 . The wire was wound round the core by means of a special machine. This machine permits winding several spirals independently. The design of the machine excludes the torque and bending moment. Wound on the core of the experimental columns

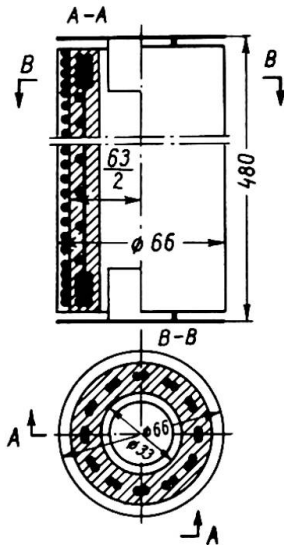


Fig. 1

were two spirals - one with a pitch of 15 mm and the other between the spires of the first spiral. The required prestension of wire equalling 12200 kg/cm^2 was created with a load of the preset weight. The expenditure of wire amounted to 25 kg per one metre of the column.

The results of the laboratory tests of the cylinders, $h=60 \text{ cm}$, $d=15 \text{ cm}$, were taken into account in the project of the experimental columns. These tests made it possible to obtain some specific information about the physical nature of spiral reinforced concrete properties.

The volumetrical deformation analysis of concrete core under load made it possible to outline the boundaries of concrete microdestruction and the upper conventional boundary of microcracks by using the methods worked out in the Institute laboratory. The experiments have testified that the beginning of concrete destruction in the unit core is

connected with the development of microcracks oriented along the effective compressive load. Step by step these microdestructions turn into macrodestructions and lead to the disturbance of material continuity and to the loss of carrying capacity. At this moment a rupture of prestressed spiral reinforcement takes place. The boundary of microdestructions (R_t^0) in the specimens under test ranges from 0.35 to 0.55 R_m (fig. 2), where R_m is the concrete maximum crushing strength. The upper conventional boundary of microcracks (R_t) corresponds to a load of 0.8-0.9 R_m . Application of a load corresponding to the boundary of microcracks in concrete results in appearing the first signs of material disconsolidation, which can be revealed with the aid of ultrasonics instruments. When compressed at the level of the upper conventional boundary of microcracks expansion of the specimen volume in-

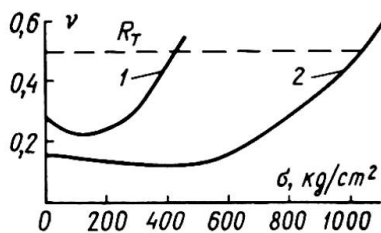


Fig. 2

Relation between coefficient of lateral deformation (ν) and stresses (σ) for ordinary (1) and spiral reinforced concrete (2).

connected with the development of microcracks oriented along the effective compressive load. Step by step these microdestructions turn into macrodestructions and lead to the disturbance of material continuity and to the loss of carrying capacity. At this moment a rupture of prestressed spiral reinforcement takes place. The boundary of microdestructions (R_t^0) in the specimens under test ranges from 0.35 to 0.55 R_m (fig. 2), where R_m is the concrete maximum crushing strength. The upper conventional boundary of microcracks (R_t) corresponds to a load of 0.8-0.9 R_m . Application of a load corresponding to the boundary of microcracks in concrete results in appearing the first signs of material disconsolidation, which can be revealed with the aid of ultrasonics instruments. When compressed at the level of the upper conventional boundary of microcracks expansion of the specimen volume in-

stead of its contraction (as it is the case at smaller loads) takes place.

The modulus of longitudinal deformations for concrete with spiral reinforcement is slightly higher than that of ordinary concrete (without spiral reinforcement). Within the limits of working stresses this increment amounts to about 15%. The experiments have shown that the columns with prestressed spiral reinforcement are effective to resist both an axial loading and an eccentric loading characterized by small eccentricity (e_0). The load eccentricity must not exceed the dimensions of kern of section. The decreasing regularity of element carrying capacity at the expense of the eccentrical application of load is similar to that found for ordinary concrete (Fig. 3). With the load applied to the boundary of kern of section the strength decrease of element having spiral reinforcement is about 25% as compared to the strength characterized by the application of axial load.

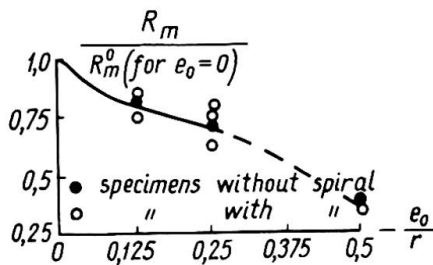


Fig. 3

Decreasing of carrying capacity depending on the relative eccentricity of pressure load

identical cross-section instead of ordinary prisms since the production process of these elements effects their strength.

The values measured as well as direction of concrete lateral inside strains have testified that these strains are directed to the external surface of the specimen. The value of these strains is identical to the strains of the external surface of specimen. No internal strains that might cause the concrete premature failure, were observed. As a result, the concrete carrying capacity or effectiveness of spiral reinforcing have not been reduced.

The chippings in the internal surface can take place in thin-walled specimens only as a result of loss of local wall stability. The above-mentioned results relating to the tube-specimens were obtained in the cases when the wall thickness exceeded one half of the external radius of specimen. Therefore concrete pipes may be used as a core for winding prestressed spiral reinforcement if the sizes of internal and external diameters correspond to the ratio mentioned above.

Protection of spiral reinforcement against corrosion and accidental damages can be performed through the use of one of the following coatings:

- a) resin-concrete coating based on epoxy resin with granite crumb or clean-rock or river sand used as aggregate material.
- b) asbestos-cement thin-walled pipe to be fitted on the spiral reinforced core. In this case the free place between the pipe and the core is filled with cement mortar.
- c) reinforced precast or in situ concreted thin-walled shell to be inserted into the structure after applying the dead load to the core.

For protecting coatings based on epoxy resins use were made of resins, grade ЭД-5 or ЭД-6, whose rupture strength after hardening without filler ranged from 100 to 300 kg/cm² and with cement filler from 80 to 100 kg/cm². Initially 2 or 3 layers of anticorrosive coatings film (without filler) were applied with spraying gun and then after polymerization of the first layers a protecting layer of 8 to 10 mm thick was applied. Introduction of filler decreases the elasticity of protective films but in all cases the value of the least elongation of films is several times as large as the concrete elongation value.

The results of coatings tests for salt, water- and atmospheric resistance has proved the high durability of protective coatings. Testing of coatings for continuity for the gas penetrability also confirmed their high quality.

All types of protective coatings can be carried out under conditions of a factory producing reinforced concrete elements.

Comparison of concrete elements reinforced with prestressed spirals with ordinary reinforced concrete elements shows the advantage of the former. This advantage is expressed in economy of concrete (40-50%) and metal (35-40%). Cutting of production costs amounts to 10-15%.

The experimental columns have been tested with axial compression to complete failure. The failure load of each column was about 1960 tons. The reference concrete core (without spiral reinforcement) has been broken at a load of 850 tons. The nature of failure of reinforced with spiral columns was brittle. Broken down in the zone of failure were some spiral spires. The protective coatings have broken down only in zone of spiral rupture and of concrete core failure. No breakdowns were observed in other places of columns. No internal concrete chippings of the core and bending of longitudinal bars were also observed. The maximum relative longitudinal strain, as measured on the column surface, amounted to 7×10^{-3} .

The column is designed for the specified load equal to 1250 tons to be gained in a few years as measured from the moment of applying the load to the column.

SUMMARY

The paper covers the results of the new investigations to study the carrying capacity and the physical nature of failure of axially and eccentrically loaded solid and hollow concrete columns prestressed with spiral reinforcement. Data relating to the experiments of various protective coverings of spiral reinforcement are also given. The paper also reports about the first use of spiral reinforced concrete column in underground constructions in the USSR.

RÉSUMÉ

Le travail traite les résultats des nouvelles recherches sur la résistance et la destructibilité des colonnes massives et creuses en béton armé travaillant à compression axiale et excentrique et précontraintes par des armatures en spirale, ainsi que les résultats des recherches sur les revêtements protectifs de différents types des armatures en spirale. L'utilisation expérimentale des colonnes armées spéciales dans la construction du métropolitain en l'URSS est aussi reflétée dans le traité.

ZUSAMMENFASSUNG

In der Arbeit werden Ergebnisse der neuen Untersuchungen auf dem Gebiet der Tragfähigkeit und des Bruchprozesses der axial und exzentrisch gedrückten spiralbewehrten massiven und hohlen Kolonnen beschrieben. Außerdem werden Ergebnisse der Untersuchungen verschiedener Bewehrungsschutzüberzügen angeführt. In der Arbeit wird auch von der experimentellen Anwendung der spiralbewehrten Kolonnen im sowjetischen Untergrundbahnbau berichtet.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IVa

Gewindestäbe – Neue Entwicklungen von Spannstäben und Verankerungen – Versuche über Spannungskorrosion

Threaded Bars – New Developments of Tensioning Bars and Anchorages –
Tests on Stress Corrosion

Barres d'acier nervurées – Nouveaux développements de barres de tension et
des ancrages – Essais de la corrosion de tension

ULRICH FINSTERWALDER

München

In dem Vorbericht von Prof. Leonhardt wird von Mängeln bei vielen Spannverfahren berichtet. Es wird auf die Gefahr einer zu hohen Proportionalitätsgrenze des Stahls, auf die Unvermeidlichkeit des Schlupfs bei Keilverankerungen und auf Mängel des Korrosionsschutzes hingewiesen.

Ich möchte noch einige weitere Mängel anführen.

Für die Sicherheit einer Spannbetonkonstruktion ist der Verbund der einbetonierten Spannstäbe von großer Bedeutung. Dieser Verbund ist bei glatten Stäben, die in gekrümmten Spannkanälen aufeinandergepreßt sind, nicht vorhanden. An diesen Stellen ist die Ummantelung mit Zementleim nicht gewährleistet. Beim Injizieren fließt der Zementleim durch den großen Hohlraum des Spannkanals, ohne in die kleinen Hohlräume zwischen den Drähten zu gelangen. Die Folge ist, daß die Drähte an diesen Stellen gegen Korrosion nur mangelhaft geschützt sind.

Bei der Keilverankerung kann der Schlupf durch Überspannen ausgeglichen werden, wenn die Spannglieder eine große Länge aufweisen. Bei kurzen Spanngliedern ist man dagegen auf eine Verankerung ohne Schlupf angewiesen, weil der Spannungsverlust durch den Schlupf zu groß ist.

Die Keilverankerung hat aber nicht nur den Nachteil des Schlupfs. Da sich die Keile in das Material des Stabs einfressen, tritt im Lauf der Zeit ein zusätzlicher Schlupf ein. Dieser

kann durch Überspannung nicht ausgeglichen werden. Die Folge davon ist eine Verminderung der Vorspannkraft an der Verankerungsstelle und eine Eintragung durch Haftung längs des Bündels. Bei Verankerungen, die sich am Ende eines Trägers befinden, tritt diese Umlagerung der Kraft nicht in Erscheinung, An der Kopplungsstelle solcher Bündelspannglieder führt der plastische Schlupf jedoch zu Rissen im Beton an Stellen, wo eine Vorspannung aus statischen Gründen erforderlich ist. Solche Kopplungsstellen sind bei dem üblichen abschnittsweisen Vorbau von Brücken nicht zu umgehen. Die Ausschaltung des Schlupfs ist deshalb eine Voraussetzung für den abschnittsweisen Vorbau.

Die Firma Dyckerhoff & Widmann hat Spannglieder entwickelt, welche die genannten Mängel ausschalten. Als Spannstab wird ein Gewindestab verwendet (Bild 1). Bei diesem werden auf seine ge-



Bild 1: Dywidag-Gewindestab \varnothing 26 mm mit beidseitig aufgewalzten Rippen

samte Länge zweiseitig Rippen aufgewalzt, die Teile eines Gewindes sind. Es können mit entsprechendem Gegengewinde versehene Verankerungen und Muffen aufgeschraubt werden, welche die volle Kraft des Spannstabes übernehmen (Bild 2). Das Teilgewinde wird



Bild 2: Verankerung und Muffenstoß eines einzelnen Gewindestabes

bereits während des Herstellungsprozesses des Stahles, also auf der Walzenstraße des Hüttenwerkes, gefertigt. Dadurch entfällt der Arbeitsgang des nachträglichen Aufwalzens der Gewinde und die Stäbe können an jeder beliebigen Stelle abgeschnitten und verankert werden.

Der Gewindestab ist ein vollwertiger Rippenstahl und kann deshalb, im Prinzip, auch für schlaffe Bewehrungen verwendet werden. Gegenüber dem üblichen Rippenstahl hat er den großen Vorteil, nicht nur durch Überlappung, sondern auch direkt durch Muffen gestoßen werden zu können.

Ein weiterer Fortschritt im Spannbetonbau bahnt sich dadurch an, daß es gelungen ist, den gerippten Gewindestab mit 16 mm \emptyset in der Güte 125/140 in Ringen von 3 m \emptyset in großen Längen zu erzeugen.

Dieser 16 mm \emptyset Gewindestab ermöglicht auch die Konstruktion eines einwandfreien Bündelspanngliedes (Bild 3 und 4).

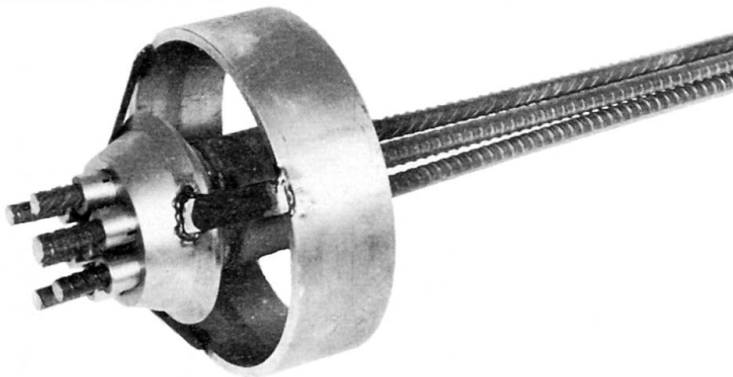


Bild 3: Dywidag-Bündelspannglied mit 7 \emptyset 16 mm Gewindestäben.
Verankerungsseite

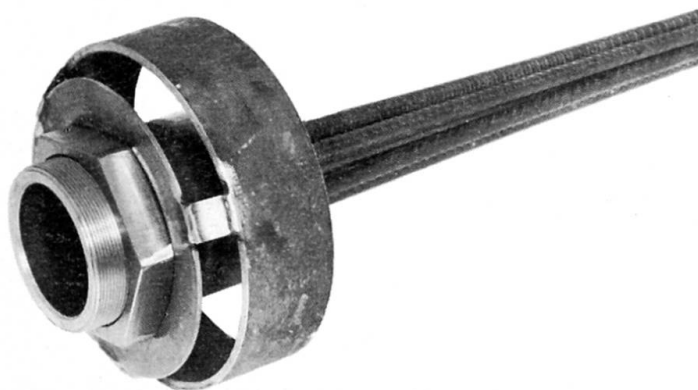


Bild 4: Dywidag-Bündelspannglied mit 7 \emptyset 16 mm Gewindestäben.
Spannseite

Das Bündelspannglied aus Gewindestäben wird so aufgebaut, daß es den Spannkanal gleichmäßig ausfüllt und auch in den Krümmungen des Spannkanals seine Anordnung nicht verliert. Die als Abstandhalter wirkenden Rippen gewährleisten beim Injizieren eine einwandfreie Ummantelung. Die Verankerung durch Gewinde ist frei von Schlupf und die Verbundwirkung vollwertig. Die Dauerschwingfestigkeit der Verankerung des Gewindestabs beträgt 12 kp/mm^2 . Sie ist damit wesentlich größer als bei den von uns früher verwendeten spanlos hergestellten metrischen Normengewinden.

Die Tragfähigkeit des Spannstahls darf auch nicht durch mögliche Einflüsse aus der Spannungsrißkorrosion beeinträchtigt werden.

Die Gefahr der Spannungsrißkorrosion wurde für die im Handel befindlichen Spannstäbe untersucht.

Bei diesen Versuchen wurde festgestellt, daß der Spannstahl St 80/105 ungeachtet einer extremen Beanspruchung seine Festigkeitseigenschaften nicht nennenswert verändert hat (Bild 5).

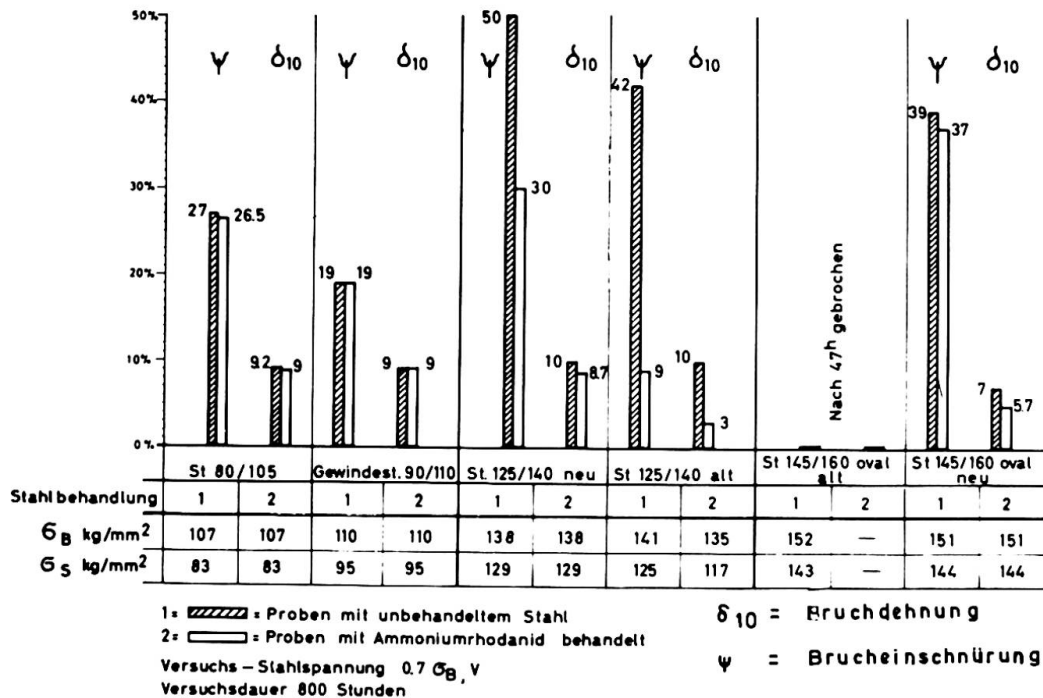


Bild 5: Ergebnisse der Spannungsrißkorrosions - Vergleichsversuche

Im Verfolg dieser Versuche ist es auch gelungen, den Stahl 125/140 mit einem Durchmesser von 16 mm, den wir für Spannbündel verwenden, durch eine geeignete Legierung gegen Spannungsrißkorrosion unempfindlich zu machen. Bild 5 zeigt die Veränderung der Bruchdehnung δ_{10} und der Brucheinschnürung ψ nach einer 800-stündigen Behandlung mit einer aggressiven Flüssigkeit. Spannstäbe, die gegen Spannungskorrosion unempfindlich sind, zeigten Sprödbrüche bei gleicher Behandlung nach 50 Std.

Es hat sich ergeben, daß ein Spannstab um so empfindlicher gegen Spannungsrißkorrosion ist, je kleiner der Stabdurchmesser und je mehr die Arbeitsfähigkeit des Stahls im plastischen Bereich durch Vergütung abgebaut ist. Ein dicker Spannstab mit mittlerer Festigkeit ist somit günstiger als ein dünner Spanndraht mit hoher Festigkeit.

ZUSAMMENFASSUNG Das Dywidag-Spannverfahren wird durch Einführung des Gewindestabes für Einzelspannglieder und Bündelspannglieder bereichert. Gesicherter Verbund, gesicherter Korrosionsschutz und Verankerung ohne Schlupf sind die Kennzeichen. Vergleichende Versuche über Spannungskorrosion werden mitgeteilt.

SUMMARY The Dywidag Prestressing System has been enriched by the introduction of the threaded bar for individual prestressing elements and bundled prestressing elements. The characteristics are: secured bond, secured protection against corrosion and anchorage without slip. Information about comparative tests on stress corrosion will be supplied.

RÉSUMÉ Le Procédé Précontraint Dywidag a été enrichi par l'introduction de la barre d'acier nervurée pour les barres de tension individuelles et les barres de tension en faisceaux. Les caractéristiques sont les suivantes: Adhérence protégée, protection anti-corrosion protégée et ancrage sans glissement. Des informations sur des essais comparatifs de la corrosion de tension vous seront soumis.

Leere Seite
Blank page
Page vide

**Evolution of Systems, Structural Forms and Construction Technology of
Precast Reinforced Concrete Bridges in the USSR**

Une évolution des systèmes, des formes constructives et de la technologie
de construction des ponts en béton armé en URSS

Evolution von Systemen, Konstruktionsformen und Bautechnologie vorge-
fertigter Stahlbetonbrücken in der UdSSR

M. ROUDENKO
Eng., Cand, Techn.Sc.

Y. MITROFANOV
Dipl. Eng.

G. SOLOVIEV
Eng., Cand. Techn.Sc.
USSR

The first instances of application of precast reinforced concrete bridges in the USSR for highway bridges date from the first quarter of the century and in the case of railway bridges from 1938 (not taking into account earlier application of reinforced concrete slabs for bridging small spans). However precast reinforced concrete construction start to be widely used in the post-war period which is explained by the introduction of prestressed concrete.

Precast beams for railway bridges with spans of more than 12m and for highway bridges with spans of more than 24m are already made (with hollow slabs being applied for 9m spans) using high-strength reinforcement in the form of strands of 24 or 48 5mm dia wires with a strength of 170 kg/mm^2 as well as in the form of strands and large-size rods. The maximum lengths of reinforced concrete beams achieved in this country are as follows:

standard beams for railway - up to 34m, standard beams for **highways** - up to 33m (single-piece beams) and up to 42m (beams laterally divided into several pieces).

For some bridges on highways 64m long T-beams and 71m long box beams have been used.

The main schemes of reinforcement and cross sections of non-continuous beams are rather permanent (Fig.1).

It is necessary to note a highly effective application of so-called beams without diaphragms for highway bridges. Clarification of the methods of three-dimensional calculations of span-type structures using electronic digital computers has shown the possibility of employing various optimum arrangements of standard beams for different widths of bridges by using concreted inserts.

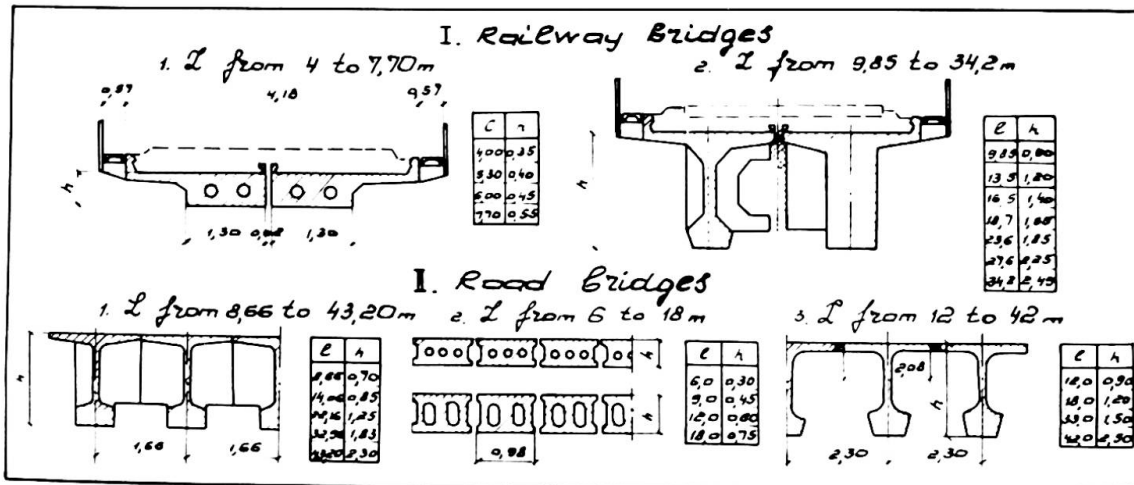


Fig. 1

For the railway bridge spans of more than 18m and for the highway bridge spans of more than 33m the ends of the reinforcement rods are often turned back. The use of prestressed vertical stirrups is more seldom. As a rule all beams which can be transported as a single piece are fabricated by prestressed method. Highway bridge beams weighing up to 100 tons are installed by means of cantilever-lock or cantilever-leader-lock cranes permitting lateral movement. Railway bridge beams weighing up to 130 tons are installed with the help of cantilever swing cranes ensuring up to 5.5m deviation of the load from the railway track as well as locomotive cranes with a load-lifting capacity of 125 tons. 71m large-span beams of 800 tons by weight were transported to the piers by special cranes and were installed by

means of a floating unit. Complicated auxiliary arrangements used for the 2.8 km bridge across the river Volga were fully justified as they were used 64 times.

The first experience of application of precast thrust-arch constructions dates from 1938. Later on, since 1948, there have been built precast super-arch structures on railway bridges. An arched thrust railway bridge of a completely precast design with 150m spans was built in 1961, with the railway track being laid in the middle of the bridge.

In the last years there were constructed reinforced concrete arch-type bridges with tie beams with up to 66m spans (Fig.2) as well as continuous reinforced concrete trusses of tubular elements with 55 m spans (Fig.3).

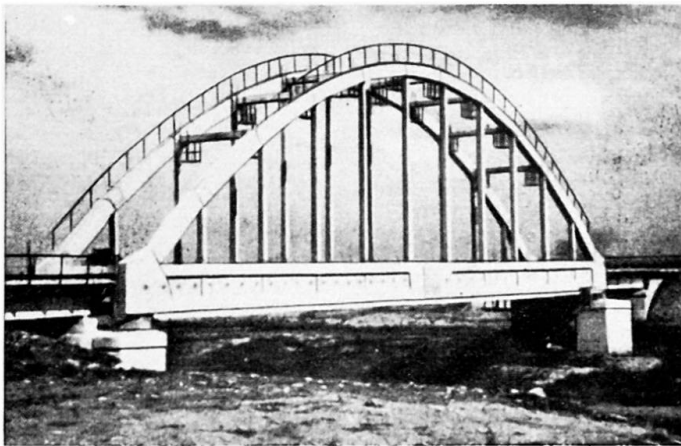


Fig.2

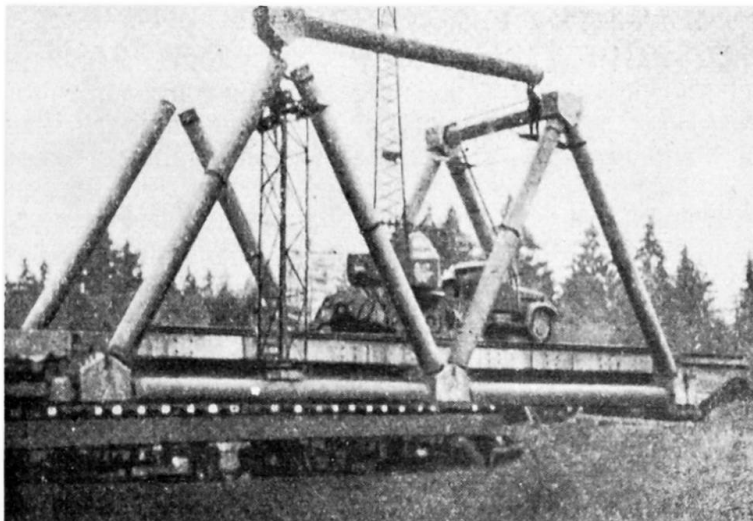


Fig.3

They have been exploited quite successfully.

The joints of precast reinforced concrete bridges carrying railway loads such as hinge-type joints with welded reinforcement, joints with steel embedded parts and joints which are longitudinally pressed both by means of stretched bundles passed through them and by means of continuous mechanical winding-on of reinforcement are worthy of attention.

Various type of joints were subjected to special static and dynamic tests at a changeable load cycle equal to 2×10^6 .

In the USSR precast prestressed span-type structures with large spans have been mostly developed for highway bridges. The following classification of the designs used in non-thrust bridges could be mentioned:

1. Non-continuous beam-type bridges of up to 71m described above;
2. Continuous beam-type bridges with upto 84m spans;
3. Trestle-type non-thrust bridges and beam-type bridges of various cantilever designs with hinges in the spans of up to 148m.

The above mentioned span-type structures have been built in the form of girders.

4. Arch-cantilever bridges with up to 124m spans.
5. Span structures with a through truss. There were not many of them used in the large-span bridges.

The largest of them is the bridge across the river Volga in Saratov which has through continuous prestressed reinforced concrete trusses arranged according to the scheme:

106 + 3 + 166 + 106m.

As there are detailed publications on the above subject, some in the paper of the Association, we shall not discuss the bridges of this type any further, though in addition to the described type, there are several other types of bridges with continuous trusses constructed in the Ukraine.

Several precast thrust arched bridges with up to 124m spans as well as the precast arch-type bridge for combined highway and underground-train traffic with an underground station at the Lenin Stadium in Moscow on it occupy a special place.

As for erection method it is necessary to point out that it is only the precast arched bridges that are constructed with the use of auxiliary supporting arrangements in the form of standard steel centering. In all other cases more progressive methods are used:

- Erection with the help of 1-2 supports;
- Longitudinal movement of continuous precast reinforced concrete structures;
- Transportation of assembled structures by water;
- Cantilever assembly method.

The first stage means the use of "classical" reinforced concrete units of span structures: thrust and non-thrust arch-type bridges.

All problems connected with the introduction of precast reinforced concrete were solved at this stage by means of dividing structures into more or less large elements of the systems which were widely used in bridging long span when using monolithic concrete. Joining was done by welding the reinforcement ends and by concreting the joints.

The next stage connected with the use of prestressing is a deviation from the "classical" (in regard to reinforced concrete) arched design. It is characterized by the creation of systems corresponding in a better way to the industrial essence of the precast construction. After their creation the methodological approach to the solution of the problem has changed: it is not from systems toward their embodiment in precast reinforced concrete but on the contrary, it is from precast reinforced concrete towards the creation of systems in which the main industrial properties of the former could be most fully and rationally used.

There appeared various modifications of the cantilever designs of span-type structures in which the increase of stresses at the root of the cantilever, due to its being built up, made it necessary to increase the quantity of stressed reinforcement for suspending the following units.

This gave the possibility of using the cantilever assembly methods.

Cantilever systems have also another technological advantage over the arch-type structures. The latter consists of a great number of elements fulfilling various static and constructive functions in the system: arches, posts, girders and traffic-way beams whereas cantilever systems of span-type structures with a continuous web and box-type cross section have a three-dimensional block as the main and the only type of the assembly element.

Installation of the unit with only one glued joint formed completes all the erection works to be done in the section of the span-type structure. Owing to these properties the cantilever systems have found wide application in the course of a short time.

Proposals of specialists from the Institute "Soyuzdornii" on the use of cantilever assembly precast prestressed reinforced concrete span-type structures were published as far back as 1955.

The cantilever assembly method was used in the construction of more than 20 largest bridges across such rivers of the country as Volga, Dnieper, Oka, Moscow, Don and others. In most bridges the cantilever beams or cantilever frames with a continuous web were used. Such bridges were designed using various static schemes (Fig. 4).

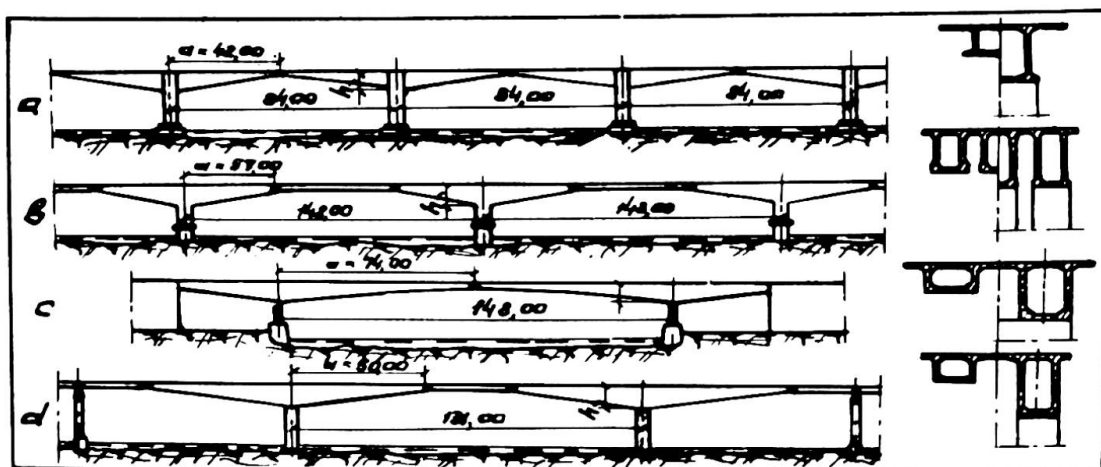


Fig. 4

T A B L E No.1

Some Information on Bridges with Girder Assembled
by Cantilever Method

| NN | Bridge scheme | Max. span achieved in m | Max. number of large spans | Max. width of bridge | "a" cantilever overhang | "h" cantilever height | Ratio h/a |
|----|--|-------------------------|----------------------------|----------------------|-------------------------|-----------------------|-----------|
| 1. | Frame-cantilever (Scheme "a", Fig.4) | 84 | 3 | 25.5 | 42 | 6 | 1/7 |
| 2. | Frame-cantilever with suspended beam (Scheme "b", Fig.4) | 148 | 3 | 24 | 57 | 9.50 | 1/6 |
| 3. | Beam-cantilever (Scheme "c", Fig.4) | 148 | 1 | 42 | 74 | 7.5 | 1/9.9 |
| 4. | Beam-cantilever with a beam in the middle (Scheme "d", Fig.4) | 131 | 3 | 17 | 50 | 6.5 | 1/7.7 |

The bridges with a longitudinally movable hinge in the span have an increased deformability. In order to compensate next lasting deformations the following measures were taken:

- the rigidity of cantilevers was increased by developing their height;
- high-grade concrete $R_{28} = 500 \text{ kg/cm}^2$ was used. As a rule, precast elements were loaded in this case at a later time.
- camber experienced during the erection of structures was taken into account by calculating possible deformations

due to shrinkage and creep.

Observations over individual bridges show that within 4 to 5 years long-term deformations to considerable extent stabilized. For example, in a 148m span bridge with the minimum height of the cantilever (No.3, Table 1) the calculated deformation compensated by the camber was 26.4 cm. The actual deformation was close to the design one which was calculated taking into account the actual value of the age of concrete blocks by the time of loading. Further increase of rigidity is achieved by using continuous systems.

Some discussions were caused in this country by the question of selecting the cross section of blocks to be assembled and by their erection weight which ranges from 15 to 180 tons. In most cases the erection weight of units used in bridges already constructed was equal to 35 and 65 tons.

Most bridges were constructed using box-type blocks, (Fig.4) however for two bridges there were used T-blocks which have better transportability at a length of up to 6m. For some bridges box-type units were assembled of flat prefabricated elements at the construction site.

Strands of wire with a diameter of 5mm and a strength of 170 kg/mm^2 as well as skew-coiled wire ropes with a diameter of 45mm and a strength of 190 kg/mm^2 , with the design modulus of elasticity being equal to $1.6 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ were used as a high-strength prestressed reinforcement for the bridges.

High-strength wire was used in the cantilever-type bridges at the upper part of girder in the open channels according to the diagram of stresses for cantilever-type bridges. Along with this, various methods of arranging, anchoring and straining of reinforcement were employed.

In the course of several years of application of cantilever assembly the joining method has gone through the following evolution:

- joint with welded reinforcement poured with concrete;
- joint on cement mortar;
- glued joint.

For glued joints adjoining surfaces of blocks were initially formed by means of alternate concreting of cantilever blocks.

In the last years blocks having constant height were manufactured in rigid steel formworks as individual interchangeable units. Glued joints were made by applying a thin layer of syntetic epoxy resin based glue onto the both ends of the blocks to be joined. After pressing the joint thickness was equal to 1mm. Works at the bridge were carried on the year around, with the outside air temperature being equal up to 30° below zero.

Investigations made in the scientific research institute on dry and glued joints showed the following:

1. Dry preliminarily pressed joints reduce the shear strength up to 10% and require the adoption of special measures against atmospheric influence as well as improved water-proofing.
2. Glued joints proved to be, in regard to shear, stronger than the concreted section.
3. It is possible to allow a considerable tension in the glued joint, however, for the sake of caution, it was not permitted to exceed 5 kg/cm^2 .

In the USSR all norm documentation on calculations and cantilever-type assembly of precast reinforced concrete bridges has been worked out and made standard.

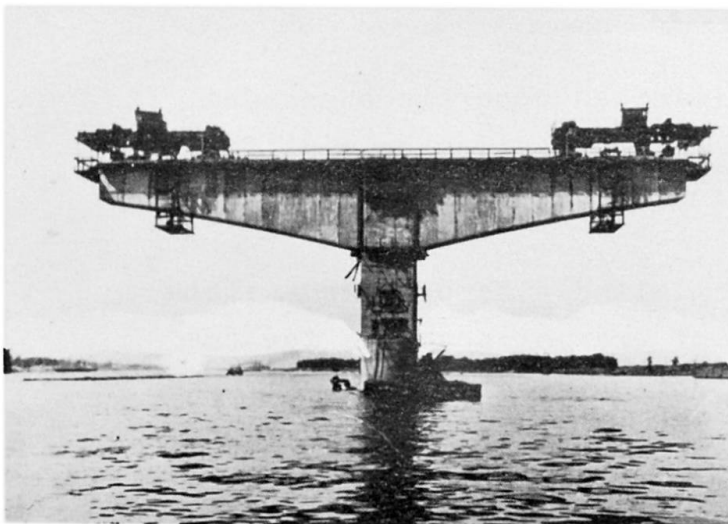


Fig. 5

Erection of cantilever and continuous bridges by a cantilever type assembly is carried out with the help of various cranes out of which most wide-spread are movable electrified cranes of two types: 65 tons cantilever-swing crane (Fig.5) and 35 ton cantilever bridge crane (Fig.6).

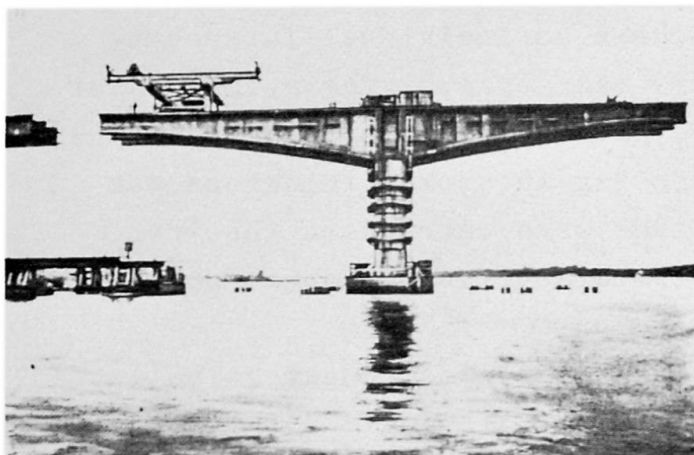


Fig. 6

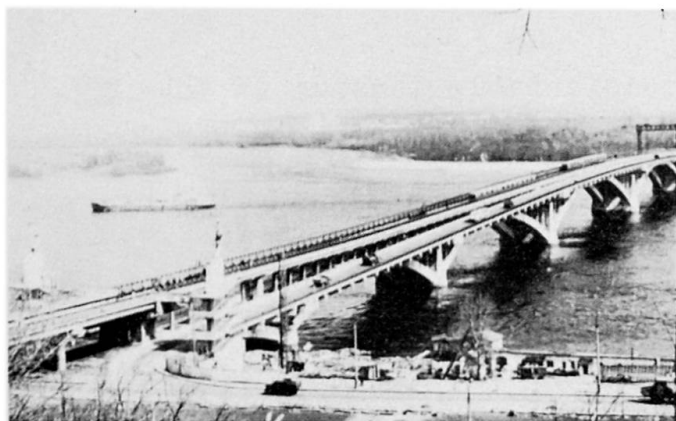


Fig. 7

Among bridges of other designs it is necessary to point out the bridge in Kiev, capital of the Ukraine, recently constructed across the Dnieper for a combined automobile and underground-train traffic.

This bridge has an arch-cantilever design which main idea is that precast arches of a permanent thickness made of standard elements are combined at the upper part in the locks of the adjacent spans by means of prestressed traffic-way joining slab (Fig. 7).

A peculiar precast reinforced concrete suspended bridge with the traffic-way being provided by a stiffening beam have been constructed in Kiev according to the scheme 66 + 144 + 66 metre.

In connection with the limited size of this article the question of application of precast concrete for the construction of supports is not considered here. In the USSR precast reinforced concrete construction as well as prestressing and epoxy resins found in the last years wide application in the bridge supports. Rigorous climatic and hard hydrological conditions in many regions of the country are hampering wide utilization of precast units for bridge supports, however,

there are available at present well-tested and effective constructions.

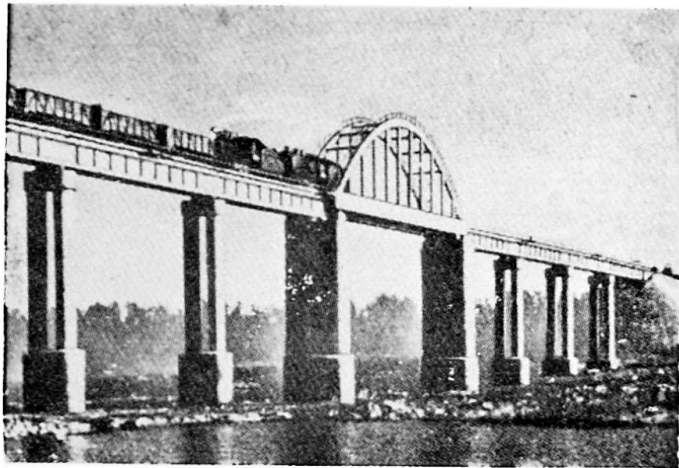


Fig. 8

Of interest are high precast bridges in which the supports are made of reinforced concrete cylinders manufactured by means of centrifuging (Fig. 8).

Further evolution of precast prestressed reinforced concrete bridges is progressing in the USSR in the direction of improvement of designs, constructive forms and technology of manufacture and erection.

constructive forms and technology of manufacture and erection.

SUMMARY

The report is considering systems, constructive forms and building technology used in the USSR in span-type structures of precast prestressed reinforced concrete bridges as well as their development.

It is considering also unique designs of precast railway bridges with continuous trusses and non-thrust arches.

Besides, it shows wide development of precast construction of highway bridges and the efficiency of the cantilever assembly method, proposed in the USSR in 1955 for the construction of bridges of frame and beam-cantilever systems of large blocks joined by gluing.

RÉSUMÉ

Le rapport fait part de l'état actuel des conceptions constructives et des méthodes technologiques d'aujourd'hui en URSS et leur progression dans le domaine de la construction des ponts assemblés des pièces préfabriquées en béton armé précontraint.

Des constructions originales des ponts sous-mentionnés sont envisagées avec la mise à profit des poutres à travers et des arcs non butés pendant le perçage d'un chemin de fer. On a mis en relief un large emploi des méthodes de construction des ponts-routes et l'efficacité du montage en suspension des ponts à partir des systèmes de poutres à console de grand encombrement assemblés sur col. Ce procédé est proposé en URSS en 1955.

ZUSAMMENFASSUNG

Im Vortrag werden Systeme, Konstruktionsformen, Technologie und Entwicklung im Bau von vorgespannten Stahlbetonbrücken aus Fertigteilen in der UdSSR erörtert.

Es werden Originalkonstruktionen von Eisenbahnbrücken mit Zugband und Fachwerkbrücken aus Fertigteilen in Betracht gezogen. Weiter werden die breite Entwicklung des Strassenbrückenbaus aus Fertigteilen und die Wirksamkeit der in der UdSSR 1955 vorgeschlagenen **Freivorbauverfahren** von Rahmen- und Kragarmbrücken aus grossen Blocks mit Klebestössen gezeigt.

IVa

Les ponts courants biais et courbes

Schiefe und gekrümmte Brücken

Usual Skew and Curved Bridges

J.C. LERAY

Ingénieur des Ponts et Chaussées,
les Ingénieurs de la Division des Ouvrages d'Art B
Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes
(Ministère de l'Équipement et du Logement)

1. LES ORIENTATIONS PRISES DANS LE DOMAINE DES FRANCHISSEMENTS BIAIS ET COURBES

Dans le cadre de la standardisation des ouvrages courants (9) § 2, des recherches systématiques ont été entreprises au S.E.T.R.A. sur les problèmes spécifiques aux franchissements biais et courbes.

Le cadre de notre étude est le suivant : les portées droites envisagées correspondent aux franchissements d'une chaussée d'auto-route à deux ou trois voies par une seconde chaussée de largeur analogue ou par une bretelle d'échangeur; les angles de biais des exemples d'application sont choisis parmi les valeurs normalisées de 50, 40 ou 35 grades; 70m est un rayon de courbure moyen habituel pour une bretelle d'échangeur en site urbain.

En traitant des ouvrages qui ne sont pas de "grande" portée au sens du Rapport préliminaire - les portées droites sont en effet voisines de 13,50 ou de 17m - mais que la fréquence et que les difficultés de réalisation mettent à l'ordre du jour, nous ne trahissons pas l'esprit du Thème IVa. D'ailleurs, la part faite dans le Rapport préliminaire aux dalles pleines pour les franchissements biais nous paraît difficilement compatible avec la limitation des portées droites à 20m.

Nos recherches ont été poursuivies dans trois directions.

Dans la première, on s'est attaché à définir un type de tablier à poutres sous chaussée sur appuis simples en béton armé, qui soit adapté aux exigences de la construction moderne; le but poursuivi est l'établissement d'un programme de calcul électronique entièrement automatique (9) § 3. Mais, nos efforts ont été essentiellement orientés vers l'étude des deux autres types de tabliers représentés respectivement par les dalles de béton précontraint et les dalles de béton armé. Comme le domaine d'application de ces dernières est limité aux franchissements dont la portée droite est inférieure à 14m, nous ne traiterons que des dalles de béton précontraint. Dans ce domaine, nos réalisations se composent d'une part de moyens d'étude automatiques, d'autre part de dispositions constructives et de métho-

des de dimensionnement appropriées aux travées uniques et aux travées solidaires.

2. LES TRAVEES INDEPENDANTES A POUTRES SOUS CHAUSSEE DE BETON ARME.

2.1. OBJECTIFS DE LA STANDARDISATION.

Ce type de tablier est encore d'application courante pour des ouvrages isolés, en alignement, sans sujétion de gabarit et dont la portée biaise ne dépasse pas 25m. Nous avons cherché à adapter cette structure aux exigences de la construction moderne en nous donnant les objectifs suivants :

- adapter la structure à des franchissements biais;
- avoir des coffrages simples;
- pouvoir préfabriquer une grande partie des armatures.

2.2. COFFRAGES.

Les poutres sont relativement écartées, de 3,50m au moins; leur élancement est compris entre 1/17 et 1/18,5; tant que leur hauteur totale ne dépasse pas 1,50m, les talons sont normalement exclus.

Les entretoises intermédiaires et même les entretoises d'about sont supprimées. (cf § 2.4.). Le hourdis est **seulement** renforcé par un raidisseur courant tout au long des bords appuyés (fig.1).

2.3. ARMATURES.

La forme des poutres se prête à une préfabrication des armatures. Les armatures transversales du hourdis sont orthogonales aux poutres. Il est possible de préfabriquer les armatures inférieures du hourdis sous forme de panneaux qui viennent se recouvrir transversalement dans l'épaisseur des âmes des poutres (fig. 2).

2.4. LIMITE D'APPLICATION VIS-A-VIS DU BIAIS.

Le domaine d'application est limité par l'importance de la flexion transversale du hourdis au voisinage des appuis. Nous avons analysé cette flexion dans l'hypothèse où les entretoises intermédiaires sont supprimées et pour les conditions suivantes aux extrémités : a/ poutres appuyées sur des rotules parfaites et solidarisées par une entretoise d'about infiniment rigide; b/ poutres appuyées sur des rotules parfaites et solidarisées par le hourdis seulement; c/ poutres appuyées sur des appareils exerçant un couple de rappel élastique et solidarisées par le hourdis seulement. Cette étude nous a permis de faire les constatations suivantes :

- étant donné une contrainte admissible du béton du hourdis, le biais limite est fort peu sensible aux paramètres sans dimension qui caractérisent le dimensionnement du tablier, tels que l'élancement du tablier, l'élancement du hourdis, le rapport espacement des poutres sur portée biaise;

- en admettant les conditions d'appuis c/ et une contrainte de compression admissible $\frac{2}{3} \sigma_{cs}$, le biais limite est de 45gr à ± 5 gr près;

- prenant comme unité la valeur de la flexion transversale du hourdis dans les conditions c/, la flexion du hourdis est diminuée d'environ 30 % dans les conditions b/ et augmentée d'environ 200 % dans les conditions a/. Nous avons conclu que la suppression des entretoises intermédiaires doit entraîner également celle des entretoises d'about et que ces dispositions constructives simplifiées sont applicables aux angles de biais au moins égaux à 45 gr.

2.5. LES MURS DE TÊTE ET L'ESTHÉTIQUE. (fig. 3)

Le faible élanement du tablier et le biais alourdissent l'aspect général de l'ouvrage. Cet inconvénient peut être atténué en préférant les murs de tête du type en retour à ceux du type en aile, en prolongeant la ligne horizontale du tablier par une corniche et par un encorbellement des trottoirs sur toute la longueur des murs de tête, en proportionnant, enfin, la longueur des talus avec l'ouverture de l'ouvrage.

La présence des piliers apparents aux angles est justifiée par deux soucis : dissimulation des joints entre murs de front et murs en retour, suppression des angles aigus formés par ces mêmes murs.

3. L'ÉTUDE DES PONTS-PLAQUES ET L'ANALYSE ELASTIQUE DE LA BANDE INFINIE HOMOGENE ET ISOTROPE A BORDS LIBRES ET PARALLELES PAR LA METHODE DES REFLEXIONS BIHARMONIQUES.

L'avancement et la précision de nos connaissances dans le domaine des ponts-plaques, nous les devons aux puissants moyens de calcul que nous avons développés.

3.1. L'EQUIVALENCE DE LA BANDE INFINIE ET SON ÉTUDE PAR LA METHODE DES REFLEXIONS BIHARMONIQUES.

L'idée directrice consiste à analyser l'état de tension d'une structure qui présente de fortes analogies avec la plaque envisagée, tout étant plus simple et plus générale: celui de la bande infinie homogène et isotrope à bords libres et parallèles pareillement chargée et pareillement appuyée. Cette analogie a été postulée par Saint Venant dans le cas des poutres; il s'avère, tous calculs faits, qu'elle est généralisable aux plaques à bords libres et parallèles (fig. 4a et 4b).

Le mécanisme de la bande infinie présente deux avantages .

Le premier est d'ordre théorique : le problème de la déformation d'une bande dont les efforts extérieurs et dont les réactions d'appuis sont concentrées se réduit à celui de l'influence d'une force concentrée en l'absence de tout appui. (2) énonce ce problème sous une forme beaucoup plus générale (recherche d'une fonction M-harmonique avec des conditions aux limites du type linéaire homogène) et propose une méthode de résolution explicite en fonction de Z et Z' , affixes respectivement du point d'étude et de la charge concentrée. Les expressions explicites ont été formulées dans les cas suivants :

- flexion de la bande à bords libres et rectilignes (3) et (6); tension plane de cette bande (5);
- flexion de la bande spirale à bords libres et circulaires (7).

La recherche de la tension plane de la bande-spirale est en cours d'étude.

Le deuxième avantage de cette équivalence est d'ordre numérique: l'analyse d'une bande se ramène, quelles que soient la configuration et la nature aussi bien des efforts extérieurs que des appuis, à la consultation et au traitement de coefficients d'influence calculables, une fois pour toute, sous forme de tables.

3.2. LES PROGRAMMES DE CALCUL ELECTRONIQUE MRB-BA et MRB-BP.

Ces deux programmes sont l'application littérale de (3); leur généralisation à l'étude des plaques à bords circulaires par application de (7) relève de la simple adaptation et sera envisagée pro-

chainement. Les possibilités de ces programmes sont très complètes : les réactions d'appuis, les déformations latérales, les tenseurs de flexion, et même les efforts tranchants sont donnés sous forme de surfaces d'influence (fig. 6, 7 et 8) et leurs valeurs sont calculées dans un certain nombre de cas de charges (fig. 9 et 10).

Les directions de deux nappes croisées étant données pour chaque face de la dalle, le programme MRB-BA dimensionne ces armatures.

MRB-BP analyse le tenseur des contraintes; puis il dimensionne d'une part les armatures transversales passives des zones précontraintes dans une direction, d'autre part les armatures passives des nappes à prévoir dans les zones de béton armé (angles aigus des travées indépendantes).

Ces opérations de dimensionnement soulèvent un problème d'ordre théorique : 1/ dimensionnement de deux nappes croisées d'armatures passives qui sont biaisées par rapport aux directions principales de la flexion 2/ critère sur la nécessité d'une précontrainte transversale 3/ dimensionnement d'une nappe d'armatures actives en présence de fortes concentrations de contraintes.

Les programmes MRB sont écrits en FORTRAN IV et exploités sur Système IBM 360 Modèle 75-50. Chacun d'eux en est à la 100ème utilisation. Une exploitation dure 10mn environ.

Le dossier-pilote (8) est constitué de trois sous-dossiers. Le premier traite des modes et des conditions d'utilisation des programmes MRB. Les deux autres traitent des dispositions constructives et du dimensionnement des travées respectivement indépendantes et solidaires, ce dont nous parlerons aux § 4.

3.3. SURFACES D'INFLUENCE DES EFFORTS HYPERSTATIQUES DE PRECONTRAINTES ET OPTIMISATION DE LA PRECONTRAINTES PAR LA PROGRAMMATION LINEAIRE.

(13) établit un théorème d'après lequel l'influence d'un système de précontrainte équivaut à celle de deux distributions de "déformateurs" : une première distribution de "dilatateurs" et une seconde de "courbeurs" dont les lois de variation sont respectivement $F(\mathbf{x})$ et $Z(\mathbf{x})$. $F(\mathbf{x})$ ($F(\mathbf{x})$: force utile, $Z(\mathbf{x})$: excentrement du tracé moyen).

Nous établissons actuellement les surfaces d'influence de "courbeurs" de façon à évaluer manuellement les efforts hyperstatiques de précontrainte à partir des variables $F(\mathbf{x})$ et $Z(\mathbf{x})$ - et non pas, comme le mentionne le Rapport préliminaire, à partir des poussées au vide. Notre objectif final est l'exploitation automatique de ces surfaces d'influence par la programmation linéaire en vue de déboucher sur l'optimisation complète du dimensionnement: épaisseur de la plaque, arrêts et tracés des armatures (9) et (13).

4. LES TRAVEES INDEPENDANTES A BORDS RECTILIGNES EN DALLE DE BETON PRECONTRAIT.

Rares sont les dispositions constructives évoquées aux § 4.1. du Rapport préliminaire qui correspondent à nos vues, et, si tel est le cas, les justifications qui en sont données nous paraissent insuffisantes.

4.1. LES TRAVEES INDEPENDANTES AU BIAIS TRES ACCUSE : $\varphi \approx 35$ gr.

Les appuis doivent être impérativement discrétisés à raison de cinq appareils d'appui par ligne d'appui pour une dalle, en losange, ce qui correspond bien à un espacement mutuel de 0,20 $l\varphi$ ($l\varphi$: portée

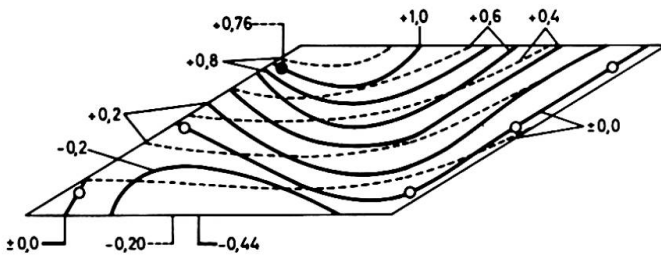


Fig. 6 Surfaces d'influence de la réaction de l'appui de l'angle obtus, les appuis étant rigides (trait plein) et élastiques (trait pointillé).

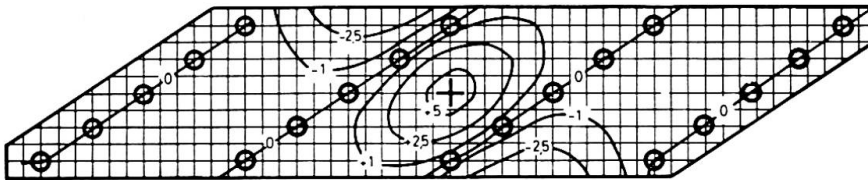


Fig. 7 Surface d'influence de la déformation au centre.

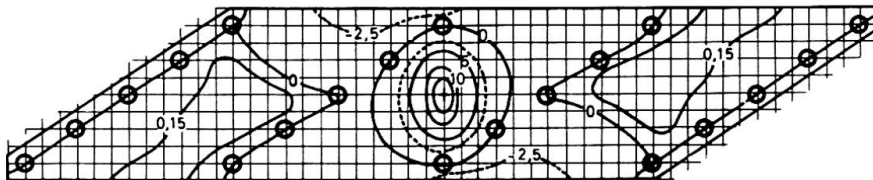
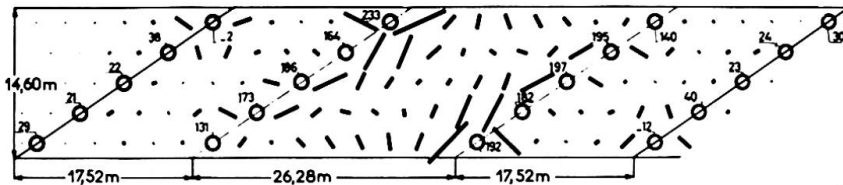
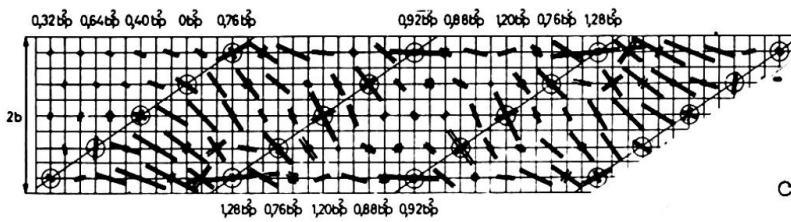


Fig. 8 Surface d'influence de la flexion longitudinale au centre



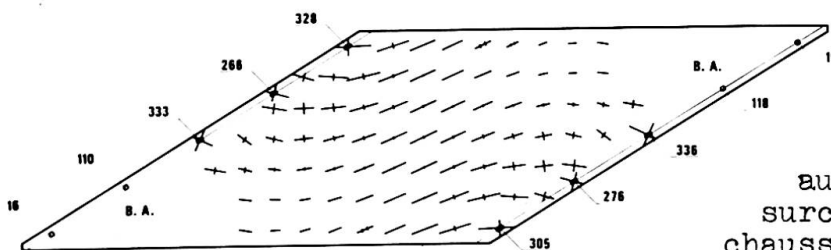
ECHELLE: -- = 2 t

Fig. 9a Efforts tranchants dus au poids propre et à la surcharge uniforme de chaussée appliquée à la travée centrale.



ECHELLES = - $\frac{pb^2}{25} \text{ tm/m}$

Fig. 9b Flexions principales dues à une surcharge uniforme.



ÉCHELLE: = 30 bars, = -30 bars

Fig. 10 Tensions principales de la face supérieure dues au poids propre et à la surcharge uniforme de chaussée

biaise). C'est, en effet, la seule manière de se garder contre les risques de soulèvement - et non les réactions d'appui négatives puisque les appareils ordinaires sont incapables de les exercer - de l'appui contigu à celui de l'angle obtus - et non pas de ceux des angles aigus (fig. 11). L'effet de l'élasticité des appuis caoutchouc est en pratique négligeable. Une dénivellation de l'appui de l'angle obtus serait hautement bénéfique, mais elle devrait être mise en oeuvre en plusieurs temps de sorte que l'effet du fluage n'atténue pas son efficacité (fig. 10). L'appui fixe doit être du côté amont sur les chaussées unidirectionnelles et on choisit l'appui médian parce qu'il diminue l'amplitude des déplacements des zones mobiles.

La plaque est pleine; son épaisseur est voisine de $l/33$.

Vu l'encombrement des ancrages, on imagine difficilement comment les armatures de précontrainte longitudinale pourraient être disposées autrement que parallèles - le Rapport préliminaire les propose rayonnantes à partir de l'angle obtus.

La surcharge à prendre en compte pour le prédimensionnement est celle dont le poids total est le plus élevé : en France, c'est une surcharge uniforme. (8) fait appel aux abaques de RUSCH pour construire rapidement un système de courbes qui sont particulières au tablier envisagé en vue d'optimiser h_c , épaisseur de la plaque, F_1 , précontrainte longitudinale, et θ_1 , son inclinaison par rapport aux bords libres. L'optimum peut être technique (épaisseur minimale) ou économique (coût minimal).

Si une armature longitudinale est ancrée sur un bord libre, elle doit rester dans le plan moyen de la plaque; sinon, il est avantageux de l'abaisser en milieu de travée; la ligne des points bas des tracés curvilignes est une droite oblique par rapport aux bords appuyés (fig. 12).

On évite de sérieuses complications de réalisation en choisissant des armatures transversales passives. Le souci de se rapprocher des règlements existants nous a conduit à précontraindre transversalement l'exemple d'application dont la portée biaise dépasse 33m. Les armatures transversales sont perpendiculaires aux longitudinales - et non parallèles aux lignes d'appui. Leur tracé est rectiligne; leur excentrement vers le haut est calculé de façon à égaliser rigoureusement les réactions maximales des trois appuis des angles obtus (fig. 14 et 10).

Un dimensionnement de F_1 égal à 695t/m et de F_2 la précontrainte transversale, égal à $F_1/3$ avec un excentrement de $h_c/6$ élimine les contraintes principales de traction sur presque la totalité des parties contenant des câbles de précontrainte.

Les angles aigus sont armés haut et bas par deux nappes d'armatures passives parallèles aux armatures actives.

Des armatures verticales au voisinage des appareils d'appuis sont nécessaires; leurs règles de dimensionnement est cité par (10) § 12 C.

(8) accorde une importance particulière à l'esthétique. Le choix des murs en aile guide l'utilisateur de la voie inférieure et accroît l'impression de sécurité. L'implantation des murs est telle que les murs amont et aval ont, en apparence, une importance équivalente. Le prolongement de la joue verticale du tablier au niveau des appuis, sous forme d'amorce de murs en retour, souligne la ligne horizontale du tablier et dégage les parties hautes (fig. 17). Enfin, les plan-

Fig. 11 Déformation, en cm; et réactions d'appui, en t, dû au poids propre.

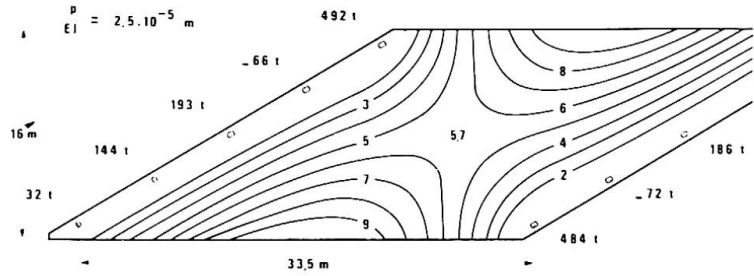
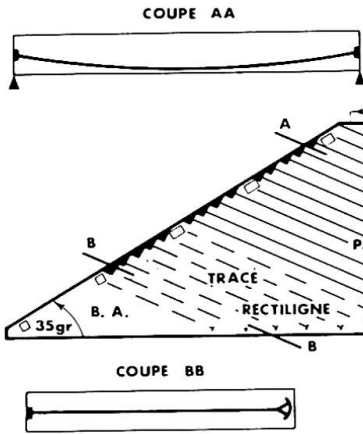
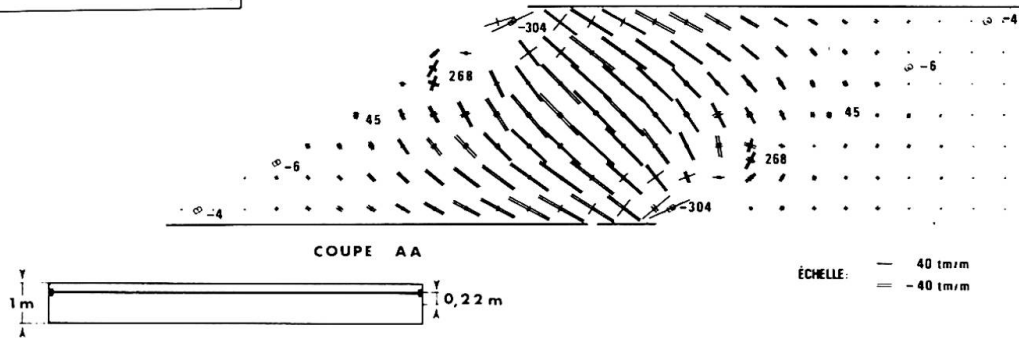


Fig. 12 Plan et coupes du câblage longitudinal.

Fig. 13 Flexions principales et réactions d'appui dues à la précontrainte longitudinale.



ÉCHELLE: — 40 tm/m
= -40 tm/m

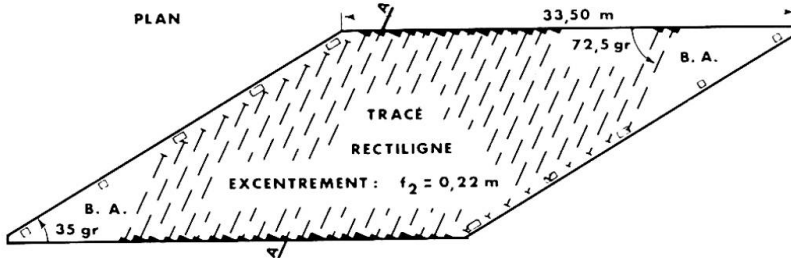
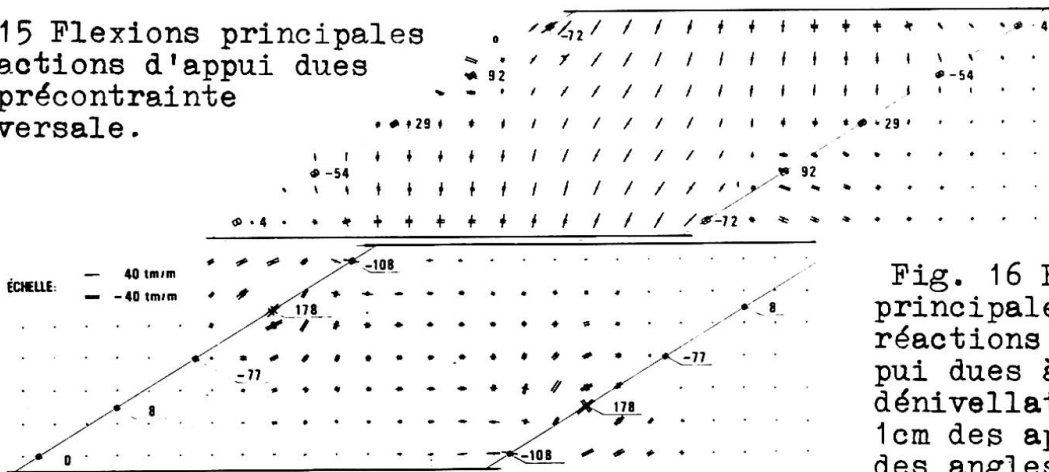


Fig. 14 Plan et coupe du câblage transversal.

Fig. 15 Flexions principales et réactions d'appui dues à la précontrainte transversale.



ÉCHELLE: — 40 tm/m
= -40 tm/m

Fig. 16 Flexions principales et réactions d'appui dues à une dénivellation de 1cm des appuis des angles obtus.

tations rétablissent le déséquilibre entre les murs de tête (fig. 17a).

4.2. LES TRAVEES INDEPENDANTES AU BIAIS MOYEN : $\varphi \approx 50$ gr.

Relevons simplement les différences avec 4.1.

Hormis le cas des tabliers de largeur exceptionnelle, les armatures longitudinales sont parallèles aux bords libres. Dans ces conditions, rien ne s'oppose à ce que la structure de la dalle soit élégie. Les armatures transversales sont systématiquement passives.

Ce type d'ouvrage s'accommode de murs de tête mixtes : un mur en retour côté angle aigu du tablier en vis-à-vis d'un mur en aile côté angle obtus. Là encore, les massifs de plantations contribuent à rétablir une dissymétrie dans la silhouette (fig. 18).

5. LES TRAVEES SOLIDAIRES A BORDS RECTILIGNES EN DALLE DE BETON PRECONTRAINTE.

Décrivons tout d'abord les dispositions types; nous passerons ensuite aux diverses adaptations qui en étendent le domaine d'application.

Les appuis sont discrétisés; la distance des bords libres aux appuis extrêmes des lignes d'appuis ne doit pas dépasser 1,50m.

La dalle est pleine; en présence d'un biais de 40 grades, les épaisseurs optimale et minimale sont voisines respectivement de $1/33$ et $1/40$ de la portée biaise maximale.

Les armatures de précontrainte longitudinales sont parallèles aux bords libres et filants d'une extrémité à l'autre. Les appuis de rive des lignes d'appuis intermédiaires sont le siège de tensions localement très élevées; on les diminue en modulant transversalement la force de précontrainte longitudinale, et en biaisant la ligne des points bas du tracé des câbles par rapport aux lignes d'appuis.

Mais leur présence soulève le grave problème des critères à retenir pour le dimensionnement de la précontrainte longitudinale.

Les contraintes principales de traction des faces extrêmes sont inclinées tout au plus de 20 grades par rapport aux armatures longitudinales; dans ces conditions, le dimensionnement automatique des armatures passives transversales par MRB-BP néglige le fonctionnement en flexion composée et ne prend en compte que celui de la flexion simple; il est basé sur la formule :

$$M_a = M_y \pm \frac{2}{3 - \sigma_N / \sigma_{13}} |M_{xy} \tan \gamma| ; \text{ + face inférieure, - face supérieure.}$$

M_a : moment à prendre en compte pour le dimensionnement des armatures en flexion simple; M_y : moment transversal; M_{xy} : moment de torsion longitudinale; σ_N : contrainte principale transversale; γ : inclinaison de la contrainte principale transversale par rapport aux bords libres. Le second terme du deuxième membre correspond à un supplément de section pour couture vis-à-vis des efforts de torsion.

Ces dispositions constructives sont applicables pour des portées biaises de 40m et des angles de biais voisins de 35 grades.

En présence d'un angle de biais plus accusé, on peut être amené à précontraindre transversalement la zone des appuis par des armatures rectilignes, perpendiculaires aux armatures longitudinales et excentrées vers le haut de façon à soulager les réactions des appuis de rive. On a intérêt par contre à arrêter un certain nombre de câbles

longitudinaux sur les faces inférieures des travées de rive ou sur les faces supérieures des travées intermédiaires.

En présence de portées droites plus importantes, on peut éléger la dalle; nous avons montré dans quelles limites le calcul des dalles élégées pouvait être approché par celui des dalles isotropes (11).

En présence d'un tablier d'une largeur exceptionnelle, on a intérêt à orienter le tracé des armatures exactement suivant les directions principales de la flexion influencée par le poids propre dans la partie médiane des appuis intermédiaires; mais alors le tracé devra rester rectiligne dans toute travée dont un bord libre porte un des deux ancrages; en pratique on sera amené à multiplier les arrêts en travées et à précontraindre le tablier transversalement.

En présence d'un tablier étroit et de fondations coûteuses, on a intérêt à nervurer la dalle. Le tablier est plus épais, les coffrages plus complexes; les risques de soulèvement des appuis d'extrémité imposent la construction d'appareils d'appuis fonctionnant à la traction. On pourra éviter ce phénomène en limitant à deux le nombre d'appuis par ligne d'appuis.

6. LES TRAVEES INDEPENDANTES OU SOLIDAIRES A BORDS CURVILIGNES EN DALLE DE BETON PRECONTRAINTE.

Les tabliers dont la courbure en plan est accusée correspondent généralement à des bretelles d'échangeur, si bien qu'à la courbure des bords est associée une variation, souvent très accusée, du biais des lignes d'appuis. Nous comptons répondre à ce type de problème en généralisant le domaine d'application des programmes MRB à la bande spirale par application de (7) et en reconduisant les dispositions constructives des § 4 et 5.

7. CONCLUSIONS.

Les tabliers à poutres sous chaussée de béton armé dépourvus de toute entretoise fonctionnent dans le domaine élastique tant que leur angle de biais ne dépasse pas 45 degrés environ. Il est vraisemblable qu'en admettant des déformations plastiques du hourdis au niveau des appuis on étende leur domaine d'application à des biais plus accusés.

Les tabliers en dalle de béton précontraint dans une ou dans deux directions conviennent particulièrement bien aux franchissements dont le biais et/ou la courbure sont très accusés ($\psi < 30^\circ$, $R > 40m$) et dont la portée droite ne dépasse que de peu 20m. Les programmes MRB-BA et MRB-BP nous ont permis de définir les dispositions les plus appropriées pour réaliser des ponts-plaques à bords rectilignes. Nous poursuivons des recherches de façon à étendre les programmes MRB aux plaques à bords libres et circulaires et en vue de définir, par la programmation linéaire, la précontrainte optimale. Malheureusement l'étude des ponts-plaques restera grevée d'une lourde hypothèque tant que ne seront pas arrêtées les règles de dimensionnement des armatures passives et/ou actives.

BIBLIOGRAPHIE.

- (1) J.C. LERAY, J. DISPERATI, MRB 64 (Calcul des plaques par la méthode des réflexions biharmoniques) Dossier-pilote de Calcul électronique et d'ouvrages-types du S.E.T.R.A.
- (2) J. LERAY, Calcul, par réflexions, des fonctions M. harmoni-

- ques dans une bande plane vérifiant aux bords M conditions différentielles, à coefficients constants, *Archiwum Mechaniki Stosowanej*. 5,16 (1964).
- (3) J. LERAY, Flexion de la bande homogène isotrope à bords libres et du rectangle à deux bords libres parallèles appuyés, *Archiwum Mechaniki Stosowanej* 1,17 (1965).
 - (4) J.C. LERAY, Calcul numérique des plaques fléchies par application de la méthode des réflexions biharmoniques; quelques résultats obtenus, *Archiwum Mechaniki Stosowanej* 3,17 (1965).
 - (5) PHAM THE LAI, Tenseur de Green d'une bande élastique plane à bords libres de contrainte, *Archiwum Mechaniki Stosowanej* (1968)
 - (6) J. LERAY, PHAM THE LAI, Sur le calcul des transformées de Laplace par lesquelles s'exprime la flexion de la bande élastique, homogène à bords libres, *Archiwum Mechaniki Stosowanej* (sous presse).
 - (7) S. BERGERON, Sur le calcul des transformées de Laplace par lesquelles s'exprime la flexion de la bande spirale élastique homogène à bords libres (en préparation).
 - (8) J.C. LERAY, J. DISPERATI, J.P. MUSSI, MRB 68 (les programmes MRB-BA et MRB-BP, les tabliers de ponts-dalles biais à travée unique, les tabliers de ponts-dalles biais à travées solidaires) Dossier-pilote de calcul électronique et d'ouvrages-types du S.E.T.R.A. (en préparation).
 - (9) J.C. LERAY, C. LANGELLO, les Ingénieurs du S.E.T.R.A., l'optimisation des ouvrages courants sur routes et autoroutes, Publications préliminaires du thème 1c du VIIIème Congrès de l'A.I.P.C. New-York, Sept. 68.
 - (10) H. MATHIEU, La nécessité d'accepter des tractions dans le béton précontraint, Publications préliminaires du thème 1b du VIIIème Congrès de l'A.I.P.C., New-York, Sept. 68.
 - (11) J.C. LERAY, R. ALBAS, J. DISPERATI, C.E.D. 66 (Calcul des efforts dans les dalles) Dossier-pilote de calcul électronique du S.E.T.R.A.
 - (12) H. MATHIEU, J.C. LERAY, J. DISPERATI, Les tabliers de ponts dalles biais précontraints reposent sur deux lignes d'appuis concentrés, *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, Janvier 68, N° 241.
 - (13) J.C. LERAY, C. LANGELLO, L'utilisation de la programmation linéaire dans l'optimisation des structures de Génie Civil. *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, Janvier 68, N° 241.

RÉSUMÉ

Nous présentons les dispositions constructives de deux types de tabliers qui ont été étudiés dans le cadre de la standardisation (9) des ouvrages routiers biais et courbes : les travées indépendantes à poutres sous chaussée dépourvues de toute entretoise intermédiaire, les travées indépendantes ou solidaires en dalle de béton précontraint dans une ou dans deux directions. Nous cherchons à développer les programmes de calcul de plaque MRB-BA et MRB-BP en vue d'analyser les plaques courbes et d'optimiser la précontrainte.

ZUSAMMENFASSUNG

Wir stellen die konstruktiven Anordnungen zweier Arten von Brückentafeln dar, die in Hinsicht auf die Vereinheitlichung (9) der schiefen und krummen Kunstbauten studiert wurden, nämlich: Die Einfeldrige Balkenbrücke ohne Querträger sowie die einfeldrige oder durchlaufende, in einer oder zwei Richtungen nachgespannten Plattenbrücke. Wir suchen die Entwicklung der Rechenprogramme MRB-BA und MRB-BP für Platten in Hinsicht auf gekrümmte Platten und auf die Optimierung der Vorspannung voranzutreiben.

SUMMARY

We set forth the principles for the lay-out of two kinds of decks which have been studied within the compass of the standardization of skew and curved bridges : the reinforced concrete independent girders with multi-beams yet without any cross-beams; one spanned or multi-spanned slabs post-stressed in one or two directions. To compute the slabs with two free straight edges, we have two unique programs (8) which we describe, and we acquaint our readers with two possible extensions of it : 1/ the structural analysis of slabs with free circular edges (7) and the optimization of post-stressed slabs achieved by the study of "deflectioners" (9) and by the linear-programming (13).

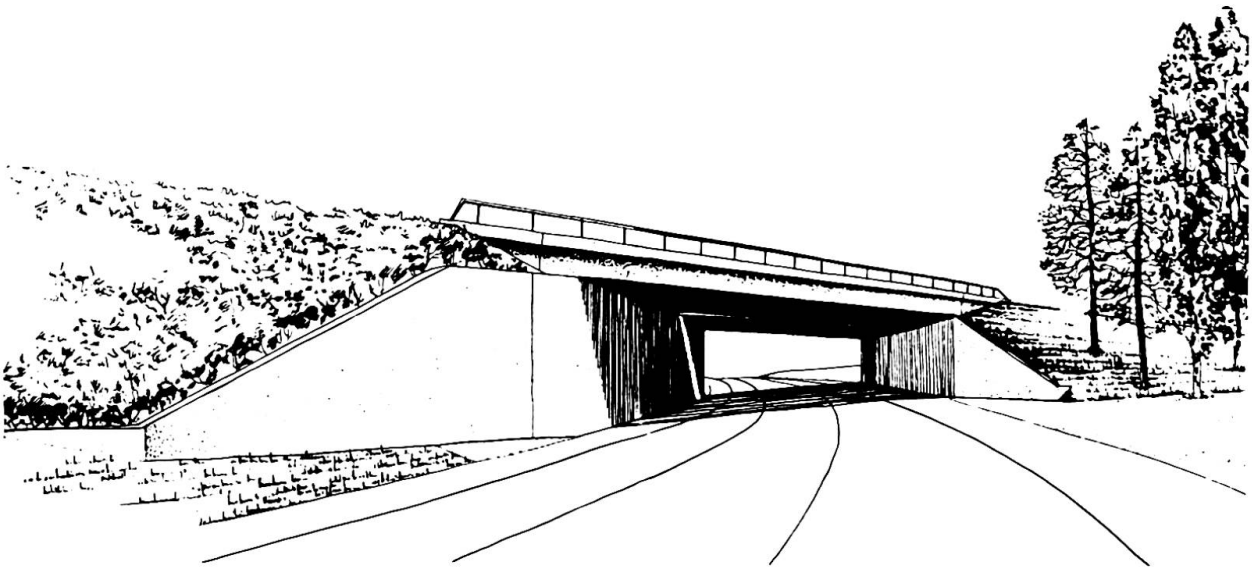


Fig. 17a Vue en projection conique de l'exemple d'application qui est entièrement traité dans le dossier-pilote MRB-BP 68 (8)

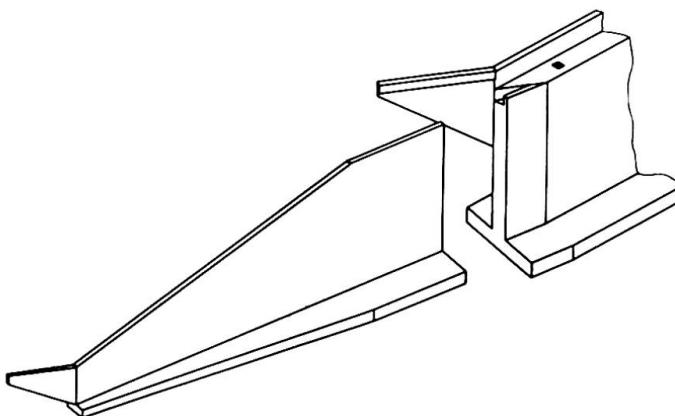


Fig. 17b Vue en projection cylindrique du mur en retour amont.

IVa

Cantilever Erection of Prefabricated Long Span Bridges in Czechoslovakia

Les ponts préfabriqués de grande portée construits en encorbellement en Tchécoslovaquie

Freivorbau mit Fertigteilen bei weitgespannten Straßen- und Eisenbahnbrücken in der Tschechoslowakei

LUMÍR BOROVIČKA
M.Sc./Eng/, C.Dr.D.
Czechoslovakia

New system

Cantilever concreting in situ is a common method of bridge construction, and in Czechoslovakia has found widespread application for spans up to 120 m. A more recent and even more promising technique is the cantilever erection of bridges, with essentially the same static systems and structures, from prefabricated members. This procedure transfers most of the work into permanent well equipped workshops, and thus cuts the erection time proper to a minimum. Since the work in the shop is better organised and more easily supervised, a better quality of concrete can be obtained and a lot of material saved. The key factor of course is that no time is lost on the site in waiting for the concrete to harden.

A feasibility study that examined the potentialities of this method under current domestic conditions arrived at the following conclusions:

1. The prefabricated beam segments, their manufacture and the erection procedure must be standardised so as to serve for both road and railway bridges of various static systems (single- and multi-span frames, continuous beams, etc.), of various spans (from about 50 to 120 m), and of various widths.

2. The erection work on the site must not last longer than

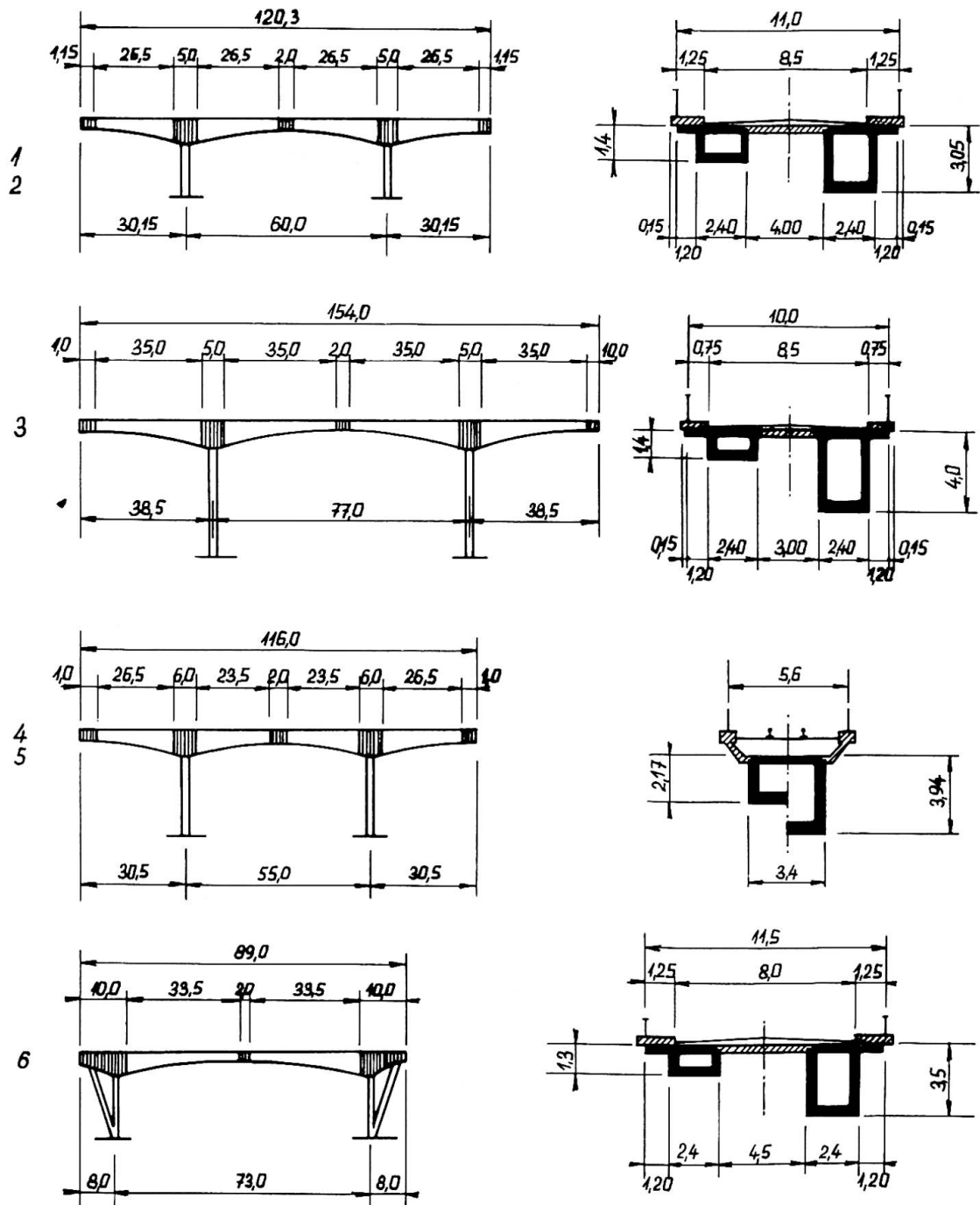


Fig. 1. Sketches of various types of the first bridges which have been erected by the new method.

a third of the time needed for the cantilever concreting of an equivalent monolithic structure.

3. In the cross section, the bridge must be composed of the least possible number of precast elements, preferably two or three only, so as to reduce the number of operations to be performed on site.

4. The prefab members for bridges of various spans and widths must all be made in the same standard steel moulds.

5. The weight of the individual members must at first be restricted, to 20 tons for road bridges and 35 for railway bridges, before further experience suggests some revision of these limits.

Some of the bridge types that have already been constructed in Czechoslovakia since 1964 on these lines are shown in Fig. 1.

Research and Technology

The practical work on sites was preceded by research (at the Research Institute for Civil Engineering in Bratislava, Czechoslovakia) dealing with following problems:

a) The state of stress resulting when the segments are assembled and prestressed were investigated on a 1 : 10 scale perspex model, where the deformations were measured by resistance

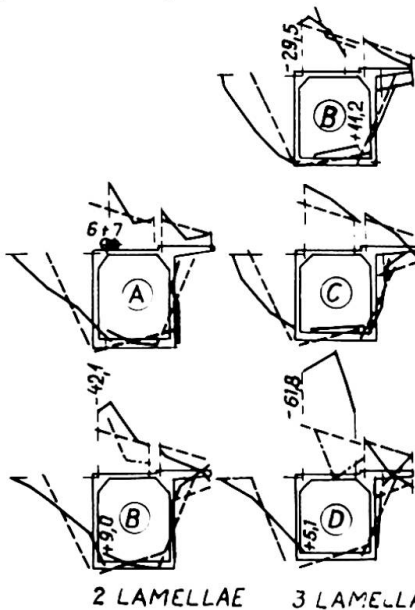


Fig. 2. Model investigation of stresses (---theory, —measurement); bottom: the first joint behind anchoring

strain gauges attached at 160 points (1). Some of the results are shown in Fig. 2. The concentration of stresses in the first segment which is attached by prestressing is much higher than is usually expected according to the beam theory. This makes due reinforcement in the top slab of the segment and high mortar quality in the joint necessary.

b) the range of vertical and horizontal deformations to be expected in separate, unconnected

cantilever arms during the erection, was examined on a 1 : 50 model as a guide for the design of the erection carriage-crane (1).

c) Trials were run with the grouting of 3 cm wide joints with a specially composed mortar, which permits prestressing just 16 to 18 hours after injection.

d) A production line was tried out for the manufacture of large precast box-section members in universal steel moulds.

e) The requisite performance and design details of the erection crane and other accessories were established.

f) The state of stresses and deflections in build-up structures were investigated on 52 girders, I-section, 5 m long, 0,5 m high, made either monolithic or composed of six elements each, prestressed by 4 cables of 12 ϕ 4,5 mm (quality 120 / 160) see Fig. 3. Following parameters have been investigated:

f_1 : various types of joints - made of concrete with a width of 3 and 8 cm, reinforced concrete (width 14 cm with overlapping loop reinforcement), or by gluing;

f_2 : effect of loading resulting in the maximum normal stress (type A, Fig. 3), the maximum shear stress (type C) and the combination of both (b);

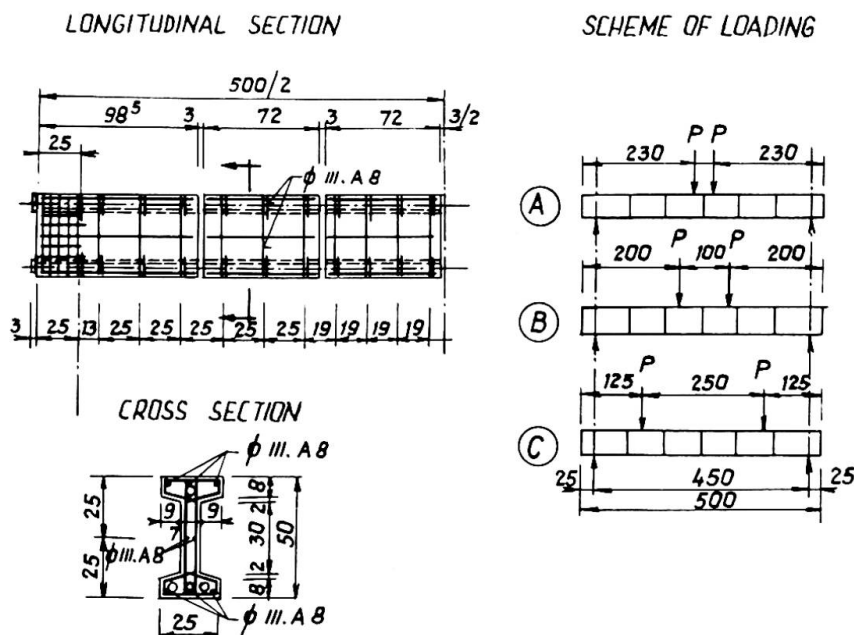


Fig. 3.
Prestressed
test girders
(I-cross section)

f_3 : amount and position of stirrup reinforcement - including skew stirrups;

f_4 : range and magnitude of pulsating forces - in value up to 100, 125, 150 %, ore more, of the permissible design load. The process of loading and some results of the tests of a repeatedly loaded I-cross section beam are shown in Fig. 4.

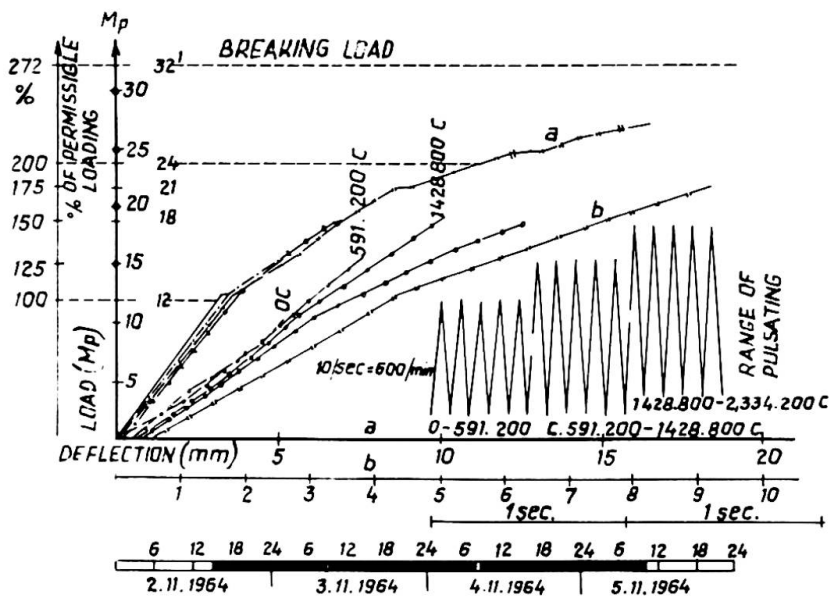


Fig. 4.
Test results - deflection and cracks - of one I-shaped girder subjected to pulsating forces.

In those tests the following values were determined: deflection (by means of dial deflectometers and electromagnetic recording indicators), normal stresses and deformations (resistance strain-gauge strips), shear and main stresses in the web of the beam (strain-gauge rosettes), stress in the stirrup reinforcement (resistance strain-gauge and mechanical dilatometers), cracks, their form and size during pulsating (conductive laquers and automatic registration equipment were used) etc. Table 1 shows how far the load bearing capacity of these build-up and composite structures falls behind that of monolithic ones. The monolithic beam had safety factors (i.e. ratios of breaking loads to working loads) around 2,7 to 2,9. The load-bearing capacities of all the other structures with different types of joints were lower, but were practically the same in glued girders as in those joints which have been filled with cement mortar or reinforced concrete. The

values attained in all cases depended more on the quality of the joint than on these types (2,3).

Load-bearing capacities of prestressed concrete
I-section beams Table 1

| Type of loading | Max. effect of | Breaking load of (1) | build-up beams |
|-----------------|----------------|--|------------------------------|
| | | 3 cm joints gaps (cement mortar) | 14 cm gaps (r.c. filling) |
| static | bending moment | 77 - 81 | 81 - 87 |
| | shear forces | 87 - 92 | 79 - 85 |
| repetitive | bending moment | 80 - 86 | 90 - 93 |
| | shear forces | 92 - 95 | 84 - 89 |

(1) in per cent of the values for corresponding monolithic beams.

Eight hollow box beams, 8 m long, composed of 9 segments each and prestressed by 4 cables, with joints filled with cement mortar or glued together, were tested dynamically with a big vibrator, changing frequencies and force. The different behaviour of beams, the durability of joints, the state of resonance and big amplitudes was observed; the glued joints proved as the best of all.

There is a very close interdependence between the method by which the segments are manufactured, the static and dynamic load-bearing capacities of the structures built up of them, and the way in which the bridge maintains its vertical alignment - both in the course of erection and in service.

Two different methods were found suitable for the manufacture of the segments: Either each segment can be made separately, e.g. in the upright position; this involves the use of joints wider than 2 cm, which must be filled in with concrete or reinforced concrete. Alternatively, a horizontal chain of segments can be produced by concreting each of them end-to-end onto the one before it, which yields either "dry" (unfilled) joints, or narrow gaps, some 2 mm across, for gluing with an epoxide- or polyester-resin based ce-

ment. The first of these methods is suitable for structures with haunched beams, the second for constant cross section with unchanging section heights, and for particularly fast erection jobs. Both methods can also be combined with each other, but at the price of special measures which increase the costs.

"Dry" joints require no subsequent filling; the individual segments are laid close to each other and can be prestressed immediately afterwards, regardless of weather conditions. This method is a real labour-saver, but rules out any vertical correction once the construction work has begun (e.g. to take up wrong inclinations at the point where a precast structure meets the monolithic springing). There is also the danger that water will infiltrate into the joint.

"Wet" joints 2 to 4 cm wide are filled with cement mortar, those 5 to 10 cm wide with concrete, wider ones with reinforced concrete, i.e. the reinforcement loops must project into the joint gap.

Joints that are glued with epoxide or polyester resins allow the prestressing cables to be tensioned after a mere one or two hours, provided the ambient temperature stays above 10° C.

The first series of bridges in Czechoslovakia employed separately made segments and wet joints; those in the road bridges were 3 cm wide and filled with cement mortar, those in the railway bridges 18 cm wide and filled with reinforced concrete. This technique was selected - without having in this time the results of the research program mentioned above - mainly on account of the previously existing designs, which envisaged beams of a variable height. Manufacture of segments chains in the horizontal position and using glued joints are principles of the renewed technology on sites in Czechoslovakia now.

The first bridge

The first bridge in Czechoslovakia built by the cantilevering of precast elements is a 10,5 m wide road bridge near Sirník in East Slovakia. Its main part has three spans of 30,15, 60,00 and

30,15 m, respectively. By its structural system, the three-span bridge is a frame with a hinge in the centre of the middle span, with two pairs of piers in the river, forming the columns of the frame. Its expansion bearings on the end supports are adapted to take up the tensile or thrust reactions too. The cross section of the bridge (Fig. 5) is made up of two box-section beams with outside cantilever brackets carrying the footwalks. The height of the beam varies from 1,40 to 3,05 m. The gap between the two beams is covered with ribbed r.c. panels, 4,40 m long and 2 m wide.

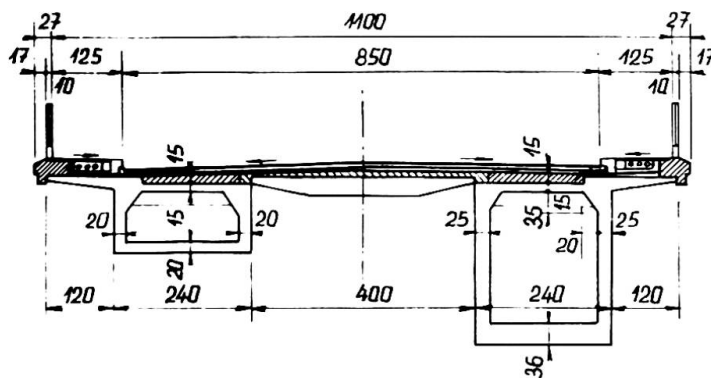


Fig. 5.
A cross section of
the Sirník bridge.

The upper slab of each beam is reinforced with up to 39 prestressing cables, laid into wide shallow channels which were subsequently filled with concrete mix. The cables are anchored at the faces of each beam segment, by embedding from below in the widened corner parts of the upper slab. Each cable consists of 24 7 mm in diameter, made of a special steel with a tensile strength of 140 and yield point of 100 kp/cm^2 . In places where the live load imposes positive bending moments on the structure, i.e. near the outer support and around the centre of the middle span, similar cables also reinforce the bottom slab of the box-section beams.

There are nine beam segments on each side of every pier, a total of 72 in the whole bridge. They are 3 m long or 2,50 m next to the piers, and were cast from grade 500 concrete mix. The 3 cm joints between them were filled with a special quick-setting mortar. The 2-m section in the centre of the middle span, which contains the hinge, is monolithic; it was concreted in situ from a suspended scaffolding. The river piers each consist of two co-

lums 2,20 m by 2,40 m in cross section and 6 to 8 m high; they are made of grade 250 reinforced concrete and thin precast r.c. lining boxes. The foundation slab rests on 38 hollow r.c. piles, 70 cm in diameter and 6 to 9 m high. The end supports of the bridge consist of r.c. columns and cushions, on piles 35 cm square in cross section.

The static system of the structure alters in the course of its erection. While the segments are being mounted, the system is statically determinate, consisting of symmetrical cantilevers fixed in the columns of the inner piers. Once the thrust bearing connect these T-shaped structures to the outer supports, we have two systems of frames with span of 30.15 m and with cantilever arms 29 m long. These arms are then loaded with the 2 m long monolithic centre section with the hinge; the result is a single continuous three-span frame with a hinge in the middle. The highest stress in the lower slabs of the beams is 165 kp/cm^2 , while the upper ones have a reserve of compressive strength that never falls below 13 kp/cm^2 . Calculation showed that in the five years after the bridge is completed, the vicinity of the middle hinge would settle by 91 mm - due to creep and shrinkage of concrete; the bridge was therefore given the same amount of extra lengthwise camber.

The heaviest of the segments weighed 18,5 tons each. All the prefabs were made in a separate open-air plant served by two 10-ton gantry cranes, where they were cast individually in the upright position - Fig. 6. Universal steel moulds were used. After

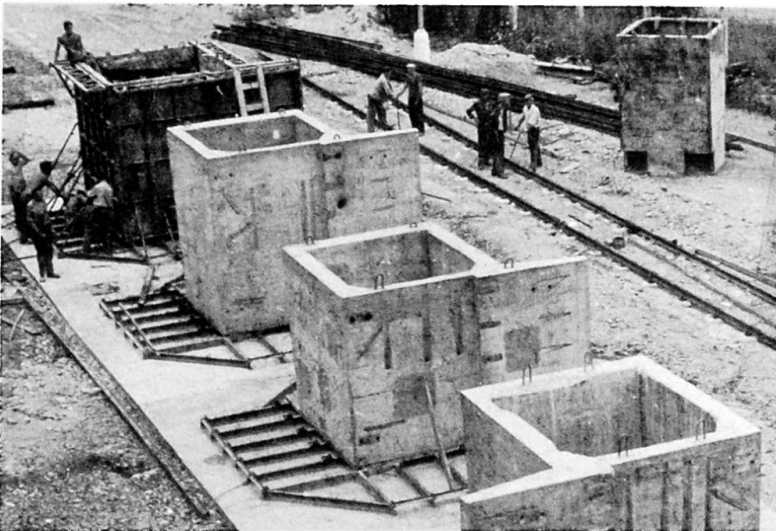


Fig. 6.
Beam segments on the
line.

three days the segments were lifted off their bases and taken to the open storage area, to wait the road journey to the site.

On the site, the segments were mounted by means of an erection carriage crane - Fig. 7 - designed for the use both road and rail-



Fig. 7. Half of the Sirník bridge shortly before its completion.

way bridges. It is essentially a chassis with a frame, overhanging it on all sides, which carries on overhead travelling crane with one - for road bridge - or two crabs - for railway bridge. The segments had been placed, the cables were prestressed, the roadway panels laid, the middle part concreted and the pavement finished.

The static behaviour of the bridge and its deformations were closely observed throughout the construction. Measurements covered the settling of foundations, vertical deflection of the pier heads, vertical and horizontal displacements of the structures (Fig. 8) of the cantilever end during all phases of the work, the stresses in the concrete, prestressed reinforcement; statical and dynamical testing of the finished structure before rendering to service confirmed the predicted behaviour as assumed.

Further examples

The massive saving of time and materials on this job - in comparison with cantilevering by casting in situ - led to the ap-

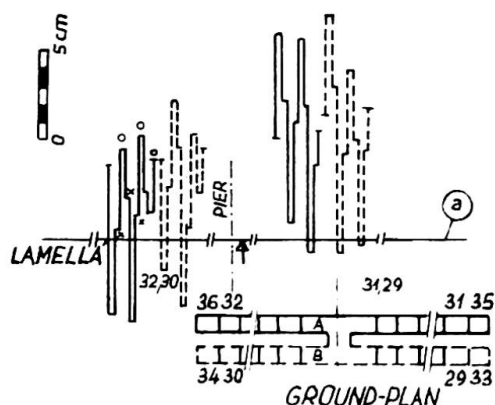


Fig. 8. How the ends of the cantilever arms deflected by mounting the segments 33 to 36.

entire load-bearing structure, consisting of 104 segments and 70 roadway panels, was erected in three winter months.

plication of the same technique to a number of other bridges.

The road bridge at Margecany - Fig. 9 - has the same dimensions and the same static system as the one near Sirník, except for the fact that the middle piers are higher.

The road bridge at Košické Hámre has three spans of 38,5, 77,0 and 38,5 m, respectively and has middle piers rising 34 m above the ground level. The entire

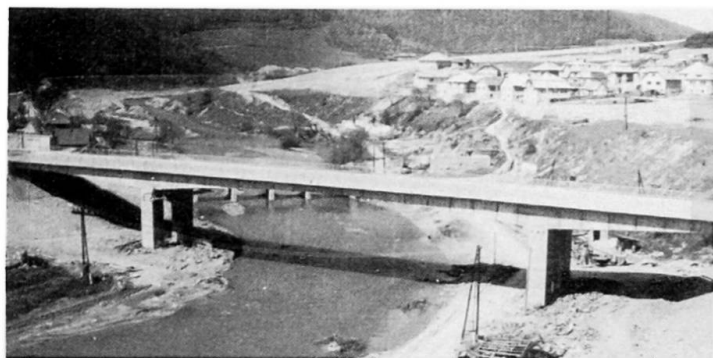


Fig. 9. The road bridge at Margecany.

of temporary supports 11,5 m from the frame columns. The two halves were joined in mid-span by in-situ concreting and prestressing.

The railway bridge at Margecany (Fig. 10) has three spans, of 30,5, 55,0 and 30,5 m, with beam depths from 3,94 m over the middle piers to 2,17 m in the middle, but with no hinge in the centre. The solid r.c. middle pier, 1,65 by 3,40 m in cross section, is 14,7 m high and stands on flat foundation. The segment, weighing up to 35 tons each, were manufactured in the same way as those for the road bridges. The erection work was done with the same carriage, using a modified wheel spacing, two crabs, and suspension ropes spaced to by-pass the plan outline of the cantilever arms. Reinforcement loops protruded into the 18-cm joint gaps, which were

The road bridge near Jaklovce is a frame with a single 73-m span as outlined at the bottom of Fig. 1, with overhanging ends and oblique tie members. It was erected from the end supports towards the centre, with the aid

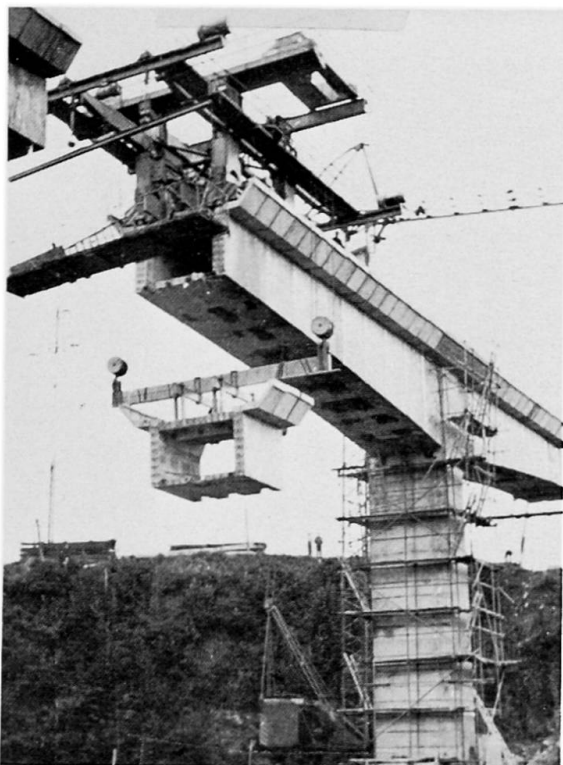


Fig. 10. Single-beam railway bridge at Margecany.

filled with a mix having a high initial strength and could be prestressed after 36 hours.

Although all these bridges were of a predominantly experimental character, the technical results and economies achieved are very favourable. This new method saved an average of about 4 % of the concrete, 10 % of the prestressed reinforcement and a full two thirds of the on-site erection time needed for the well-established and matured technique of cantilever in-site concreting. Some data of the speed of erection - by the first experimental bridges, using cement mortar joints - are shown

in Table 2. The introduction of modified manufacturing and erection processes by bridges, that are built in Czechoslovakia now, such as glued joints, new equipment for mounting of segments with weight till 60 tons, allows to build bridges with more than 120 m spans, with a speed of erection more than 45 linear meters a week, by further cuts of materials and costs.

Table 2: Weekly output by first bridges.

| Bridge | Middle span (m) | Weekly output | | | |
|------------------|--------------------|---------------------|------|---------------------------------|------|
| | | segments average | peak | l.meters of erection average | peak |
| Sirník | 60 | 2,95 | 5 | 8,50 | 11 |
| Margecany (road) | 60 | 3,43 | 7 | 11,45 | 18 |
| Košické Hámre | 77 | 4,70 | 8 | 12,50 | 18 |
| Margecany (rail) | 55 | 2,50 | 4 | 8,05 | 12 |

References:

- (1) Borovička, L.: Inženýrské stavby 1962, No. 11, pp. 489-493
- (2) Borovička, L. - Haas, J.: Report to the V.Cs. Conference on Prestressed Concrete, Bratislava, 1965, pp. 255-269
- (3) Borovička et al: Cantilever method of precast prestressed bridges (Report of VUIS Bratislava, 1966)

SUMMARY

Technological and economic studies for the new method of erection of precast prestressed cantilevered bridges in Czechoslovakia were judged. Designs were preceded by experimental and technological research, especially in examining the state of stresses and ultimate bearing ratio of precast prestressed structures composed of elements, under static and dynamic load. Manufacture of hollow segments and processes on sites - incl. the first railway bridge in the world built by this method - are described. Savings of materials and time are mentioned.

RÉSUMÉ

En Tchécoslovaquie, on a étudié la technologie et économie de la construction des ponts en encorbellement aux voussoirs préfabriqués. Les recherches profondes théoriques et technologiques, p.e. les tensions et la capacité portante des poutres expérimentales, composées des voussoirs, ont précédé les travaux de projets. La fabrication des voussoirs et l'assemblage aux chantiers des divers ponts - aussi du premier pont de chemin de fer dans le monde construit par cette méthode - sont décrits. L'économie de matériel et la vitesse des travaux sont mentionnées.

ZUSAMMENFASSUNG

Die technologische und ökonomische Anwendbarkeit des Brückenfreivorbaues mit Fertigteilen in der Tschechoslowakei wurde untersucht. Vor der Ausarbeitung der Projekte wurden verschiedene Fragen der Theorie und Technologie erforscht, insbesondere der Spannungszustand und die Tragfähigkeit der aus mehreren Fertigteilen zusammengesetzten Spannkonstruktionen. Die Herstellung der grossen kastenförmigen Lamellen und deren Montage auf Brückenbaustellen - inkl. der weltersten mit dieser Methode erstellten Eisenbahnbrücke - wird beschrieben. Einige Material- und Zeitersparnisse sind angegeben.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Constructions nouvelles des ponts collés, à membres minces en béton armé

Neue dünnwandige Stahlbetonbrücken mit Klebeverbindungen

New Reinforced Concrete Bridges Made of Glued Thin Elements

E. GUIBCHMAN

D.Sc. Titulaire de chaire des Ponts

Institut des Ponts et Chaussées de

Moscou, URSS

En URSS depuis longtemps on emploie des constructions des ponts en béton armé préfabriqué qui donnent la possibilité d'accélérer le bâtiment, d'industrialiser la fabrication et le montage des constructions.

Simultanément on fait des recherches continuelles de nouvelles solutions constructives qui permettraient d'utiliser plus efficacement les possibilités techniques du béton armé.

Un des moyens de perfectionnement des ponts en béton armé c'est un allègement fort de leurs éléments ce qui peut être atteint par l'utilisation du béton à haute résistance.

Les ciments modernes et les méthodes de la préparation des éléments en béton armé donnent la possibilité de mener leur résistance à 600-800 kg/cm², et à l'avenir proche d'une résistance surpassante de 1000 kg/cm². Une résistance pareille peut être atteinte plus facilement par la fabrication des membres minces en béton armé dans des usines.

L'utilisation des membres minces en béton armé de haute résistance pour les ponts, permet de modifier entièrement leurs formes constructives.

Les constructions nouvelles des ponts en béton armé, élaborées à l'école supérieure des Ponts et Chaussées à Moscou sont

faites des membres de l'épaisseur de 1-3 cm.

Ces membres sont réunis en sections compliqués et en construction complète par collage.

Les éléments qui forment la construction sont: des planches, des triangles, des éléments profilés, fabriqués en béton précontraint, en armociment ou en béton armé habituel.

On choisit la façon d'armer chaque élément, selon les conditions de son travail sous les charges.

Le béton des éléments minces doit être préparé avec du sable aux grains pas plus grands que 3 mm . La proportion du ciment et du sable est 1:1,6 - 1:1,8. La proportion de l'eau et du ciment est 0,35-0,4.

Le béton à petits grains a un module d'élasticité un peu moins, et le fluage un peu plus grand, que le béton usuel de la même résistance. Mais, grâce à la saturation forte par l'armature, le fluage réel des éléments minces arrive à être de peu d'importance.

Les pertes de tension de l'armature à cause du fluage dans les membres minces font 700-1000 kg/cm².

Les éléments minces sont armés par des armatures ordinaires ou pré-tendues de diamètre jusqu'à 5 mm, préférablement en profil périodique. Les éléments en armociment sont armés par quelques couches de filets fins.

Pour réunir les éléments minces on a choisit la glu, basée sur le goudron époxyde.

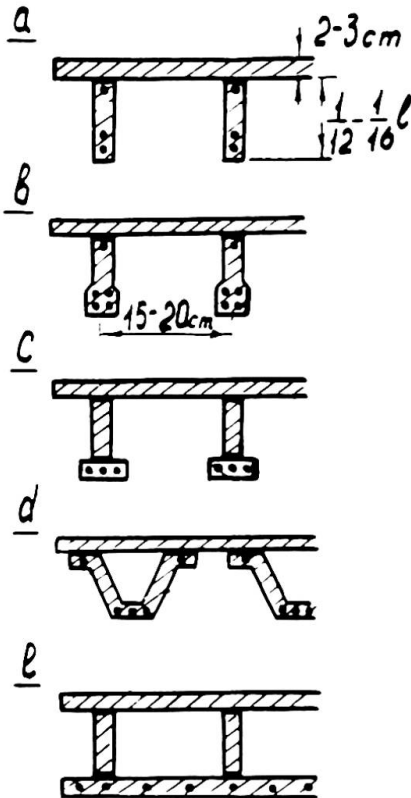
Les surfaces destinées à coller doivent être nettoyées, lavées par l'eau et dégrassées par l'acéthon.

Le collage doit être fait dans des conducteurs spéciaux qui assurent l'observation des dimensions du projet de la construction. Quand la glu est enduite on comprime les joints jusqu'à leur solidification.

Les constructions à membres minces sont proposées pour l'installation d'un tablier léger ou pour la construction entière du pont.

Le tablier en construction mince représente une dalle orthotropique, analogue à celles, employées dans les ponts métalliques.

La dalle supérieure horizontale peut être faite en armociment d'une épaisseur de 2,5-3 cm. Les nervures de la dalle de l'hauteur $1/12-1/16$ de leur travée doivent être installées sur la distance de 15-20 cm l'une de l'autre. Il est commode de fabriquer le tablier en tronçons de montage 1,5-3m de longueur. (Fig.1).



Les nervures doivent avoir une armature prétendue du côté inférieur

Une autre espèce de tablier peut être obtenue si les nervures seront faites en éléments d'armociment courbées par méthode de vibro-courbement. On peut employer aussi une construction du tablier en caisson fermé, composé de membres collés.

Le tablier en membres minces, mis sur les poutres en béton armé de construction ordinaire, doit être enserré dans la zone comprimée, par collage des nervures extrêmes du tablier aux surfaces latérales des poutres principales (Fig. 2, a).

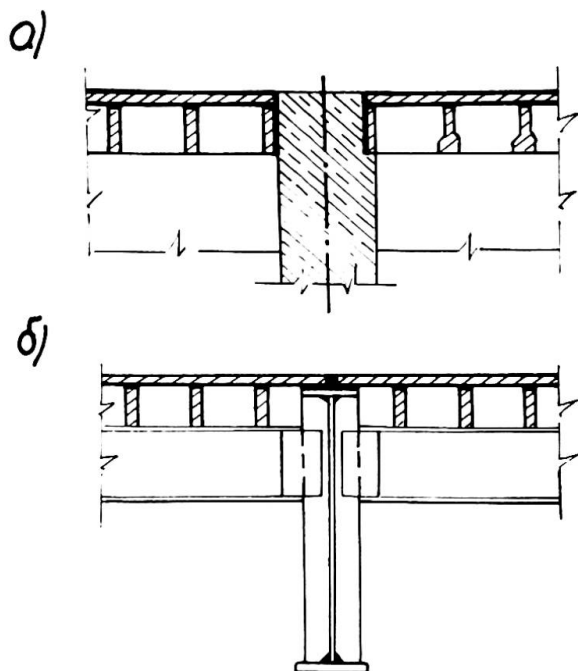
Le tablier en membres minces peut être appliqué aussi ensemble avec des poutres métalliques (Fig. 2, b)

Un propose aussi des dalles collées orthotropiques en béton armé pour des ponts à petites travées.

On pont-passerelle d'une construction pareille est bâti en 1965 à Moscou (Fig 3) Le pont a 4 travées de 11,5 m et une largeur de 3,45 m. Il est composé d'une dalle horizontale d'armociment d'épaisseur de 3 cm, et des nervures supportantes en armociment d'une hauteur de 60 cm. (Fig. 4)

En bas les éléments angulaires forment des canaux pour disposer l'armature pré-tendue.

Chaque travée est composée des trois tronçons, chacun 4 m de longueur. Les tronçons sont réunis par colle époxide avec



l'aide des dalles verticales-transversales, qui servent aussi de diaphragmes.

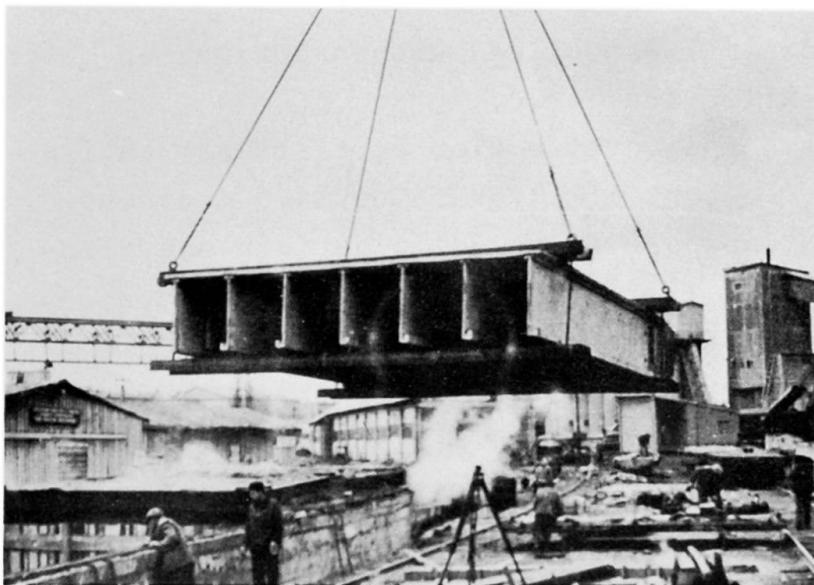
Dans une partie des travées on a appliqué une construction modifiée. Leur dalle supérieure a des renflements, formant des rainures pour le collage des nervures, munies d'une sailli angulaire pour la disposition de l'armature.

Pour des grandes travées on propose des constructions collées à membres minces en béton armé analoguées

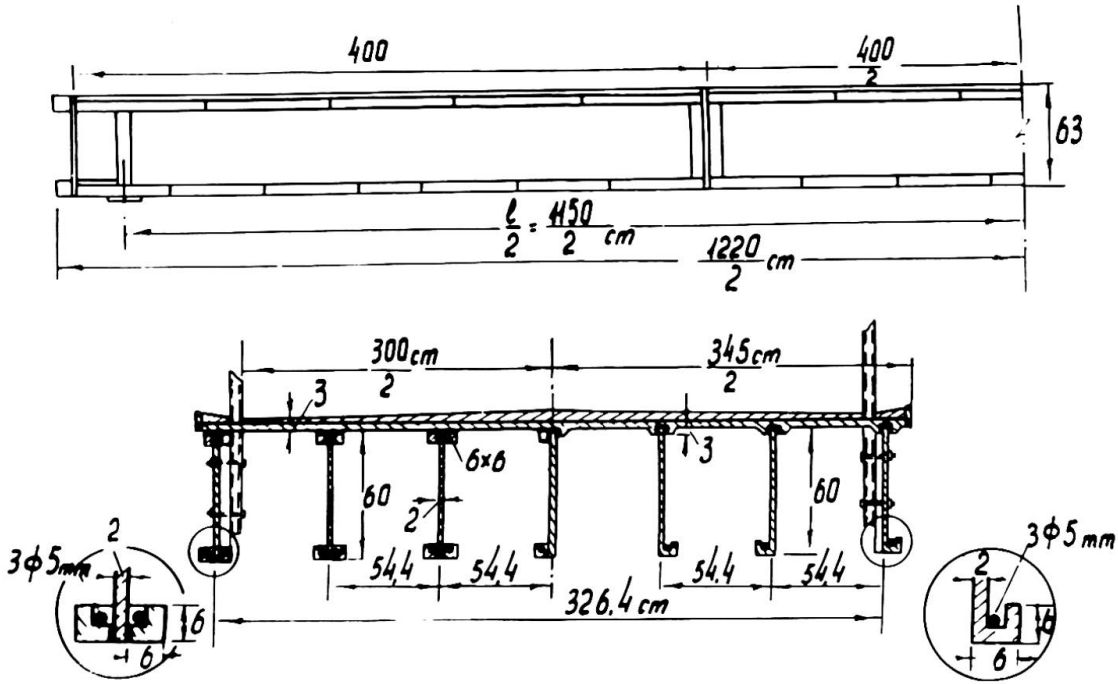
à celles de constructions métalliques, avec une armature prétendue. Cette armature doit être disposée dans des canaux spéciaux, remplis des mortier de ciment, après la contrainte de la construction.

Les élaborations des projets montrent qu'avec des tabliers pareils on peut surpasser des travées jusqu'à 40-60 m les poutres ayant $1/16-1/24$ de leur portée.

Une comparaison technique-économique a montrée, que le volume de béton pour cette construction est de 2,5-3 fois moindre que pour les ponts ordinaires.



Un diagramme montre, (Fig.5) en fonction de la portée (jusqu'à 40 m) le volume nécessaire du béton pour les ponts en construction usuelle, des ponts à dalle orthotropique en béton armé et des ponts entièrement de membres



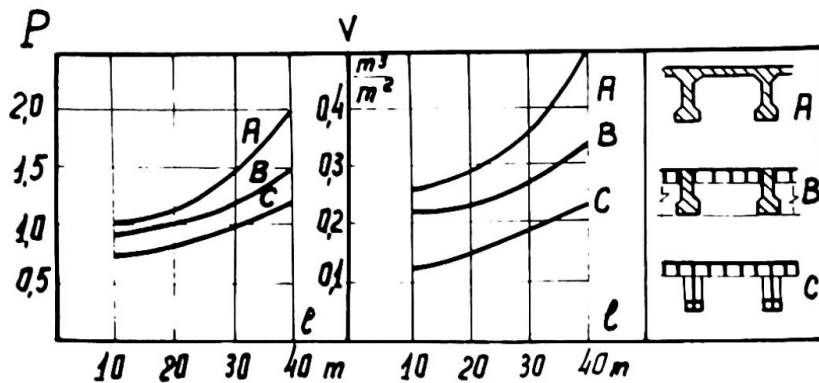
minces.

Une économie d'armature est aussi atteinte. La diminution du poids propre, en comparaison avec les ponts modernes en béton armé, diminue les frais de transport, et facilite le montage des constructions. La valeur des constructions proposées est de 25-40% moins que la valeur des ponts ordinaires modernes.

Des recherches expérimentales des jonctions collées de membres minces en béton armé ont montré une solidité suffisante ayant des bétons de durabilité de 600-900 kg/cm². Des poutres de différentes sections, une dalle orthotropique, et une grande quantité de modèles de différentes liaisons des éléments minces

en béton armé ont été éprouvés.

Comme résultat de ces recherches ont été établies la durabilité, la rigidité, les conditions de la formation des fissures, la dis-



tribution des tensions dans les joints et les poutres collées.

Les déplacements dans les liaisons collées sont insignifiants et influencent peu le travail des poutres. L'effort tranchant entre la membrure et l'âme verticale est près de 0.95 de celui d'une poutre monolithe analogue. La fléxion d'une poutre collée est de 30% plus que d'une poutre monolithe.

La capacité de la portance des modèles éprouvés, a montré une bonne coïncidence avec les données du calcul, et le caractère de la destruction était analogue à la destruction des poutres monolithes.

Les éprouves des modèles collés sous une charge répétée plusieurs fois, ont établies la limite de résistance de cisaillement des joints à 50 kg/cm^2 , ayant l'amplitude du cycle de la charge de 0,5.

Le fluage des joints collés est 1,6-2 fois moins que le fluage du béton à petits grains âgé d'un an.

Outre des recherches laboratoires on a aussi fait des éprouves des tabliers du pont-passerelle décrit plus haut, et d'un bloc de dalle orthotropique, posé dans une rue avec un trafic animé. Les résultats de ces éprouves sont satisfaisants.

Bien que les recherches n'aient pas entièrement révélées les qualités et les propriétés des solutions techniques proposés, mais ces recherches ont définies la possibilité du principe de la création des constructions des ponts en membres minces de béton armé avec des joints exécutés par des colles polymériques.

L'application de telles constructions doit ouvrir de larges perspectives et des possibilités dans la création des nouvelles formes efficaces des ponts-routes en béton armé.

RÉSUMÉ

Les nouvelles constructions des ponts collés de membres minces en béton armé sont proposées sur la base des recherches, élaborées à l'école supérieure des Ponts et Chaussées à Moscou.

Les éléments minces, qui forment la construction, sont fabriqués en béton précontraint, armociment ou béton armé habituel, et réunis par collage.

Les résultats des recherches laboratoires et des éprouves du pont-passerelle bâti en 1965 sont satisfaisants.

ZUSAMMENFASSUNG

Die neuen Konstruktionen von dünnwandigen verklebten Stahlbetonbrücken sind in der Moskauer Hochschule für Autobahnwesen ausgearbeitet worden.

Dünnwandige Elemente der Brückenträger werden aus vorge-spanntem Stahlbeton, Armozement, oder aus gewöhnlichem Stahlbeton mit Klebeverbindungen hergestellt.

Die durchgeführten Forschungen und Versuche einer im 1965 errichteten Fussgängerbrücke haben gute Erfolge gegeben.

SUMMARY

The new reinforced concrete bridges made of thin elements with glued connections are proposed in the results of research work carried out in the Moscow Automobile and Road Construction Institute.

Thin elements, which form the construction, are made of reinforced concrete, armozement, or usual reinforced concrete-glued together.

The results of laboratory experiments and tests of the pedestrian bridge built in 1965 are satisfactory.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IVa

Possibilités de réalisation d'un pont en arc en béton d'une portée de 320 m, composé d'éléments préfabriqués et assemblé en porte-à-faux prévu pour l'exécution du pont à Dubrovnik

Studien über die Erstellung einer Betonbogenbrücke von 320 m Spannweite aus vorfabrizierten Elementen, im Freivorbau zusammengesetzt, für eine Brücke in Dubrovnik

Designing a Concrete Arch Bridge (Span 320 m) with Prefabricated Elements Assembled in Cantilevered Construction, to be built in Dubrovnik

Prof. BRANKO ZEŽELJ, Ing.Civ.

Membre de l'académie des Sciences de Serbie
Président du Conseil Scientifique de l'Institut
d'Essais des Matériaux de Belgrade

1. Introduction

La préfabrication et le montage deviennent d'année en année de plus en plus l'impératif de tout progrès dans les constructions en béton pour n'importe quel genre d'ouvrages, y compris les ponts de plus grande portée. Toutefois, la construction de ponts en poutre est en plus grand progrès que celle de ponts en arc. Cependant, l'idée de la possibilité d'application de la préfabrication dans la construction de plus grands ponts en arc a trouvé en Yougoslavie un développement ultérieur, en s'appuyant sur l'expérience acquise au cours de la construction du pont en arc sur le Danube, près de Novi Sad, qui fût l'objet d'une communication que nous avons présentée à Stockholm (au Sixième Congrès - Rapport final page 342) et dont l'échafaudage en arc de béton (fig.1) de 108 m de portée a été composé d'éléments préfabriqués et montés en porte-à-faux à l'aide de suspentes obliques. En se tenant aux mêmes principes, l'auteur a élaboré un projet pour la construction d'un pont en arc à Dubrovnik, de 320 m de portée, dont l'exécution est en attente.

Quoique à première vue l'idée puisse sembler trop audacieuse, toutes les phases de l'exécution de ce projet nous semblent réelles et réalisables, le poids des éléments, les intensités des forces dans les suspentes et, en général, la complexité des opérations ne sortant pas du cadre des proportions habituelles. Au contraire, ce que le projet demande à titre d'investissements pour les grues et l'autre équipement n'est ni exagéré ni trop complexe. L'équipement est en majeure partie usuel et peut être utilisé aussi à d'autres travaux. Les investissements plus grands en acier pour les suspentes sont compensés par l'utilisation du même acier en majeure partie pour la précontrainte du tablier du pont même et pour d'autres ouvrages.

Ce qui nous rassure encore d'avantage dans notre conviction d'être sur la bonne route, c'est en premier lieu notre assurance d'ingénieur que les opérations envisagées ne cachent ni de quantités indéterminées ni de risques. A chaque instant le montage se développerait sous notre plein contrôle, en admettant des corrections sous la conduite la plus précise.

Comme nous allons le voir ci-après, l'application du procédé en porte-à-faux aux ponts en arc de cette nature est non seulement possible, mais aussi justifiée pour des raisons d'économie et réalisable dans la construction même de ponts de la plus grande portée.

Dans le présent rapport, nous n'avons pas traité les problèmes de la construction du pont même, mais nous avons exposé seulement l'idée réalisée dans la partie du projet se rapportant à l'exécution de l'arc et nous espérons que cela aura de l'intérêt pour le Congrès.

2. Construction du pont

Le pont enjambe le bras de la mer devant l'embouchure de la rivière de Dubrovnik. C'est un pont-route d'une longueur totale de 490 m (fig.2), comportant un arc de 320 m de portée et une flèche de 40 m. La largeur du tablier est de 12,30 m, avec une chaussée de 9 m et des trottoirs de 2 x 1,50 m.

Les bords sont composés de calcaire d'une compacité non tout à fait parfaite. Le fond du lit rocheux descend obliquement aux profondeurs de plus en plus grandes. Il est couvert d'une couche d'alluvion inerte. La profondeur d'eau dépasse 30 m.

La grande portée de l'arc a imposé le choix d'une construction aussi légère que possible pour le tablier et pour les poteaux. La construction du tablier est en forme de caisson, muni de poutres dans les deux directions. Le tablier est préfabriqué en pièces de 20 x 10 m ayant un poids de 160 t. Les poutres longitudinales en béton précontraint sont continues. Après leur mise sur les poteaux on réalise leur continuité.

Les charges horizontales sont reprises par le tablier, conçu comme une poutre d'une portée de 200 m, posée horizontalement et précontrainte, ayant une section en caisson, et encadrée en deux endroits: au milieu de l'arc et dans les culées respectivement dans les bords rocheux. A une distance de 40 m des culées, le tablier est pourvu d'articulations.

Les poteaux ne reprennent pas les charges horizontales. Ils sont d'une section circulaire et leur épaisseur dépend de leur longueur qui atteint au maximum 35 m à un diamètre de maximum 1,10 m. Ils sont préfabriqués en une pièce de 80 t.

L'arc est encadré, avec surbaissement de 1:8, sa section, en forme de caisson, est d'une hauteur variable allant de 5.00 m à la clef jusqu'à 3,80 m aux naissances. Sa largeur est de 10 m, sauf dans la zone des naissances où elle augmente à 14 m. L'épaisseur des dalles supérieure et inférieure varie de 35 à 60 cm. Les voiles longitudinaux ont une épaisseur constante de 25 cm. Dans la partie des naissances on forme graduellement encore deux voiles longitudinaux. La tension maximum à l'angle de la section transversale de l'arc est de 180 kg/cm². La sécurité contre le flambement de l'arc atteint: dans le plan de la construction $n = 15$, et perpendiculairement $n = 23$.

Les parties de l'arc aux naissances sont bétonnées sur place dans une longueur de 45 m. La partie centrale est préfabriquée et montée par le procédé en porte-à-faux. Au cours du montage la partie de 242 m de l'arc s'appuie sur des articulations provisoires. Après l'assemblage, l'arc est laissé ouvert pendant un certain temps sous l'action de vérins hydrauliques.

3. Procédé d'exécution

Il est difficile de prévoir la portée maximum jusqu'à laquelle on peut appliquer le procédé en porte-à-faux. La forme de l'arc, la composition et la nature du sol, ainsi que d'autres conditions y jouent un grand rôle. Du point de vue de la technique, il est possible de réaliser dans les suspentes chaque valeur de la précontrainte, mais il est raisonnable de se limiter à une valeur appropriée. Etant donné que les dimensions de ce pont battent le record, il fallait diminuer la valeur des forces dans les suspentes. Plusieurs solutions ont été essayées en changeant la position et la hauteur de la palée, de même que les pentes et les emplacements des ancrages des suspentes.

La solution choisie (fig.3) prévoit que les palées soient placées dans le lit pour diminuer la portée de la partie préfabriquée de l'arc, en y tenant à réduire au minimum les dépenses de fondation, des palées et des suspentes obliques.

Les parties de l'arc entre les culées et les palées sont bétonnées sur place, sur un échafaudage composé de poutres en acier, utilisées plusieurs fois d'un et de l'autre côté. Un poteau en béton, placé dans l'axe de la palée mais séparé d'elle, soutient cette partie initiale de l'arc à l'aide de vérins hydrauliques. Aux extrémités de cette partie de l'arc, à l'intérieur de la section, on forme des appuis articulés provisoires en acier qui s'appuient sur l'arc à l'aide de vérins plats hydrauliques. Les murs obliques de ces appuis se composent des mêmes poutres qui ont servi d'échafaudage pour le bétonnage de l'arc et elles restent en fonction jusqu'à la terminaison de l'arc.

La partie de l'arc, à partir de ces articulations jusqu'à la clef, est réalisée en éléments préfabriqués, montés en porte-à-faux et accrochés aux suspentes qui s'appuient sur les palées en béton.

Les suspentes extérieures - contre-suspentes - sont ancrées fixement dans les culées et elles sont mises en place en même temps. Elles sont composées de torons, ayant la capacité d'une charge de service de 210 t, qui, au sommet des palées sont fournis de fuseaux en acier pour régler les forces en eux. Progressivement et synchroniquement avec l'augmentation des forces dues à l'accrochage de l'arc au cours du montage, on effectue la mise en tension ou le relâchement des contre-suspentes.

Les suspentes intérieures (fig.4) ont des fonctions plus complexes: les suspentes principales sont prévues pour chaque troisième section, correspondant à 21 m de l'arc. Cependant, après le montage mais avant la pose de l'élément suivant, il est nécessaire de soutenir par la suspente chaque section de la longueur d'environ 7 m et d'un poids d'au plus près 220 t. Pour cela on utilise des suspentes auxiliaires. Dès qu'une suspente principale est posée, on enlève les suspentes auxiliaires que l'on avance pour en faire usage dans la nouvelle phase composée de trois sections. Les suspentes auxiliaires se composent de torons d'une charge de service de 70 t et elles sont d'une longueur suffisante à pouvoir atteindre les dernières sections à la clef

de l'arc. Elles sont pourvues de fuseaux au sommet de la palée. Quand une section de la longueur de 7 m est mise en place et les joints sont terminés, on enfile les suspentes auxiliaires par les trous prévu du côté supérieur de l'élément et on bloque les cônes d'ancrage du côté inférieur. La mise en tension et le relâchement des suspentes auxiliaires s'effectue à l'aide de fuseaux du sommet de la palée.

Après le montage de la troisième section d'une phase, on la soutient de chaque côté par les suspentes principales qui se composent de deux ou trois torons d'une charge de service de 210 t. La mise en tension s'effectue à l'aide du fuseaux au sommet de la palée, tandis que chaque toron a un ancrage fixe à l'extrémité inférieure.

Dans le sens transversal chaque section est composée de 3 éléments d'une largeur égale. Les jonctions sont prévues aux axes des voiles longitudinaux intermédiaire, de sorte que, lors de la préfabrication, chaque élément a des voiles longitudinaux d'une épaisseur de 12 cm. Au cours du montage, on forme entre les voiles longitudinaux des joints de 2 cm, remplis par du mortier au ciment, puis précontraints avec des cables passant dans les dalles supérieure et inférieure, ainsi que dans les voiles transversaux. De cette manière on obtient un ensemble solide de trois éléments préfabriqués.

Les joints de montage dans le sens transversal sont prévus aux axes des voiles transversaux. Chaque élément préfabriqué comprend une demi-épaisseur du voile transversal, c'est-à-dire 12 cm. Les joints de 1 cm sont remplis par une émulsion colloïdale en ciment.

Au cours du montage, les éléments préfabriqués sont posés à leur place d'une manière précise à l'aide de boulons coniques et fixés par des vis passant à travers des cornières, auxquelles l'armature longitudinale inférieure est soudée, présentant en même temps sa connexion. Les joints de l'armature longitudinale supérieure sont effectués par soudure.

Les éléments sont bétonnés sur les bords et sur les plateaux de travail au niveau de la chaussée, sous une grue portique. Les éléments de l'arc sont bétonnés d'une façon continue, c'est-à-dire qu'au cours du bétonnage la section suivante s'appuie sur la section précédente en même temps dans toute la largeur de l'arc. Les jonctions des voiles transversaux et longitudinaux sont contreplaqués (10 et 20 mm). Les éléments du poids de 70 à 80 t sont transportés par des chariots sur rails jusqu'à la palée, où ils sont repris par une grue qui les fait descendre au niveau de l'arc et les pose sur un autre chariot, tiré par des cordes sur rails le long de l'axe de l'arc. Graduellement avec l'avancement du montage, une autre grue se déplace au bout de la partie de l'arc déjà montée. Cette grue est du type derrick double, ayant une capacité de 40 t à chaque flèche. Chaque élément est transporté jusqu'au bout le long de l'axe de l'arc, où il est repris par les derricks et porté à sa place définitive.

Au montage des derniers éléments à la clef, leurs poids fait naître des forces importantes aux suspentes, à la palée et aux contre-suspentes. De ce fait l'ordre de montage de la dernière phase à la clef est changé. En partant du bout de la phase avant-dernière, il faut monter d'abord les éléments médians en utilisant au cours de cette opération seulement les suspentes auxiliaires. Dès que le contact des deux parties à la clef est établi

par leur milieu seulement, on pose immédiatement les vérins hydrauliques en appliquant les forces horizontales. Ce n'est qu'alors que l'on procède au montage des éléments latéraux. Les joints longitudinaux ne sont remplis qu'après l'application de la force horizontale aussi dans les éléments latéraux. Quand les déformations s'égalisent, on renferme les derniers joints longitudinaux par la précontrainte transversale.

L'application des forces horizontales à la clef est liée au réglage des forces dans les suspentes et dans les contre-suspentes. A chaque phase d'augmentation de la force à la clef, il faut vérifier la ligne de pression et l'état des tensions dans l'arc.

Après la fin du montage et après l'application des forces horizontales, il est possible de régler au besoin encore une fois quelque peu la position des appuis provisoires à proximité des palées. Ceci peut se faire à l'aide de vérins hydrauliques, appuyés sur le poteau et par l'action des suspentes sur les palées. La position des articulations une fois réglée, on procède à la soudure de l'armature, puis on bétonne les joints, après quoi on démonte les articulations.

L'arc achevé reste ouvert encore pendant un certain temps, soutenu par les vérins hydrauliques à la clef pour éliminer autant que possible les influences dues au retrait et au fluage.

La sûreté de la conduite précise du montage est sans doute une question très délicate qui exige qu'on prévoit dans le projet la possibilité de régler et de corriger à temps la position de chaque élément séparément, ainsi que de l'arc dans son ensemble. La position exacte du niveau des éléments en contact à la clef peut être réalisée sans difficultés par le raccourcissement ou le prolongement des contre-suspentes; dès le commencement du montage il faut suivre et ajuster la coïncidence de l'axe de l'arc dans le plan horizontal. Cela est possible à réaliser parce que les articulations provisoires s'appuient sur l'arc par l'intermédiaire d'un nombre de vérins plats. Le commencement même du montage est essentiel pour établir la direction exacte. En ce qui concerne les éléments, on peut régler leur position réciproque en utilisant les jonctions entre eux. C'est la position de l'élément médian qu'il faut régler d'abord exactement et en correspondance avec celle-ci on arrange les éléments à côté. Au cours du montage, deux plaques supplémentaires en béton d'environ 140 x 140 x 10 mm sont insérées en bas entre les éléments pour transmettre la pression. En variant l'épaisseur des plaques et en ajustant les joints au moyen de vis il est possible de régler la position de chaque élément avec précision. La stabilité de l'ensemble de ce dispositif de suspension est assuré par le coefficient $n = 1,7$.

4. Construction des palées

Les palées sont en forme d'un portique en béton armé de la section de 180 x 200 cm, la hauteur étant de 49 m jusqu'au niveau de la chaussée et de 28 m au-dessus de la chaussée. Les poteaux sont reliés par deux poutres transversales au niveau de la chaussée et à leur sommet. La charge maximum verticale, dues aux suspentes, est de 4.300 t. La tension maximum dans le béton est de 130 kg/cm². Les poutres transversales au niveau de la chaussée sont liées à la construction du pont, tandis que les poteaux sont séparés d'elle. Les poteaux ont une section réduite au niveau de la chaussée, de sorte que la partie supérieure de la palée se comporte comme une pendule. La fondation est prévue sur une roche calcaire.

5. Exécution des poteaux et du tablier

Les poteaux sont bétonnés sur le terrain, en position horizontale, tout près de leur place définitive. Le montage des poteaux s'effectue avec les derricks, soulevés du terrain sur un échafaudage provisoire.

Le tablier - sans trottoirs - est préfabriqué en une pièce de 20 x 10 m et précontraint sur le plateau de travail. Cette pièce de 160 t est montée sur les poteaux à l'aide d'un treillis qui s'appuie sur les poteaux mêmes. La continuité du tablier est réalisée ultérieurement par la précontrainte.

L'exécution de la partie du tablier jusqu'à la palée est réalisée avant le montage de l'arc. Le reste du tablier est achevé de la même manière dès que l'arc est serré à la clef.

6. Avantage économique du procédé

Préalablement le projet a été élaboré en variante d'exécution de l'arc sur un échafaudage fixe. L'analyse des deux variantes nous a permis de comparer l'effet économique des procédés appliqués.

L'échafaudage se composait de trois arcs en béton préfabriqués, appuyés sur deux piles, fondées sur des pieux Benoto. Ils n'avaient à porter que 40% du poids total de l'arc et se distinguaient par leur économie. Néanmoins le coût de l'échafaudage, par rapport au coût total du pont s'élevait à 32% - sans compter le prix du coffrage.

Par le procédé en porte-à-faux on réalise une économie assez sensible. Le remplacement de l'échafaudage (32%) n'exige que 25% du coût total du pont, y compris l'équipement complet et l'appareillage nécessaire: rails, chariots, grues, etc. Une partie considérable de ces investissements peut être utilisée ailleurs.

Ces données prouvent que la construction en porte-à-faux est justifiée aussi pour des ponts en arc de plus grandes portées.



Fig. 1

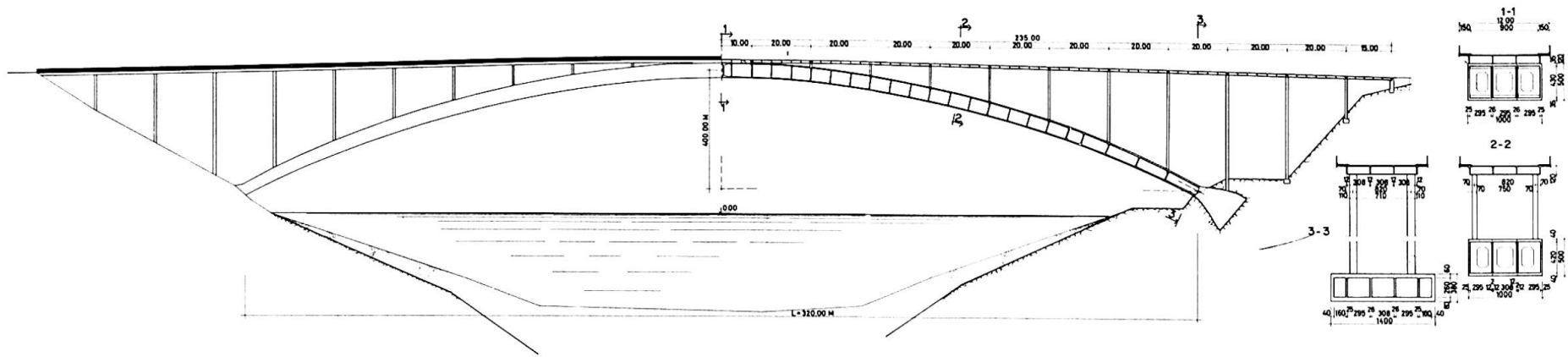


Fig. 2

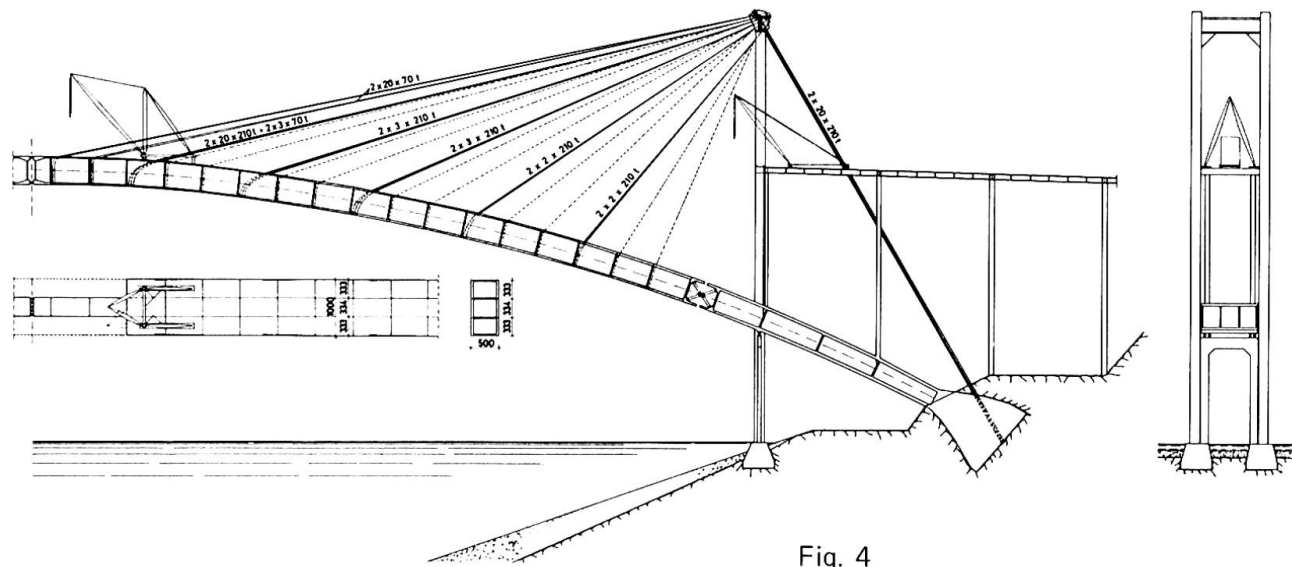


Fig. 4

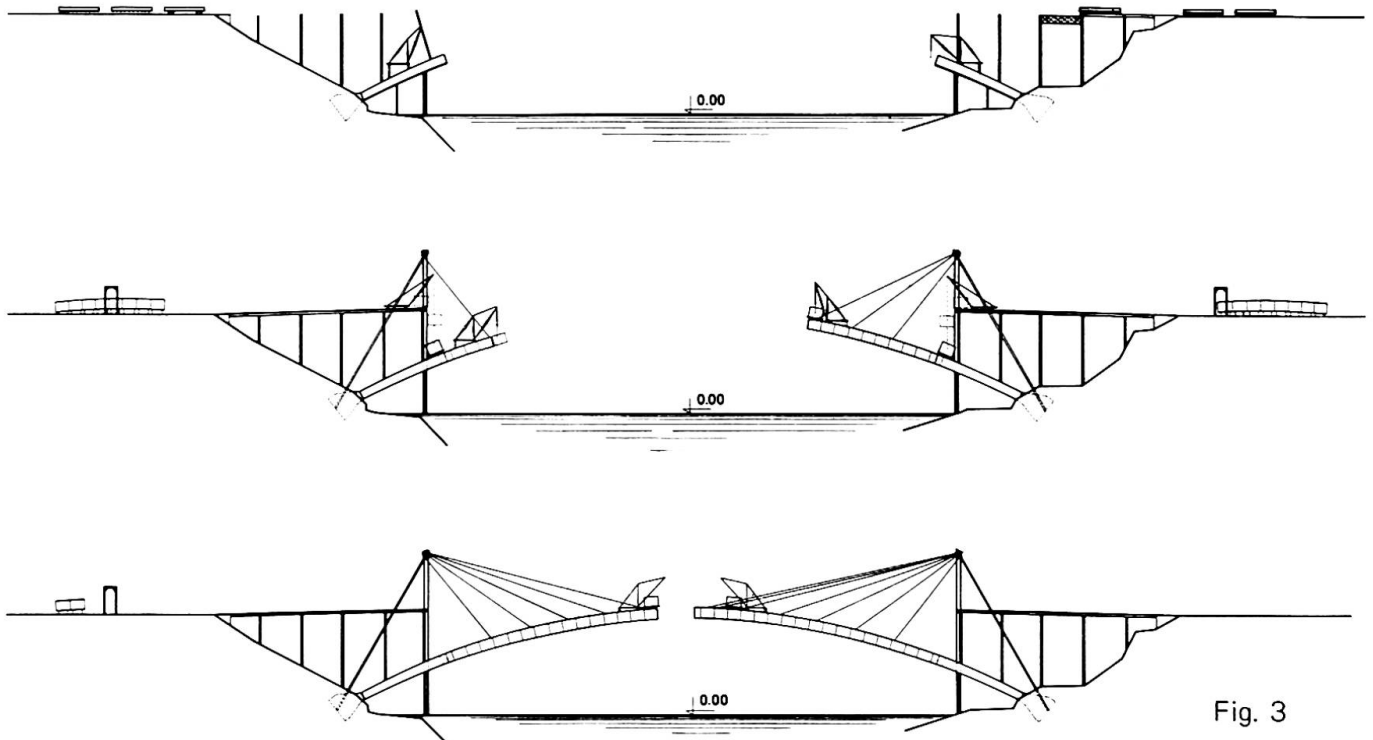


Fig. 3

RÉSUMÉ

On expose l'idée de la construction d'un pont-en-arc en béton d'une portée de 320 m. La partie moyenne (242 m) se compose d'éléments préfabriqués aux bords au niveau de la chaussée. Les éléments de cca. 80 t sont divisés par des joints longitudinaux et transversaux. Après transport sur chaussée et arc, ils sont mis en place par une grue derrick, fixés d'abord par des boulons et puis accrochés aux pylônes de béton par des suspentes. A la clef on monte d'abord les éléments médians. Au cours du montage les parties suspendues s'appuient sur des articulations provisoires en acier.

ZUSAMMENFASSUNG

Erläutert wird der Bau einer 320 m Bogenbrücke aus Beton. Der mittlere Teil von 242 m besteht aus Elementen, die am Ufer auf der Höhe der Fahrbahn vorgefertigt werden. Sie werden durch Längs- und Quertrennungen getrennt. Nach der Ueberführung über die Fahrbahn und den Bogen werden sie mit einem Derrick-Kran auf ihren Platz gebracht, zuerst mit Bolzen befestigt und dann mit Spanngliedern an den Betonpylonen aufgehängt. Am Scheitel werden zuerst die mittleren Elemente montiert. Die aufgehängten Teile stützen sich während der Montage auf provisorischen Stahlgelenken.

SUMMARY

The idea of the construction of a 320 m span arch bridge in concrete is presented. The 242 m middle part is composed of elements precast on the river banks at the carriageway level. The elements (of about 80 t) are separated by longitudinal and transversal joints. Hauled on the carriageway and the arch, they are lowered to their platform by a derrick crane and fixed by bolts and attached to concrete towers by slings. Near the crown the middle part is mounted first. In assembling the suspended parts lean against provisional steel joints.

Etude expérimentale d'un nouveau type de pont suspendu

Untersuchungen an einem neuen Hängebrückentyp

Experimental Model Tests for Design of a New Type of Suspension Bridge

MARIA EMILIA CAMPOS E MATOS

Mozambique

1 - INTRODUCTION

La structure du pont sur le Zambèze, à Tête, correspond à une nouvelle conception de pont suspendu, dont son auteur, le Professeur Edgar Cardoso, définit le fonctionnement en le synthétisant selon les considérations suivantes:

"De ce que l'on connaît du fonctionnement structural des ponts suspendus, des détails de leurs éléments constitutifs et des procédés d'exécution et, d'un autre côté, de l'avance de la technique du précontraint au cours des dernières années, on est arrivé à concevoir une structure entièrement auto et précontrainte, formée par un ensemble de câbles tendus, constituant une succession de mailles triangulaires, tétraédriques ou pyramidales interreliées. De cette interliaison résulte une espèce de poutre "spatiale" continue, que l'on peut dire exclusivement formée de câbles tendus à l'exception des poutres transversales d'appui du tablier, et qui est pratiquement insensible aux variations terminales, relativement aux efforts dans les tirants de suspension, donc apte à supporter les sollicitations de travail et du vent."

A la faveur de circonstances favorables, est en construction au Mozambique, pour la première fois, un pont de ce genre; innovation technique, autant par la façon dont sont utilisés les câbles de rigidité précontraints qui substituent les poutres de rigidité des ponts suspendus conventionnels, que par le système de contreventement transversal imaginé.

Le pont est implanté sur la Route Nationale de Tête au Nyasaland, sa culée de rive droite jouxtant la Forteresse de la ville.

Le pont traverse les 720 mètres de largeur du fleuve, avec ses trois travées centrales de 180 mètres et deux latérales de 90 mètres. La largeur totale du pont est de 11,20 mètres, avec une chaussée de 7,20 mètres et deux trottoirs latéraux de 2 mètres chaque.

La structure n'a pas, comme les ponts suspendus classiques, des poutres longitudinales de rigidité. Ces poutres sont remplacées par deux câbles précontraints qui suivent une courbe rasante, parallèle à la route. Ces câbles de rigidité, avec la série des

tirants de suspension et les câbles funiculaires, constituent dans leur ensemble une structure triangulée tendue, qui permet de donner au pont un travail mixte de poutre continue et de pont suspendu.

A l'exception des câbles, toute la structure est en béton, le tablier étant en précontraint et les tours et attaches en béton armé.

Le tablier est constitué de tronçons indépendants, de 10 mètres de long, appuyés sur les poutres transversales avec libre dilatation, à l'exception de deux de leurs points situés selon une diagonale pour que les tronçons du tablier fonctionnent de "diagonales", les poutres transversales de "montants" et les câbles précontraints de "ailes". Les tronçons du tablier sont formés d'une série de poutres longitudinales précontraintes, reliées transversalement par la dalle et par des traverses fluctuantes.

Les quatre tours sont en béton armé, chacune constituée par deux colonnes reliées à leur partie supérieure par un système de contreventement transversal. Au-dessous du tablier, les deux colonnes de chaque tour prennent appui sur base commune, appuyée à son tour sur des cylindres de fondation, descendus par "havage".

Les culées sont également en béton armé, formant une espèce de caissons contreventés intérieurement. Les diagonales de traction sont en béton précontraint.

Le présent rapport a trait à certaines études expérimentales faites au Laboratoire d'Essais de Matériaux et de Mécanique du Sol, de Mozambique, sur un modèle du pont à l'échelle 1:50, soit d'une longueur totale de 14,40 mètres.

2 - DIMENSIONNEMENT DU MODÈLE

Pour fixer l'échelle du modèle, nous avons voulu que les éléments structuraux aient des dimensions suffisantes pour pouvoir représenter avec exactitude les éléments correspondants du prototype et que l'on puisse utiliser comme câbles des fils d'acier ayant des propriétés mécaniques identiques à celles des aciers des câbles réels.

Le modèle du pont, à l'échelle 1:50, a trois portées centrales de 3,60 mètres chacune et deux portées extrêmes, chacune de 1,80 mètre. La largeur du tablier, entre les tirants de suspension est de 22,4 centimètres. Les tours centrales mesurent au-dessus de leur base 69,7 centimètres et les tours latérales 65,7 centimètres. La hauteur de toutes les tours, au-dessus du tablier, est de 59,2 centimètres.

Nous avons déterminé les valeurs des forces des différents systèmes de sollicitation de façon que les tensions développées dans les câbles funiculaires, tirants de suspension et câbles précontraints du modèle, soient égales aux tensions produites dans les mêmes éléments de la structure réelle par les sollicitations correspondantes. Procédant ainsi, nous avons maintenu les conditions de similitude mécanique du modèle et du prototype, même pour des déformations du même ordre de grandeur que celles qui se produisent dans les ponts suspendus conventionnels.

Dans la figure 1 on présente le dimensionnement du modèle.

- **TABLIER** - Le tablier du pont est constitué par des tronçons de béton précontraint de 10 mètres de long, appuyés sur des poutres métalliques et fixés à celles-ci selon une diagonale, de manière à permettre la libre dilatation du pont dans la direction transversale sans perte de stabilité structurale. Dans le modèle, les poutres transversales ont été représentées par des pièces d'acier

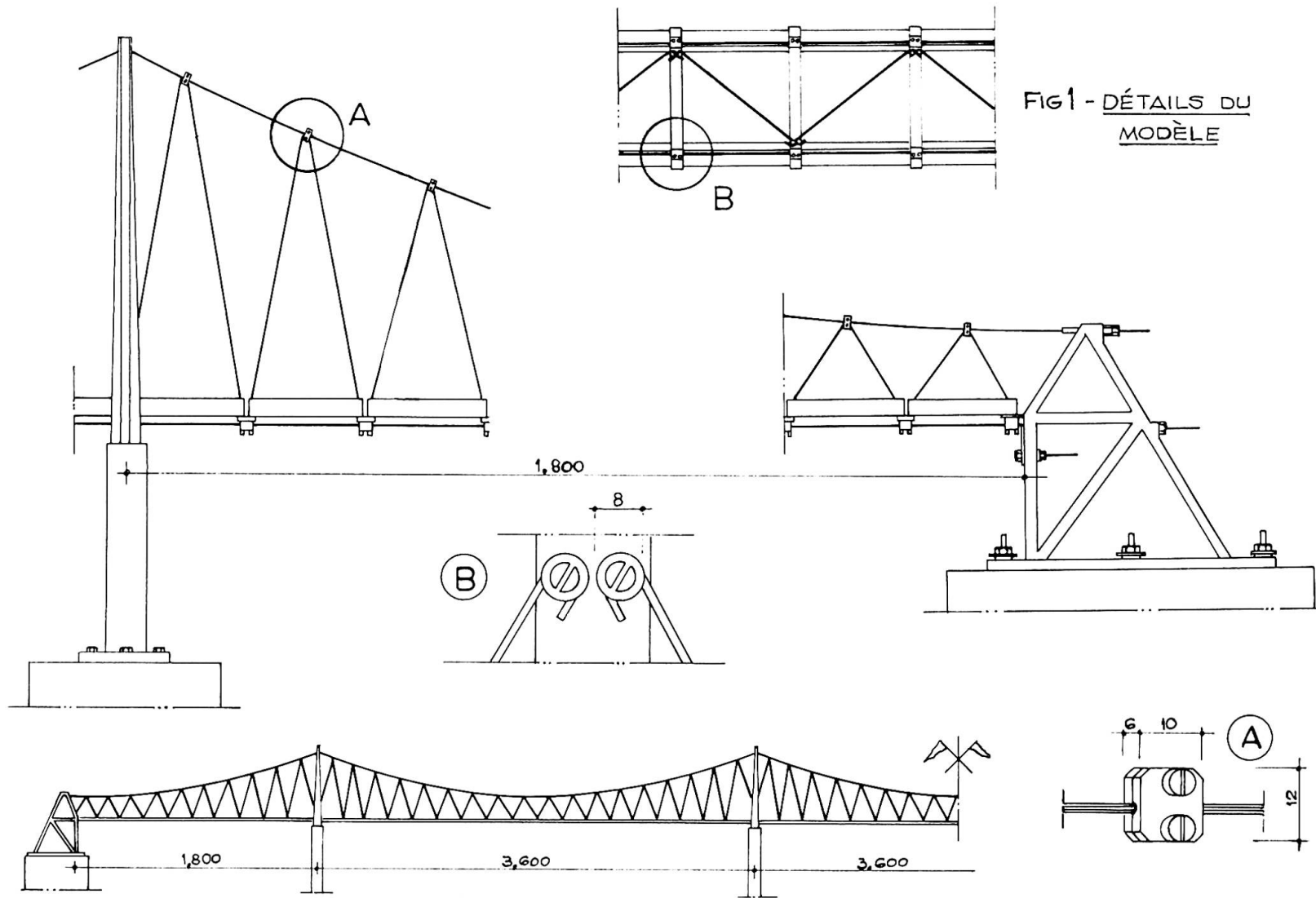
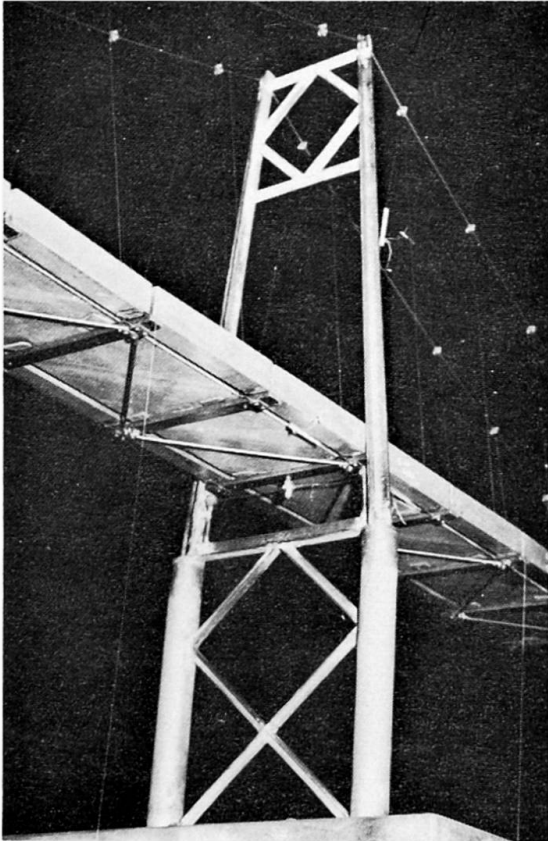


FIG1 - DÉTAILS DU
MODÈLE



à l'échelle choisie, et le tablier a été remplacé par des crochets d'acier qui les relient sur des diagonales consécutives. Les poutres transversales sont pourvues de dispositifs d'amarrage étudiés en vue d'assurer, sous la face inférieure, l'attache des câbles de rigidité et, sur la face supérieure, celle des tirants obliques de suspension.

- CABLES FUNICULAIRES, TIRANTS DE SUSPENSION ET CABLES DE RIGIDITÉ - Tous les câbles furent représentés dans le modèle par des fils d'acier spécial, de diamètre convenable.

L'attache des câbles funiculaires et des tirants obliques de suspension fut l'objet de soins particuliers, afin de garantir que les systèmes triangulaires du modèle soient parfaitement semblables à ceux du pont, lorsqu'ils sont sollicités dans les mêmes conditions. Comme avant le montage des câbles leur propre poids

n'agissait pas, il fallut leur donner des longueurs telles que, après qu'ils supportent le tablier et les charges correspondantes à leur propre poids, ils définissent exactement la géométrie du système du projet, ce qui a été vérifié après avec grande précision.

- TOURS - Les quatre tours du pont sont en béton armé. Cependant, dans le modèle, nous avons construit les tours en tubes d'acier, et en profilés avec rigidité équivalente. Toutes les tours ont été essayées avant le montage du modèle. Les essais consistèrent à mettre la tour en position horizontale, parfaitement encadrée dans la base et leur appliquer des forces distribuées au long de la poutre de couronnement, en mesurant les déplacements correspondants.

- CULEES - Les culées du modèle ont, au-dessus du tablier, une configuration semblable à celle du prototype. La partie inférieure a été dimensionnée de façon à constituer un système rigide, donc pratiquement indéformable, tant pour les déformations longitudinales, que transversales ou de torsion.

Des dispositifs spéciaux ont été prévus dans les culées, tant pour l'ajustement des câbles funiculaires, que pour la mise en traction des câbles de rigidité.

Les tours et les culées ont été placées dans leurs positions avec le plus grand soin, en vérifiant tous les alignements avec un niveau de haute précision.

3 - RELATIONS DE SIMILITUDE

Le modèle a été construit à l'échelle 1:50. Cependant, pour réduire légèrement les valeurs des charges équivalentes aux charges permanentes et aux surcharges, sans altérer l'échelle des tensions, les câbles ont été représentés avec la moitié des sec-

tions correspondant à la similitude géométrique et les tours furent construites avec des moments d'inertie également dans le même rapport.

Ainsi peut-on déterminer les déplacements et les tensions de la structure réelle à partir des valeurs observées sur le modèle grâce aux rapports:

- déplacements linéaires - $d_p = 50 d_m$
- déplacements angulaires - $\alpha_p = \alpha_m$
- tensions - $\sigma_p = \sigma_m$

ou les indices m et p désignent respectivement le modèle et le prototype.

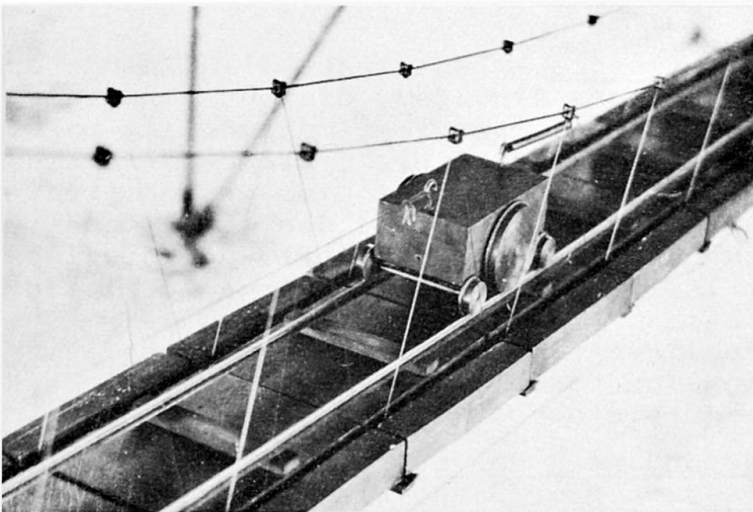
Pour obtenir les déplacements et les tensions à ces échelles, nous avons utilisé des sollicitations qui satisfaisaient aux rapports suivants:

$$F_m = \frac{F_p}{2\lambda^2} = \frac{F_p}{5000}$$

$\frac{1}{\lambda}$ représente l'échelle du modèle.

4 - SYSTEMES D'APPLICATION DES SOLLICITATIONS

- CHARGES PERMANENTES - La charge permanente correspondant au propre poids de la structure et aux autres charges permanentes, a été constituée par des poids de plomb uniformément distribués sur le tablier.



Nous avons placé trois blocs de plomb par tronçon de 20 centimètres de tablier, appuyés sur deux poutres transversales consécutives. La dimension des poids a été choisie de façon qu'il soit possible de les placer sur le tablier parfaitement séparés les uns des autres, appuyés sur des cales de caoutchouc pour ne pas modifier la rigidité de la structure et pour garantir que la sollicitation

qu'ils représentent agisse sur le modèle, dans les mêmes conditions que le poids réel agira sur la structure du prototype. On les a également dimensionné de façon qu'ils aient tous la même hauteur.

La charge permanente par tronçon étant d'environ 80 tonnes, la charge équivalente appliquée au modèle était de 16 kg, que l'on obtint, ainsi qu'on l'a vu, avec des parallélépipèdes de plomb couvrant pratiquement toute la largeur du tablier et ayant 35 millimètres de haut (hauteur qui correspond à une épaisseur acceptable du tablier). Si l'on avait adopté une rigidité proportionnelle à l'échelle 1:50, les charges à appliquer seraient doubles et, par conséquent, les blocs de plomb qui les représenteraient devraient avoir le double de la hauteur de ceux-ci, ce qui conduirait à une hauteur exagérée qui risquerait d'avoir une influence sur la déformation transversale ou de torsion du tablier.

- SURCHARGE MOBILE CONCENTRÉE - La surcharge mobile correspondant à un camion de 50 tonnes était représentée par un poids de plomb de 10 kg. Le plomb, comme on le voit sur la photographie, avait la forme d'une voiture ayant un seul essieu porteur; pour le maintenir en équilibre, il était pourvu de deux autres essieux montés sur ressorts pour rendre minime la charge transmise par eux. Le véhicule glissait sur deux rails appuyés sur les poids centraux en plomb, représentant le tablier du pont. Un câble d'acier reliait la charge mobile à un système de démultiplication, commandé par une manivelle, permettant de déplacer la charge mobile dans les deux sens. Le même système, avec dispositif de démultiplication, faisait déplacer les tambours des déflectomètres enregistrant les lignes d'influence des flèches, en relation avec le mouvement de la charge.

- SURCHARGE UNIFORMEMENT DISTRIBUÉE - La charge uniforme était également constituée par des blocs de plomb prismatiques, au poids approximatif de 2 kg, placés sur la partie centrale du tablier, à raison de 2 par tronçon, ce qui correspond à une surcharge dans le prototype de 20 tonnes par tronçon de 10 mètres.

- CHARGE CORRESPONDANT À LA SOLLICITATION DU VENT - Pour réaliser la sollicitation correspondante à l'action du vent, nous avons appliqué au modèle des forces horizontales. Le système de sollicitation était formé par 32 forces transmises directement aux poutres transversales par des fils d'acier.

5 - ETUDE DU TABLIER

5.1 - Lignes d'influence des flèches - Les lignes d'influence des flèches, dans les diverses sections étudiées, étaient directement tracées sur le cylindre enregistreur, sur imprimé spécial, par le mouvement de la charge mobile sur le tablier, système extrêmement pratique et rapide. Cependant pour obtenir une plus grande précision, nous avons aussi mesuré les flèches avec des déflectomètres à lecture directe. Pour chacune des lignes d'influence étudiées, on mesura les flèches pour les positions de la charge mobile sur les 73 poutres transversales.

La figure 2 montre les lignes d'influence des flèches déterminées pour quelques sections du pont. Elles représentent à l'échelle 1:50 les flèches du prototype.

5.2 - Flèches maxima correspondant à des surcharges uniformes - On a aussi effectué des essais pour la détermination des flèches maxima correspondant à des surcharges uniformément réparties. Les hypothèses de répartition des surcharges sur le tablier ont été choisies de façon à produire des flèches maxima, ce qui correspond à charger les lignes d'influence dans les zones des aires de même signe.

Trois hypothèses de charge ont été considérées: surcharge uniforme agissant sur la travée centrale et sur les deux travées extrêmes, surcharge uniforme agissant seulement sur les deux travées intermédiaires et surcharge uniforme sur tout le tablier. La surcharge était constituée par deux blocs de plomb appliqués sur chaque tronçon et correspondant à une charge de 4,155 kg par tronçon de tablier, soit environ le quart de la charge permanente (20 tonnes par tronçon de 10 mètres). Les flèches maxima mesurées sont données dans le tableau suivant.

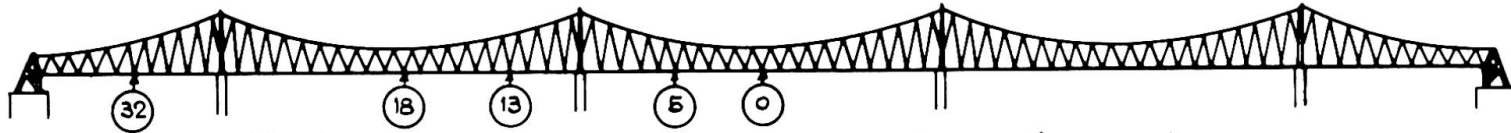
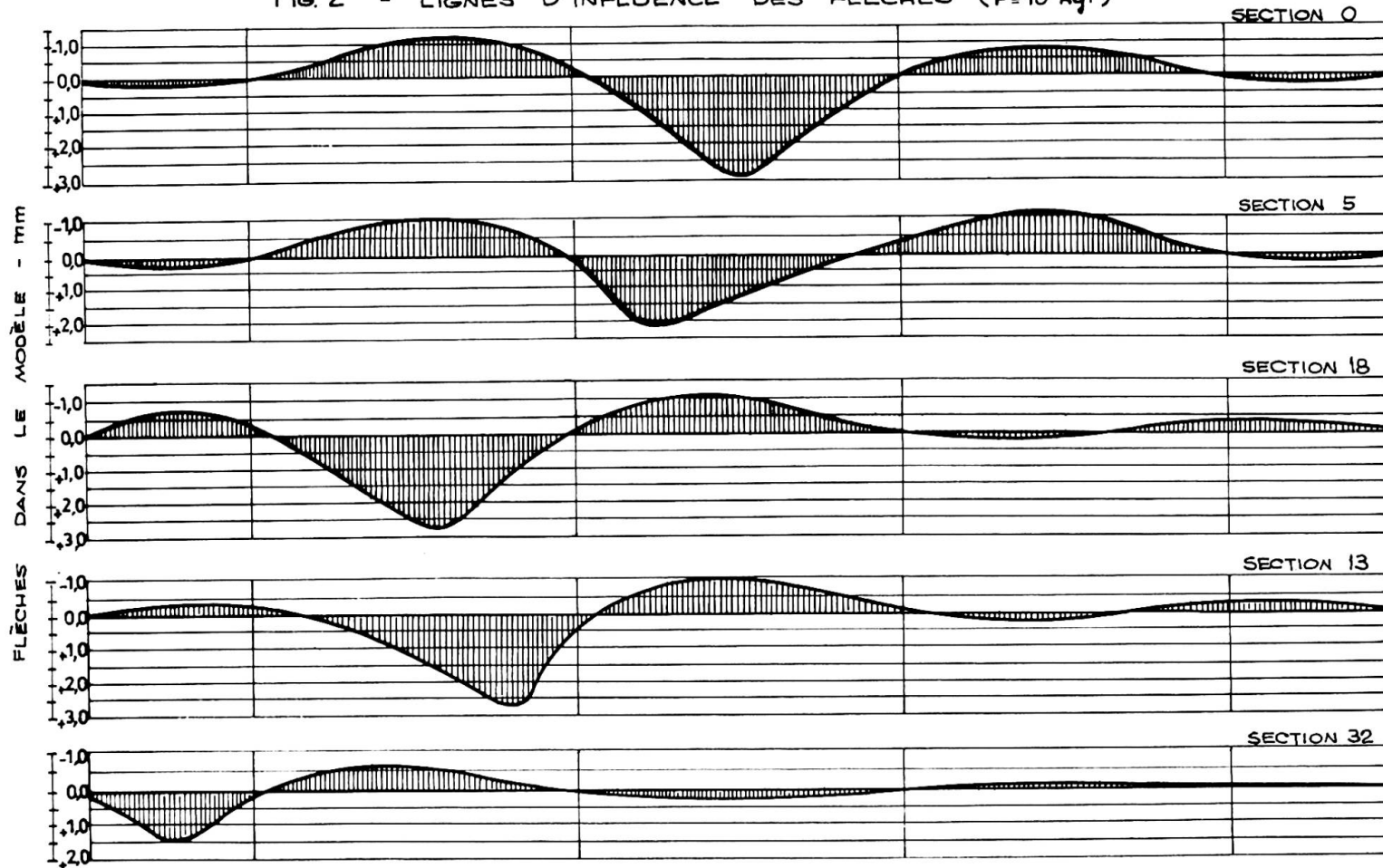


FIG. 2 - LIGNES D'INFLUENCE DES FLÈCHES (F=10 kgf)



| surcharge sur les travées | flèches au milieu des travées (mm) | |
|---------------------------|---------------------------------------|----------------|
| | centrale | intermédiaires |
| centrale et extrêmes | - 12,50 | + 11,50 |
| intermédiaires | + 15,80 | - 8,90 |
| toutes les travées | + 1,85 | + 2,70 |

6 - ÉTUDE DES TOURS

6.1 - Tours isolées - Avant de les monter dans le modèle comme on l'a déjà dit, les tours ont été essayées afin de déterminer les déplacements horizontaux longitudinaux le leurs sections de couronnement, lorsqu'elles sont sollicitées par des forces également horizontales. Pendant l'essai, les tours étaient encastées de manière rigide dans la base. Nous avons appliqué des forces uniformément distribuées sur la traverse de couronnement des tours, et mesuré les déplacements dans la direction de la force de sollicitation. On a vérifié que les déformations étaient entièrement proportionnelles aux sollicitations et parfaitement élastiques.

La figure 3 montre le schéma du montage d'essai et les valeurs des déplacements mesurés.

6.2 - Tours dans l'ensemble du pont

6.2.1 - Lignes d'influence des déplacements des tours - Nous avons aussi analysé le comportement des quatre tours dans le modèle. On a déterminé les lignes d'influence des déplacements horizontaux longitudinaux de chacune d'elles, pour 73 positions de la charge mobile sur le tablier. La charge mobile d'essai était, le charriot pesant 10 kg.

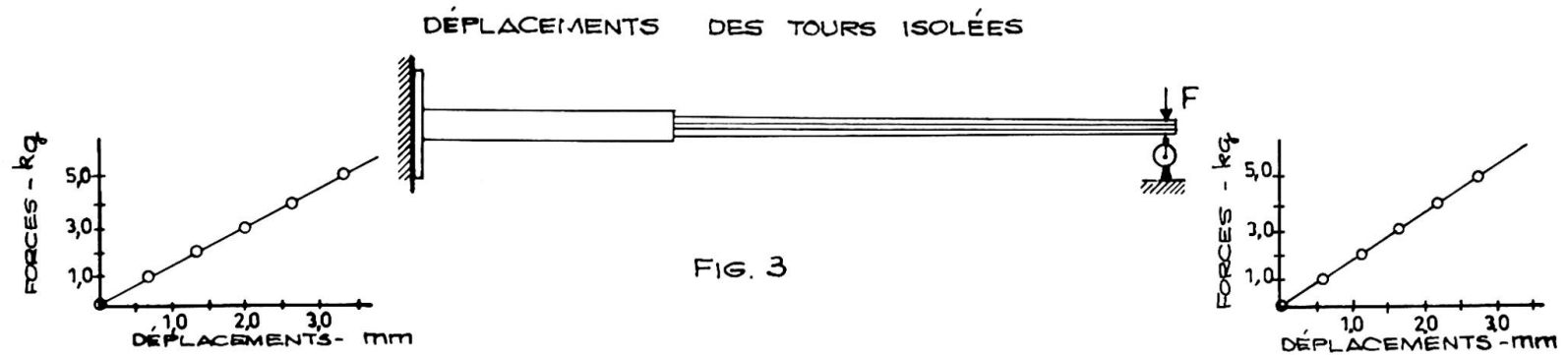
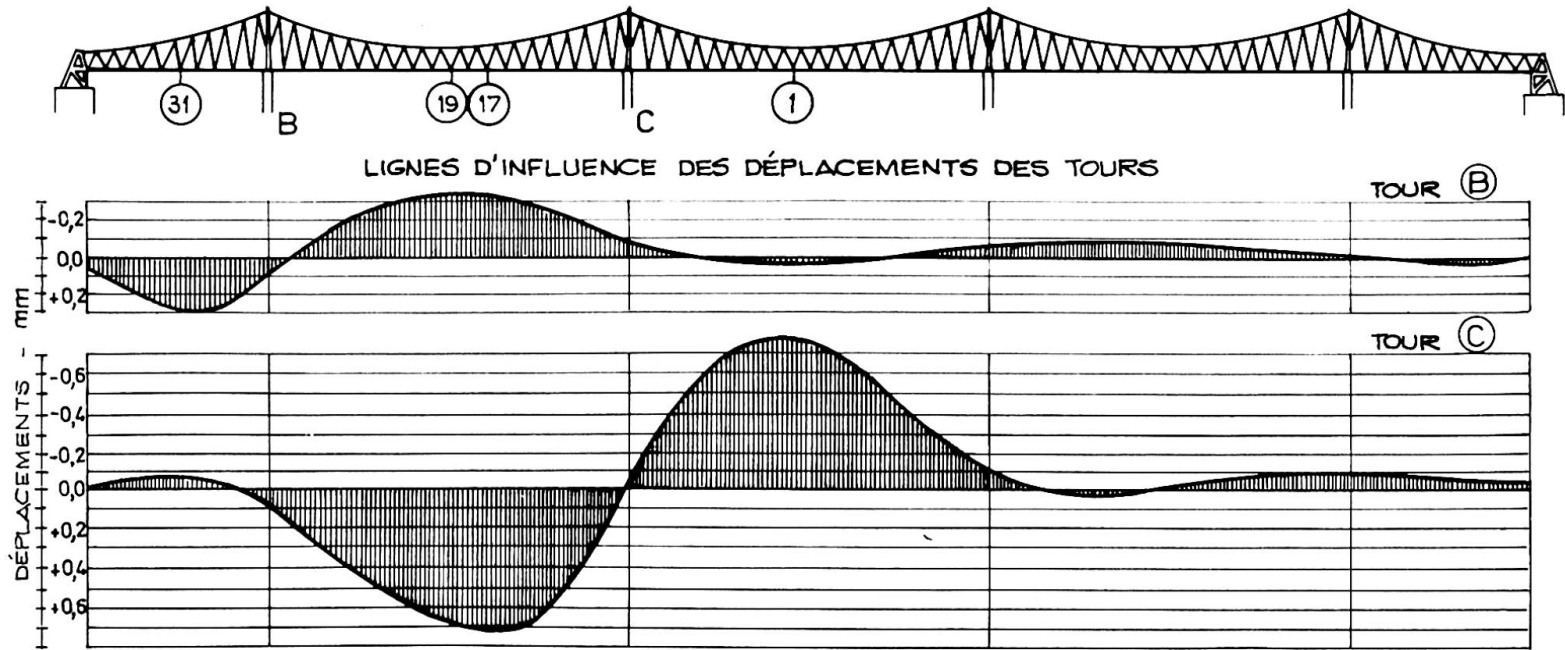
Les lignes d'influence des déplacements horizontaux longitudinaux sont représentées à la fig. 3. Nous considérons comme positifs les déplacements des tours dans la direction de la rive dont elles sont le plus proche. Les lignes d'influence représentent, à l'échelle 1:50, les lignes d'influence des déplacements horizontaux longitudinaux des tours de la structure réelle pour une sollicitation correspondant à un camion d'environ 50 tonnes.

En analysant les lignes d'influence, on voit que les déformations maximales des tours centrales, donc les moments fléchisseurs les plus grands, correspondent à charger la travée centrale, ou les deux travées intermédiaires.

Les déformations des tours latérales sont, ainsi que l'on pouvait s'y attendre, considérablement moindres que celles des tours centrales.

Les valeurs les plus grandes des déplacements positifs et négatifs, mesurés pour chaque tour, étaient:

| | | |
|-----------------|--|-----------|
| Tours centrales | - charge sur la poutre transversale 17 | + 0,74 mm |
| | - charge sur la poutre transversale 1 | - 0,78 mm |
| Tours latérales | - charge sur la poutre transversale 31 | + 0,29 mm |
| | - charge sur la poutre transversale 19 | - 0,33 mm |



6.2.2 - Déplacements des tours correspondant à des surcharges

uniformes - Nous avons encore mesuré les déplacements horizontaux longitudinaux du couronnement des quatre tours par des sollicitations correspondant à des surcharges uniformément réparties. Les hypothèses de répartition des surcharges sur le tablier ont été choisies de manière à produire des déplacements maxima dans les tours, ce qui correspond à charger les lignes d'influence dans les zones des aires de même signe. On a considéré trois hypothèses, la dernière n'étant que pour vérification, puisqu'elle correspond à l'action conjuguée des deux premières.

Ainsi, dans la première hypothèse, on a considéré la surcharge uniforme n'agissant que sur les portées intermédiaires; dans la deuxième, la même surcharge agissait sur la portée centrale et les deux extrêmes; la troisième considérait la surcharge sur toutes les portées. Les déplacements mesurés ont été les suivants:

| surcharge sur les portées | déplacements en mm | |
|---------------------------|--------------------|-----------------|
| | tours extrêmes | tours centrales |
| intermédiaires | - 2,50 | + 4,40 |
| centrale et extrêmes | + 2,30 | - 4,15 |
| toutes portées | - 0,04 | + 0,05 |

Les déplacements mesurés dans la troisième hypothèse, sur charge agissant sur tous les tronçons du tablier, auraient dû être nuls si les tours symétriques jouissaient d'une rigidité égale. Les valeurs de ces déplacements montrent bien que les erreurs dues à diverses causes, telles que, inégalité des poids, variations de température durant l'essai, vent, etc. sont très petits et absolument négligeables.

Les valeurs des déplacements horizontaux longitudinaux indiqués représentent, à l'échelle 1:50, les déplacements correspondants de la structure réelle pour des surcharges uniformes, réparties de la même façon, de 20 tonnes par tronçon, soit 2 tonnes par mètre linéaire de pont.

Comparons maintenant les valeurs ainsi déterminées, avec les valeurs obtenues au cours des essais des tours isolées. Si nous considérons l'impulsion produite sur le câble funiculaire, supposé isolé, par la surcharge qui agit sur le tablier, nous obtenons:

$$H = \frac{S L^2}{8 f} = 85 \text{ kg}$$

Les déplacements observés sur le modèle du pont, pour la même surcharge, était, comme on l'a déjà vu:

tours extrêmes d = - 2,50 mm
tours centrales d = + 4,40 mm

Si nous considérons maintenant la déformation des tours isolées pour des charges horizontales longitudinales appliquées sur leurs couronnements, nous voyons, à partir des résultats des essais représentés dans la figure 3, que ces déplacements que nous venons d'indiquer, correspondent à l'action des forces suivantes:

tours extrêmes F = 4,500 kg
tours centrales F = 6,800 kg

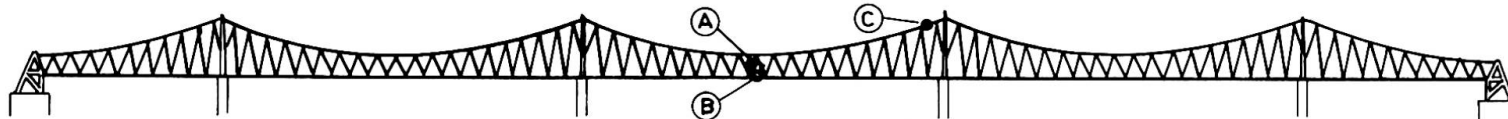
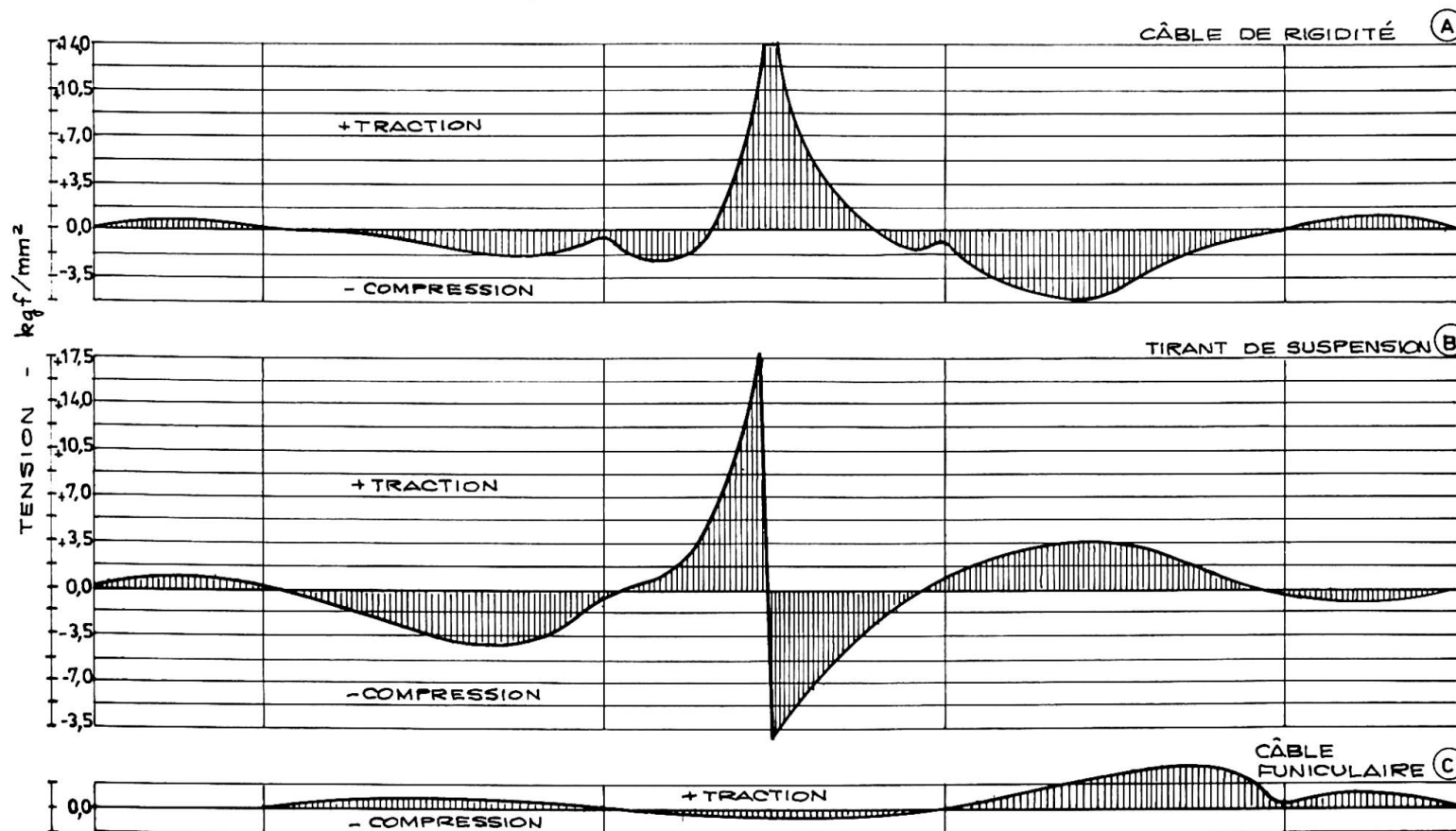


FIG.4 - LIGNES D'INFLUENCE DES TENSIONS



Ainsi peut-on conclure que les câbles funiculaires, les tirants de suspension et les câbles de rigidité, dans leur fonctionnement d'ensemble, font que les impulsions sur le couronnement des tours se réduisent à des valeurs inférieures au dixième des valeurs des déplacements correspondant à l'action isolée des câbles funiculaires (d'environ 85 kilos, pour environ 7 kilos).

7 - LIGNES D'INFLUENCE DES TENSIONS DANS LES CÂBLES

Pour la détermination des lignes d'influence des tensions on a utilisé des extensomètres électriques. La charge mobile a été constituée par le charriot déjà référé qui représente un camion de 50 tonnes.

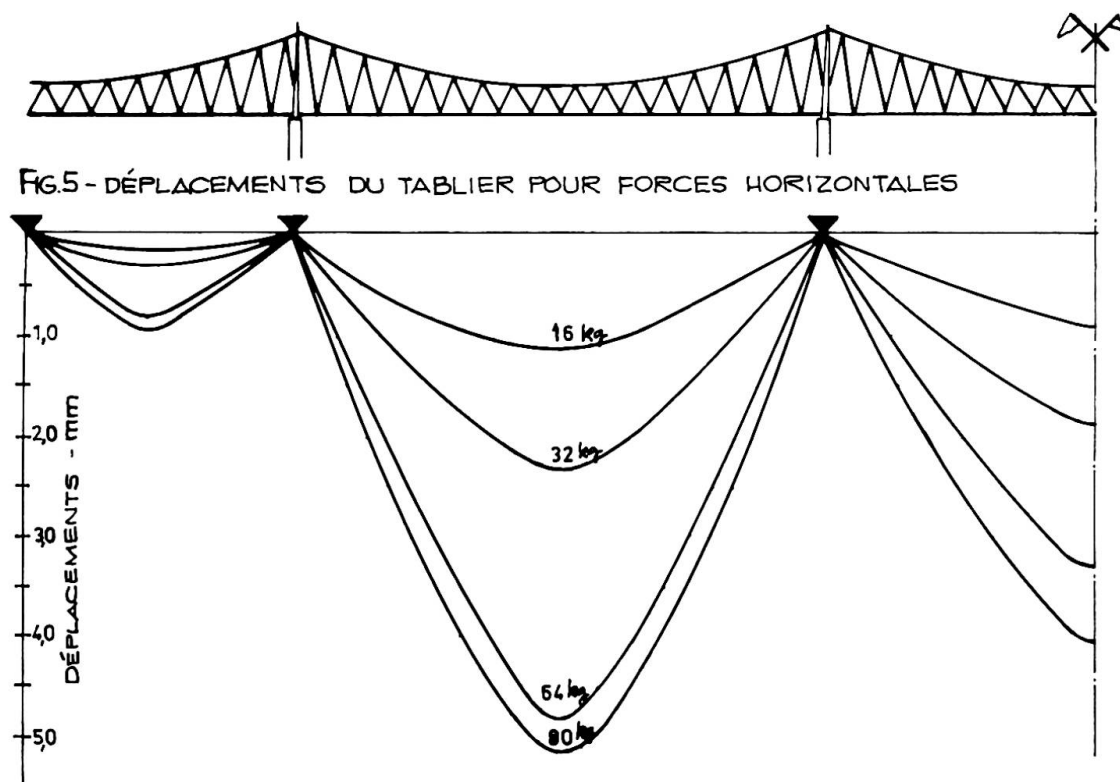
Les lignes d'influence des tensions pour quelques câbles sont présentées sur la figure 4. Les tensions dans les câbles du prototype sont égales à celles du modèle.

Il faut observer que les tensions de compression ne pourront se développer que jusqu'à l'annulation des tensions de traction produites par les charges permanentes.

8 - ACTION DU VENT

La figure 5 représente les diagrammes des déplacements du tablier pour différentes forces horizontales appliquées.

La forme des diagrammes met bien en évidence que, lorsque les forces augmentent, à des accroissements égaux de forces, correspondent des accroissements, de valeur décroissante, dans les



déplacements. Ceci est plus net dans les sections les plus proches des sections fixes.

RÉSUMÉ

Cette communication se rapporte aux essais réalisés sur modèle réduit d'un pont route pour la traversée du Zambeze à Tete (Mozambique). Il s'agit d'un pont suspendu d'un type spécial, précontraint, à câbles porteurs continus entre les massifs d'encrage, sans les poutres de rigidité des solutions conventionnelles. Le pont se développe en deux travées latérales de 90 mètres de portée et par trois travées centrales de 180 mètres de portée. Il a une longueur totale de 762 mètres et une largeur de 11,60 mètres.

ZUSAMMENFASSUNG

Dieser Bericht beschreibt die durchgeführten Versuche am Modell der Hängebrücke über den Zambeze Fluss in Tete (Mozambique). Es handelt sich um eine Hängebrücke spezieller Art, die vorgespannt ist, und deren Hängekabel zwischen den massiven Ankern durchlaufen, und auch keine Versteifungsträger der herkömmlichen Weise haben. Die beiden Endspannweiten messen je 90 m und die inneren drei je 180 m. Die gesamte Brückenlänge beträgt 762 m bei einer Breite von 11.60 m.

SUMMARY

This paper reports the tests made on a model of a bridge for the Zambeze river at Tete (Mozambique). It is a special type of a suspension bridge with prestressed rigidity cables and without the rigidity beams of the conventional bridges. The bridge has two lateral spans of 90 metres long and three central spans of 180 metres.

Leere Seite
Blank page
Page vide

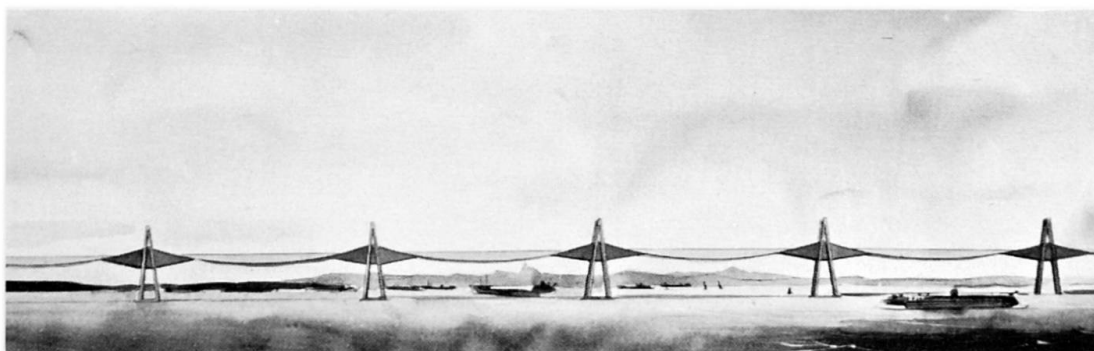
A Concrete Beam for Longer Spans

Poutre en béton pour plus grandes portées

Betonträger für größere Spannweite

ANTONIO A. DE NORONHA F.^o
Brazil**1. INTRODUCTION**

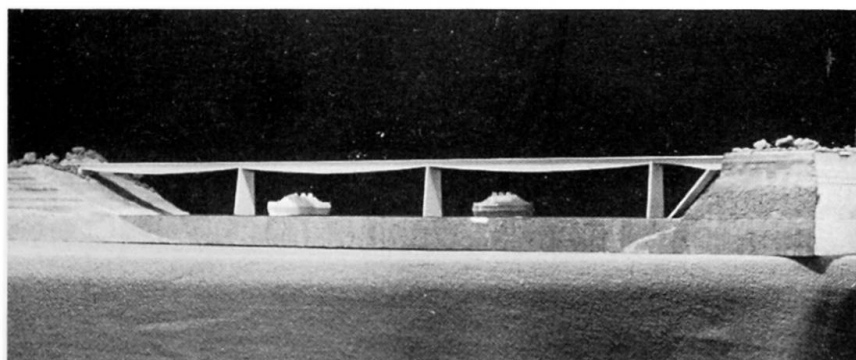
A new type of concrete structure has been in the beginning of



.Figure 1

1964 presented to a group created by the National Council of Transportation of Brazil for studies of the Guanabara bay crossing connecting the cities of Rio de Janeiro and Niterói. Later on as part of the Feasibility Studies a preliminary bridge design was made adopting this type of structure (Figure 1). In this paper some peculiarities of the new type are presented.

As it is known a prestressed concrete bridge-beam begins to be come more expensive than a steel beam when the span of the bridge is somewhat larger than 200 m. A bridge built with the new type of structure presented here can lead to a successful bidding when the span of the bridge varies between 150 m and 450m, providing this way a wider field of use for the concrete beam.



.Figure 2

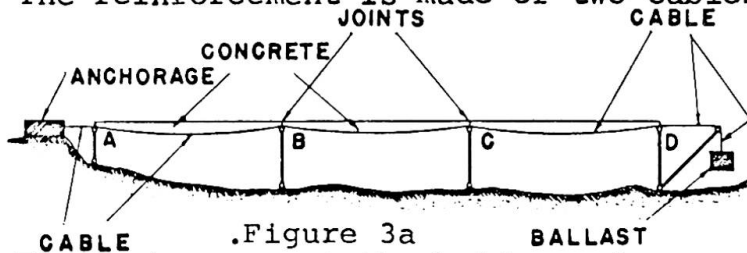
2. DEFINITION OF THE STRUCTURE

An example of the use of this new type of structure in a bridge design can be seen in figure 2. The structural behavior of the fish belly beams can be understood with the help of figure 3 where an idealized structure and a simplified cross-section of the bridge are shown.

The structure is basically composed by:

(a) The reinforcement

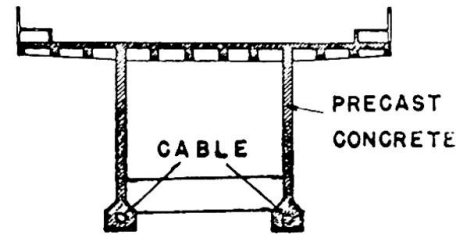
The reinforcement is made of two cables which have the same section along the bridge and are in contact with the concrete and anchored on the bridge.



.Figure 3a

(b) The anchorages at the bridge ends

On the left side the two main cables are anchored in an immovable anchorage and on the right side a ballast of a determined weight is always hanging on the cables, so that at the ends and over the supports A B C D the force of the cables is about constant during the entire life of the structure.



.Figure 3b

(c) The concrete section

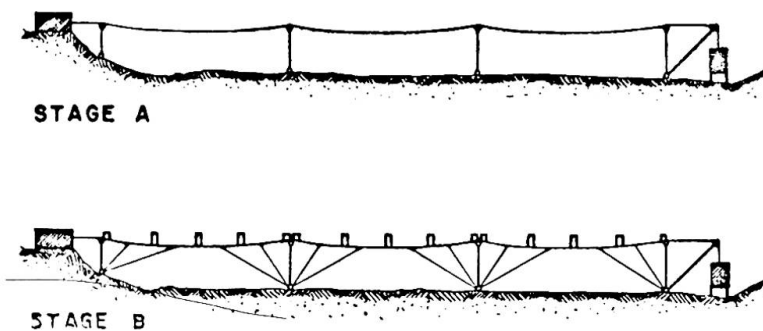
The concrete section of the bridge is basically composed of the upper flange, which is also the roadway, and the webs. They are precast and erected in a way which is explained later.

(c) The supports

The supports are schematically designed as double hinged columns, but in the real case the supports are piers fixed at the foundations and they have at the top a special device to support the beams. Nevertheless in the real case they don't oppose any considerable resistance to a horizontal force applied at the top of the pier.

3. ERECTION OF THE BRIDGE

This structure can be successfully employed if the erection procedure is that indicated here and represented in figure 4.

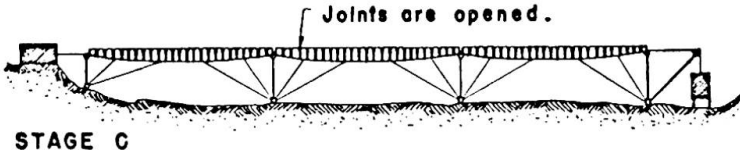


.Figures 4a, 4b

(a) The two cables are erected and fixed at the anchorages. The ballast on the right side is fixed to the soil during the construction.

(b) The precast concrete elements, which are segments of the whole section of the bridge, are placed over the cable in a convenient order.

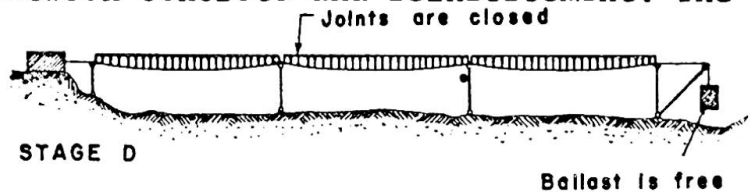
(c) All precast concrete elements are erected. Nevertheless, they are still separated from each other because the joints between these elements are left empty. The ballast could be set free because it is calculated to resist the horizontal force on the cable for mentioned dead load, but for stability convenience it is still left fixed to the soil.



.Figure 4c

At this stage of construction the dead load g_1 , composed of the weight of the precast units and cables, is supported by the cable action only.

(d) Concrete is placed in the joints between the precast elements and a good bond is provided between concrete and reinforcement. The ballast is set free and will apply a fairly constant force upon the cables during the whole life of the structure. Later the dead load g_2 of the pavement and of the sidewalks is added. The dead load g_2 and the live load p act now over a reinforced beam which is subject to a tensile force applied by means of the ballast. For a variation of the temperature the beam is free to move and the ballast will go up and down.



4. ADVANTAGES OF THE STRUCTURE

The advantages of this type of structure can be seen immediately if the following points are considered:

(a) Since the concrete is stressed only by a small amount of dead load (g_2 = weight of pavement and side walks) and live load (p), the required concrete section is small, therefore resulting in a small dead load g_1 (weight of the precast units).

(b) The steel section of the cables must resist the forces caused by dead and live loads in two different ways:

- 1 - As a funicular cable for the dead load g_1 .
- 2 - As reinforcement of a reinforced concrete beam for the load g_2 and live load.

Since the dead load g_1 , as explained above, is small, the steel section of the cables is also comparatively small.

(c) The increase of the concrete beam deflections due to the creep of the compressed concrete is small since only small compressive stresses due to dead load g_2 are permanently acting.

(d) For the ultimate design of the structure a theory considering a deformed geometry of the beam must be used. That means that the conditions of equilibrium must be considered for the deformed position of the beam (for elastic structures this is known as second order theory). This is of great importance since the horizontal force of the cable applied by means of the ballast is always acting during the process of increasing the load until the total rupture.

(e) The period of time between the fabrication of the precast units and the placing of concrete in the joints between the precast units is of several months. Due to this the concrete shrinkage does not cause any major problem in the structure behavior.

(f) Before the beam is entirely formed the cable steel is under stress due to the force of the cables which appears during the erection of the precast units. For this reason - as in the case of prestressed concrete design - it is advantageous to use high strength steels, since their high capacities will be reached.

(g) The stress variation in the steel due to live load is small since for a large span the dead load is large in relation to the live load. The small variation of stress due to live load causes no fatigue of the steel or cracking problems in the concrete.

(h) It has been shown that the supports A B C D present no resistance to deformation of the beam in the horizontal direction, so that no force due to temperature is introduced in the structure if the simplified static system is considered (see figure 3). However, in the real structure, forces due to temperature variation appear but are of minor importance.

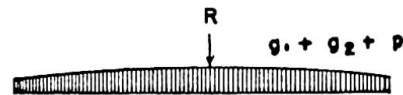
5. DESIGN OF THE STRUCTURE FOR BENDING

Only a few indications will be given here about the design of the structure.

Careful calculations must be made regarding the height of the two cables in the center line of the span. The cable must be erected so that the top of the precast units is at the prescribed grade under full dead load. During this stage of the construction, all loads will be carried by cable action only.

If M_{g1} is the moment at the center line of the span of a simply supported beam with the loading g_1 , the force H is

$$(1) \quad H = \frac{M_{g1}}{D_1}$$



where D_1 is the distance indicated in figure 5.

After the beam is formed the load g_2 (weight of pavement and sidewalks) and the live loads p are added. At this stage of the design the deflection,

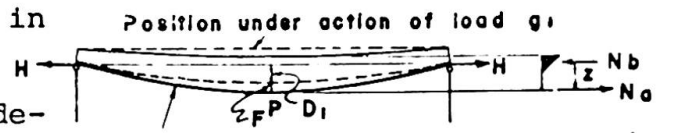


Figure 5

and fatigue-problems must be studied. For that it shall be considered the second order bending theory because a

longitudinal tensile force acts. If some assumptions about the equivalent value of EI_b for the cracked concrete section are made, the differential equation of the bending theory of beams subject to tensile forces can be applied. The solution of the differential equation can be found numerically.

It is also possible to assume a determined position for the beam deflections in order to obtain the real beam deflections for a determined case of loading by use of iteration methods.

The equilibrium condition for moments with respect to point P (over the cable) gives us (see figure 5):

$$M_{g1} + M_{g2} + M_p = H (D_1 + F) + N'_b z$$

and since

$$M_{g1} = H D_1 \quad (2)$$

we obtain

$$M_{g2} + M_p = H F + N'_b z$$

The equilibrium condition for the horizontal projections of the forces for point P section is:

$$N_a = H + N'_b \quad (3)$$

where

z = lever arm of the cracked beam internal forces

N'_b = compression force in concrete

N_a = tensile force in cable

F = deflection of the beam at midspan

For the section-dimensioning the ultimate design will be considered as decisive. The CEB safety principles as well as notation will be used here.

The characteristic strength of the concrete and steel will be designated as σ_{bk} and σ_{ak} (only 5% of the test results can be lower than strength values).

The design strength of concrete and steel are defined by

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_{bk}}{\gamma_b} \quad \sigma_a = \frac{\sigma_{ak}}{\gamma_a}$$

where γ_b and γ_a are the reduction factors for strength.

The design dead and live loadings are designated as

$$g_1^* = \gamma_g g_1 \quad g_2^* = \gamma_g g_2 \quad p^* = \gamma_p p$$

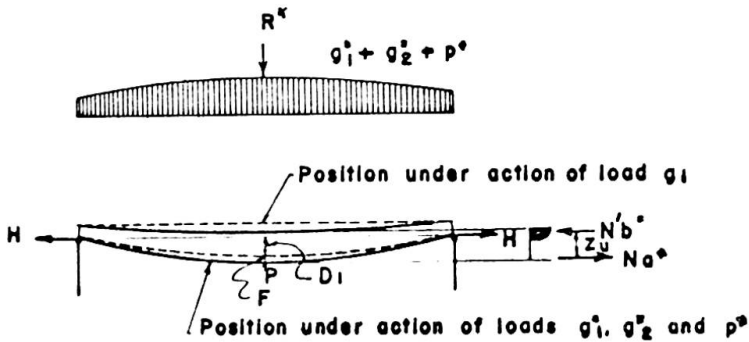
where γ_g and γ_p are the enhancement factors for the loads.

In the ultimate state the equilibrium conditions must be considered, in order to determine the internal forces in the deformed

beam. This is of major importance to obtain a safe and economical design.

The equilibrium condition for moments with respect to point P (over the cable at midspan) yields (see figure 6):

$$\gamma_g \cdot M_{g_1} + \gamma_g \cdot M_{g_2} + \gamma_p \cdot M_p = H(D_1 + F_u) + N_b'^* \cdot z_u \quad (4)$$



where

F_u = deflection at point P

$N_b'^*$ = compression force

N_a^* = tensile force

z_u = lever arm

.Figure 6

As it has been seen

$$M_{g_1} = H \cdot D_1$$

Thus we obtain

(5)

$$(\gamma_g - 1) M_{g_1} + \gamma_g \cdot M_{g_2} + \gamma_p \cdot M_p = H \cdot F_u + N_b'^* \cdot z_u$$

The horizontal force equilibrium conditions for point P section yields

$$N_a^* = H + N_b'^* \quad (6)$$

or

$$S_a \cdot \sigma_a^* = \frac{M_{g_1}}{D_1} + \frac{(\gamma_g - 1) M_{g_1} + \gamma_g M_{g_2} + \gamma_p M_p - H F_u}{z_u} \quad (7)$$

where S_a is the steel section of the cables.

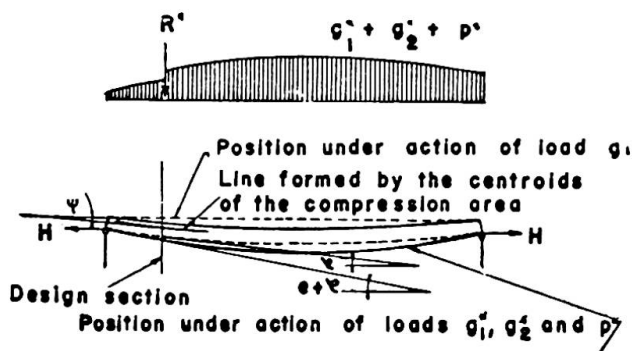
It can be proved that the moment $H \cdot F_u$ is of great importance for the dimensioning of the concrete and steel sections, because as it can be seen in expressions (5) and (7) the moment $H \cdot F_u$ reduces the moment absorbed by the beam only $N_b'^* \cdot z_u$, resulting in smaller concrete and steel sections.

For the determination of $H \cdot F_u$ the value of the moments for loadings and the concrete and steel sections are needed. But for the dimensioning of the concrete and steel sections the value of $H \cdot F_u$ is needed. In this case the method of trial and error can be applied to design the structure. However it is arbitrarily possible to determine the fraction of the applied moment that is absorbed by moment $H \cdot F_u$.

6. DESIGN OF THE STRUCTURE FOR SHEAR

For the shear investigation the ultimate design must also be

used.



Here the CEB recommendations will also be applied. Here the equilibrium condition in the vertical direction will also be considered in the deformed position of the beam (see figure 7)

(8)

.Figure 7

$$\gamma_g T_{g_1} + \gamma_g T_{g_2} + \gamma_p T_p = T_b^* + T_a^* + N_a^* \sin(\beta + \theta) - N'_b^* \sin \psi$$

where

ψ = slope of the line formed by the centroids of the compression area

β = slope of the cables at the considered point before deformation

θ = rotation of the section under the design loads for the ultimate design

T_{g_1} , T_{g_2} , T_p = shear forces

T_b^* = shear absorbed in the concrete compression zone

T_a^* = shear absorbed by transverse reinforcement

N_a^* = tensile force in the reinforcement (in this case stresses are not always at rupture)

N'_b^* = compression force in concrete (in this case stresses are not always at rupture)

Relation (8) shows that the shear resisted by the beam itself ($T_b^* + T_a^*$) is reduced due to the influence of the expression

$$N_a^* \sin(\beta + \theta) - N'_b^* \sin \psi$$

In this last expression three effects are included:

- All loads carried by the hanging structure during construction
- The vertical component of the tensile force of the cables
- The convenient shape of the cable after the deformation of the beam increasing the slope of the cable tensile force.

7. EXPERIMENTS

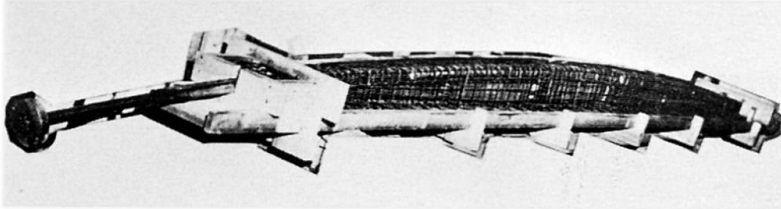
Experimental work is being carried out at COPPE, Federal University of Rio de Janeiro.

The reinforcement of the model of a simply supported T beam is shown in figure 8.

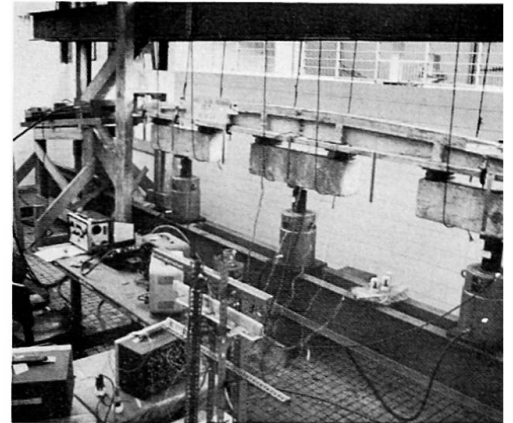
Figure 9 shows model being loaded.

First results indicated slightly higher strength to deformation ratios and higher ultimate strength than those predicted by

theory. Discussions on the experimental results should wait until additional tests now programmed are completed. It is more appropriate to give details of the experimental studies at that future occasion.



.Figure 8



.Figure 9

8. CONCLUSION

It has been shown that a new type of concrete structure can be conveniently used for long span bridges. Advantages of this new type of concrete structure have been discussed, as well as some design peculiarities. Some variations of the structure on figure 2 can also be imagined. Only the simply supported beam was here discussed. Prestressed concrete, steel or lightweight concrete structures such as cantilever beams and continuous beams, as in the case of the design of the Rio-Niterói Bridge in Brazil, are also feasible.

SUMMARY

Concrete beams having longer spans than usual prestressed beams can be obtained as explained in this paper.

Basically the beam consists on the main reinforcement, the anchorages of the main reinforcement at the ends of the beam, and the concrete parts.

The following erection procedure is recommended: the reinforcement is erected and fixed at the end anchorages, the concrete parts are placed, and the parts are joined together and bond is provided between concrete and main reinforcement.

Advantages of this beam are mentioned in this paper.

Indications for the ultimate design of this structure are given.

RÉSUMÉ

Poutres en béton ayant portées plus grandes que celles des poutres précontraintes usuelles peuvent être obtenues comme il est expliqué en ce mémoire.

Fondamentalement la poutre est composée par les armatures principales, les ancrages des armatures principales aux extrémités de la poutre et les parties en béton.

On recommande le procès d'assemblage suivant: les armatures sont placées et fixées aux extrémités; les parties en béton sont

mises en place; toutes ces parties sont mises ensembles et on fait la liaison entre le béton et l'armature principale.

En ce mémoire on présente des avantages de cette poutre et des indications pour le calcul plastique de la structure.

ZUSAMMENFASSUNG

Wie in diesem Aufsatz erläutert wird, können Betonträger mit grösserer Spannweite als übliche Spannbetonträger erzielt werden.

Der Träger besteht hauptsächlich aus der Hauptarmierung, den Hauptarmierungsverankerungen an den Enden der Träger und den Betonteilen.

Folgender Bauvorgang wird empfohlen: die Armierung wird eingebaut und an den Endverankerungen festgehalten; die Betonteile des Trägers werden montiert und miteinander verbunden; und zwischen Beton und Hauptarmierung wird ein Verbund hergestellt.

Die Vorteile dieser Trägerart werden erläutert.

Hinweise für die Bemessung im Bruchzustand werden angegeben.

Leere Seite
Blank page
Page vide

DISCUSSION LIBRE / FREIE DISKUSSION / FREE DISCUSSION


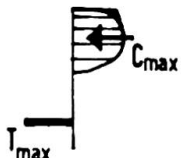
Partially Prestressed Concrete Bridges

Ponts en béton partiellement précontraint

Teilweise vorgespannte Betonbrücken

P.W. ABELES

I note with great interest that Prof. Leonhardt states that in his view it would be "more correct" to base a bridge design "upon the live load which can be expected to occur a million times", for which the structure is in compression (i.e. fully prestressed). However, "no limit should be laid down for the magnitude of tensile stress or tensile strain occurring under the rare abnormal load" (see Fig. 1 of paper IVb (5)). This is illustrated in the figure below. It

| MOST SUITABLE TYPE OF PRESTRESSED CONCRETE BEAM | | | |
|---|------------------------|---|------------------------------------|
| LOADING | CLASS OF DESIGN | DESIGN CONSIDERATION | BEHAVIOUR |
| NORMAL SERVICE LOAD | CLASS I | HOMOGENEOUS SECTION :  NO TENSILE STRESS AT NORMAL SERVICE LOAD | RIGID AND FREE FROM CRACKS |
| ABNORMAL SERVICE LOAD | CLASS III | CAN BE IGNORED | DUCTILE WITH TEMPORARY FINE CRACKS |
| COLLAPSE LOAD | BASED ON ABNORMAL LOAD | CRACKED SECTION :  BASED ON ABNORMAL LOADING | — |

suffices to design the required prestressing force for the normal loading and the ultimate load for the abnormal loading, with the consequence of a completely rigid structure at normal loading and a ductile structure with temporary fine cracks at the rare abnormal load, which cracks close immediately on removal of the loads. Thus, this type combines classes I and III of the FIP-CEB classification, which I am calling in my contribution to the subject, IVb (5) class IIIA. I should like to refer to contribution IVb (6) relating to the tests at Duke University and may add that 2 abnormal loads per week amount only to 10,000 cycles in 100 years.

I have been able to assist in the introduction of a similar type, which is slightly less advanced, at bridge structures at the Chief Civil Engineering Department of British Railways, Eastern Region, twenty years ago. In this case similar conditions applied to the normal loading but the tensile stresses at the abnormal loading were limited so as not to cause visible cracking corresponding to nominal tensile stresses of 600 and later 650 psi. Many hundreds of road bridges of this type over railways were built between 1949 and 1962 and have remained without visible cracks, as inspections have shown.

IVa

Free Discussion

Discussion libre

Freie Diskussion

D. VANDEPITTE

I would like to comment on Mr. de Noronha's paper bearing the title "A concrete beam for longer spans".

It would be interesting to modify the structure described in the paper by anchoring the two cables to both ends of the concrete superstructure in the final stage of construction. In this way the two anchorage blocks on the banks of the river and the ballast, which are very important structures in their own right, would be required only as temporary ancillary components and perhaps could be designed a little more economically for that reason. Moreover, transferring the cable pull from the anchorage structures to the ends of the concrete superstructure would in effect induce a considerable and very desirable prestressing force into the superstructure, enabling it to carry the live load more easily as a prestressed instead of a reinforced beam.

My second remark refers to the sag of the cable. If it is as small as suggested by the fact that the cable remains inside the concrete cross section, whose depth may be of the order of magnitude of, say, $\frac{1}{30}$ of the span, then the horizontal forces to be resisted by the anchorage structures, temporary or permanent, are enormous for spans in the range of 150 tot 450 m mentioned in the paper. It is as if a suspension bridge, and a concrete one at that, were designed with a cable sag to span ratio of less than $\frac{1}{30}$. The cost of the anchorages would be prohibitive in almost all cases. Therefore it would be better to design the cables with a much larger sag, say $\frac{1}{10}$ or $\frac{1}{8}$ of the span length, a sag to span ratio, that increases with the span length, in fact, and to suspend the precast concrete blocks from the cable. One of the slides shown be Mr. ^{de}Noronha went part way in that direction.

These two modifications together result in a prestressed concrete suspension bridge, whose concrete beams can have a depth to span ratio of about $\frac{1}{50}$ or less, depending on the span length, as shown by several bridge structures of this type actually¹ built in Belgium.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IVa

Live Load Test on Harrow Road Flyover, London

Essais de charge de service sur le viaduc de la Harrow-Road, Londres

Verkehrslastversuche an der Harrow-Road-Überführung in London

W.E. GELSON
Consulting Engineer

A road improvement at an important intersection in London has recently been completed. Harrow Road crosses Edgware Road one mile from Marble Arch on a new flyover. Fig. 1 is an aerial view looking westward.

The bridge is continuous over three spans, two 120 foot side spans and one 145 foot centre span. The two main piers are narrowed to give wide visibility for traffic on Edgware Road and the adjacent slip roads as shown in Figs. 2 and 3.

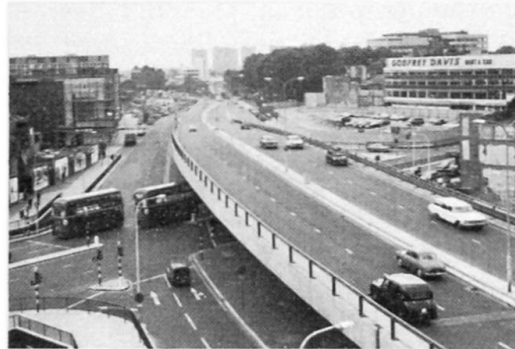


Fig.1.

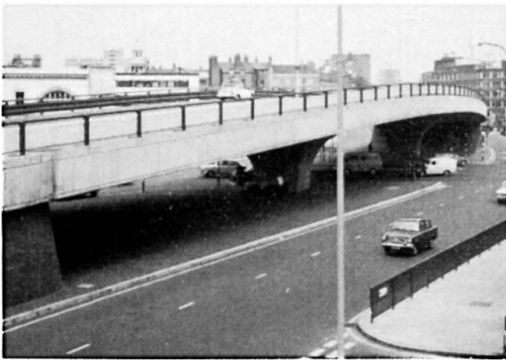


Fig.2.



Fig.3.

With the steepest allowable approach gradient it was a squeeze to get sufficient construction depth.

The assessment of the effect of plan curvature on the behaviour of bridges of this type is commonly made with the help of model tests to supplement crude calculations which cannot fully take account of the integral behaviour of the structure. In the present case, time did not allow of model tests.

Recent advances in matrix methods for structural analysis have made an accurate analysis of this type of structure possible. A live load test which has been made on the bridge has provided an opportunity to compare calculated and measured values of displacements under central and eccentric applications of live load.

Method of Analysis

The matrix displacement method of analysis used here is well documented in literature. The essential steps of the method are:-

1. The structure is suitably divided into a finite number of interconnected beam and plate elements.
 2. The stiffness matrix of each element is derived using the principle of virtual work and a suitable function which describes the deflected shape.
 3. The stiffness matrix of the whole structure linking nodal loads with nodal displacements is assembled from the stiffness matrices of the individual elements.
 4. The resulting matrix equation is solved for the unknown displacements.
- This method is necessarily tied to the use of a high speed electronic computer for carrying out the matrix operations involved in the formulation and in solving the resulting matrix equations.

Structural Idealisation

For a multiple web box girder bridge such as this, it is necessary to transform the section into that of an equivalent orthotropic plate before presenting it to the computer. The edge beams are retained as such and divided into 80 beam elements and the equivalent orthotropic slab between these beams is divided into 400 triangular plate elements - Fig. 4.

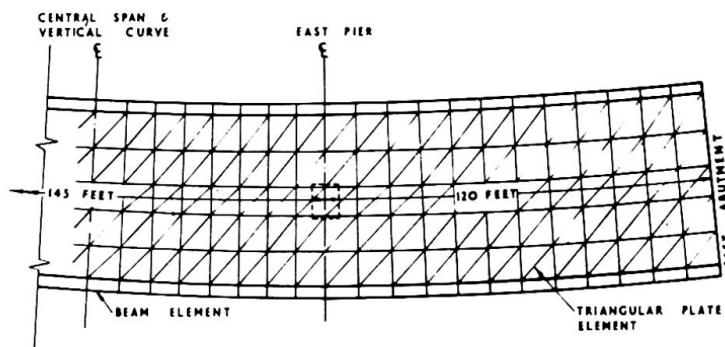


Fig.4.

Results

The test load consisted of two 46 ton tractors. Maximum deflection was obtained with the tractors in tandem at maximum eccentricity, the centre of gravity of the load being at midspan. For these conditions the midspan deflections were:

| | <u>Calculated</u> | <u>Measured</u> |
|----------------|-------------------|-----------------|
| Loaded side: | .186 in. | .201 in. |
| Opposite side: | .023 in. | .02 in. |

Acknowledgment: I wish to thank the Greater London Council for permission to publish these results and to use their photographs; the Road Research Laboratory for assistance in testing and Dr. J.C. Chapman of Imperial College for assistance in the analysis.

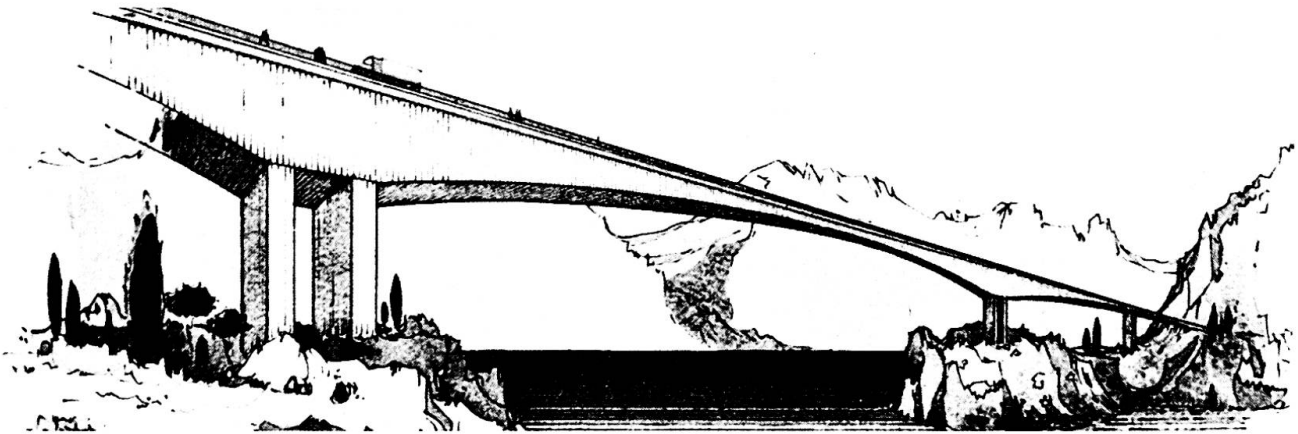
IVa

The Tatarna Bridge in Greece

Le pont Tatarna en Grèce

Die Tatarna Brücke in Griechenland

Dr. A. IKONOMOU



The Tatarna bridge is now under construction over the Kremasta reservoir (formerly Acheloos river) in West central Greece.

The bridge is 9,4 m wide and has an overall length of 470 m. It consists of three spans respectively 97, 196 and 150,5 m. long and rests on two 30 m. high piers and two abutments.

The special characteristics of the bridge are as follows: As far as bridges with prestressed concrete girders are considered, its central span (196 m) is the second longest in the world after the Bendorf bridge over Rhine in Germany (max span: 208 m).

The first span of the bridge (97 m) is strongly curved with a radius of 100 m. Each of the central piers of the bridge consists of two separated vertical walls each 1,5 m. thick, which are monolithically connected with the bridge deck. Concrete grade B 300 (according to the German Codes) and "sliding" forms are used for the construction of the piers. The foun-

dition was made on limestone rock before the filling of the reservoir.

The bridge deck consists of a box section with a height of 10,5 m at the piers reduced to 3,4 m at the middle of the main span, where a pin joint is formed.

The last 52,5 m of the third span form a cantilever beam with fixed end at the right abutment and a pin joint connection with the rest of the span. The pin joints contribute also to a more favorable earthquake response of the bridge system by reducing its statical indeterminacy.

Concrete B 450 is used for the construction of the deck. Longitudinal prestressing with 32 mm dia Sigma 80/105 steel bars, transverse prestressing of the deck slab and tendons at 45° inclination for the prestressing of the lateral box walls are applied in connection with the well known "cantilever beam" construction method (Freivorbau) and the DYWIDAG prestressing system. The design and construction method of the Tatarna bridge have been worked out by the engineering bureau of the author in Athens. Many special problems related to the following points had also to be solved:

- Selection of optimal support spacing
- Soil exploration and related problems
- Optimal form of structural members
- Loading and computational assumptions
- Statical analysis with the use of computers
- Construction materials and methods
- Joint form and details
- Temperature control
- Shear stress control
- Economic considerations for the whole project

The Tatarna bridge is an example of a highly complicated project in which the most modern computational and construction techniques were applied.

Die Tatarabrücke ist ein Beispiel eines hochkomplizierten Projektes in welchem die modernsten Berechnungs- und Konstruktionsmethoden angewandt sind.

Le pont de Tatarna est un exemple d'un projet très compliqué pour la réalisation duquel on a appliqué les méthodes de calcul et de construction les plus modernes.

IVa

Complement à la contribution de M.U. Finsterwalder sur la précontrainte par barres nervurées

Zusätzliche Bemerkungen zu M.U. Finsterwalders Beitrag über die Vorspannung mittels Gewindestäben

Complements to M.U. Finsterwalder's contribution of the Prestressing with threaded Bars

JACQUES FAUCHART

Professeur au Centre de Hautes Etudes de la Construction
Ingénieur des Ponts et Chaussées au Ministère de l'Équipement
Paris

Le procédé présenté est intéressant, mais son exposé s'accompagne de critiques des autres procédés qui prêtent à réponse.

1- C'est en France qu'a été utilisée, pour la première fois (voici 35 ans) la précontrainte du béton. On y construit chaque jour 2 ponts en béton précontraint. Sur chantier, les câbles sont tendus à un taux initial très élevé (voisin de 85% de la contrainte de rupture garantie). Cette tension diminue progressivement par suite du retrait et fluage du béton et de la relaxation de l'acier. En service, l'éventuelle surtension de l'acier est sévèrement limitée.

Jusqu'ici, les barres n'ont été que peu employées, à cause de leurs médiocres qualités mécaniques (80/100 kg/mm²) très inférieures à celles des fils de plus petit diamètre (135/150 à 200/220 kg/mm²) et de leur rigidité qui oblige de les employer sous forme quasiment rectiligne alors que les câbles souples permettent de suivre aisément la trajectoire des efforts.

2- La plupart des ancrages utilisés en France fonctionnent par frottement (systèmes : Freyssinet (STUP) - Coignet - SEEE (à clavettes). Le blocage du câble tendu s'accompagne d'une "rentrée d'ancrage" de 1 à 10mm, qui réduit sa tension près de l'ancrage (et uniformise donc les tensions le long du câble). Il faut, bien sûr, tenir compte de cette "rentrée". Mais elle n'interdit aucun procédé de construction, comme le prouve la réalisation d'une centaine de ponts continus réalisés, soit travée par travée, à l'aide d'un cintre partiel, soit par encorbellement, ce qui contredit les affirmations d'U.F. De même nous paraît gratuit d'affirmer que cette "rentrée" immédiate croît par effets plastiques, qu'aucune observation connue ne permet de confirmer.

3- Injection des câbles : Les câbles à fils parallèles sont disposés sous gaine nervurée qui réserve des conduits hélicoïdaux permettant à l'injection d'enrober par l'extérieur le paquet de fils. La surface torsadée des câbles toronnés permet, de même, de les injecter, même si la gaine est un tube lisse. L'injection de mortier, sous 5 à 10 kg/cm² de pression, permet de boucher tout vide important, sinon d'enrober isolément chaque fil (notamment dans le cas des torons). Mais cela est-il bien nécessaire, dès lors que l'injection périphérique assure une atmosphère basique prévenant

tout risque de corrosion sous tension, et que l'adhérence du câble au béton a été démontrée par des essais d'arrachement qui prouvent qu'une faible longueur (10 à 50cm) suffit pour ancrer le câble à rupture.

A cet égard, on peut citer l'expérience du plus long pont du monde (lac Pontchartrain E.U. 1956) dont les piles ont été réalisées par viroles assemblées par précontrainte par post-tension, avec récupération des ancrages.

4- Corrosion sous tension : Les essais menés en France, pour divers bains agressifs ou potentiels électriques, ont abouti à classer les fils dans l'ordre suivant : fils trempés à l'huile (les pires), ou au plomb, fils tréfilés (les meilleurs). Les barres ne pouvant être obtenues que par laminage, on doit les réaliser en acier allié pour leur donner une résistance convenable à la corrosion. Mais nous souhaiterions être mieux renseignés sur les essais présentés par U.F., avant que d'adhérer à sa conclusion, défavorable à tous les autres produits.

35 ans d'expérience n'ont pas permis aux Ingénieurs Français de déceler de cas de corrosion sous tension sur des câbles bien injectés et maintenus à l'intérieur du béton précontraint de la pièce.

IVa

Free discussion

Freie Diskussion

Discussion libre

E. INGERSLEV

Partner, Ingerslev & Partners
London

Following Prof. Branko Žeželj's paper on the proposed 320m arch bridge for Dubrovnik I would like to show some details of the construction of a very similar arch bridge already constructed and open to traffic 4 years ago in 1964 at Parammatta, Sydney, Australia. It has a span of 1000 ft. or 305m and had at that time the largest span so far constructed in the world (Fig. 1 & 2) and my company assisted Messrs. G. Maunsell & Partners with special reference to the design and construction of the arch.

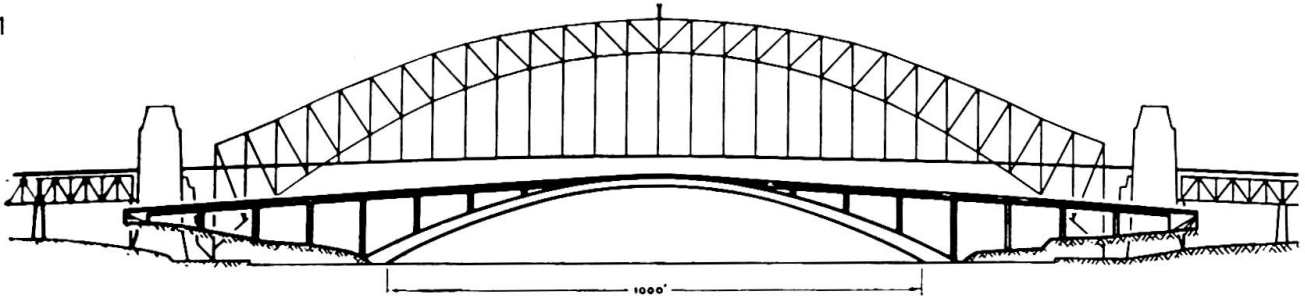
This arch consists of 4 parallel individual arches constructed one by one and then stressed together laterally to form a monolithic structure with sufficient strength to withstand the lateral wind pressure.

Like the proposed Dubrovnik bridge, Parammatta is made up of precast box-units, but instead of the cable hangings they were placed on a steel structure wide enough to take one of the four arches at a time (Fig. 5)

On completion of each separate arch, Fressinet Jacks were inserted top and bottom at the crown and expanded so as to produce a predetermined moment in the arch and to lift the arch off the supporting steel structure which could then be moved side ways to the next arch.

On completion of the arch structure (Fig. 7) a simple viaduct was continued out over the arch and consisting of 100 ft. precast prestressed deck beams (Fig.8) supported on tall columns, very slender in the direction of the bridge to allow for temperature movements.

Fig. 1

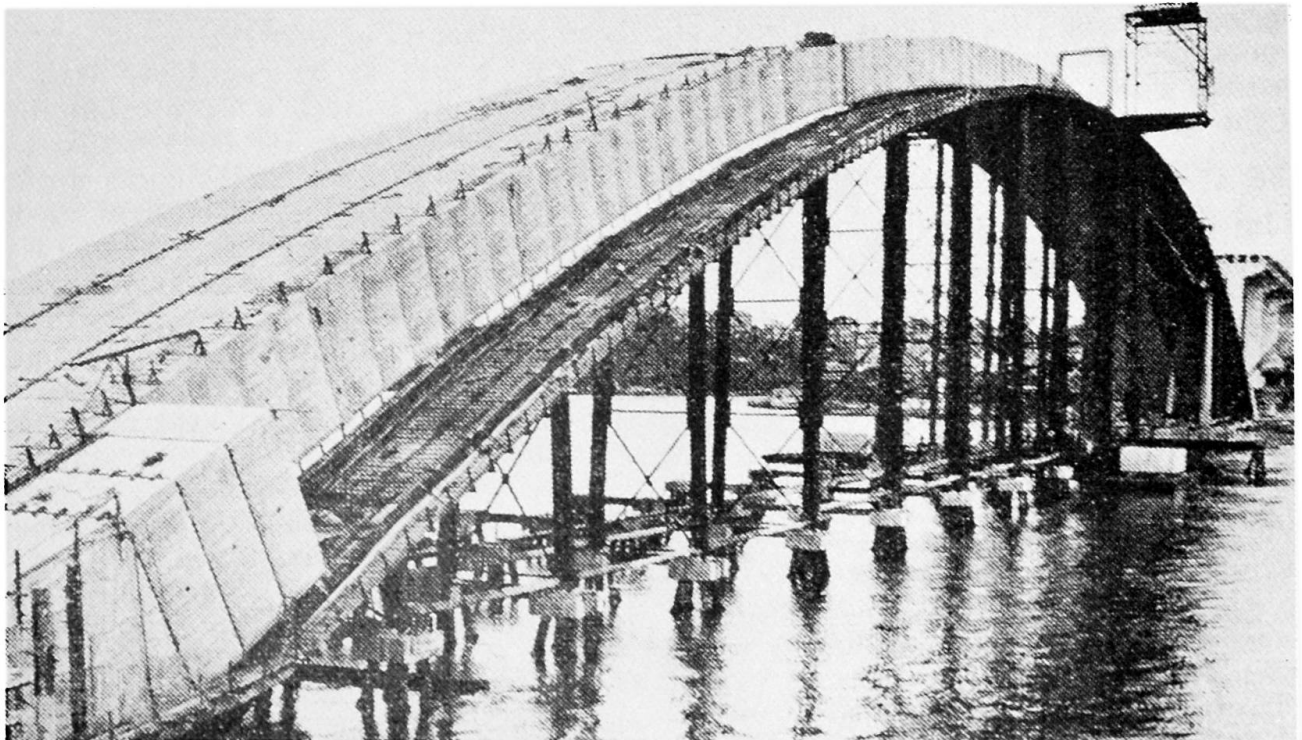


The new bridge compared with Sydney Harbour Bridge

Fig. 2



Fig. 5



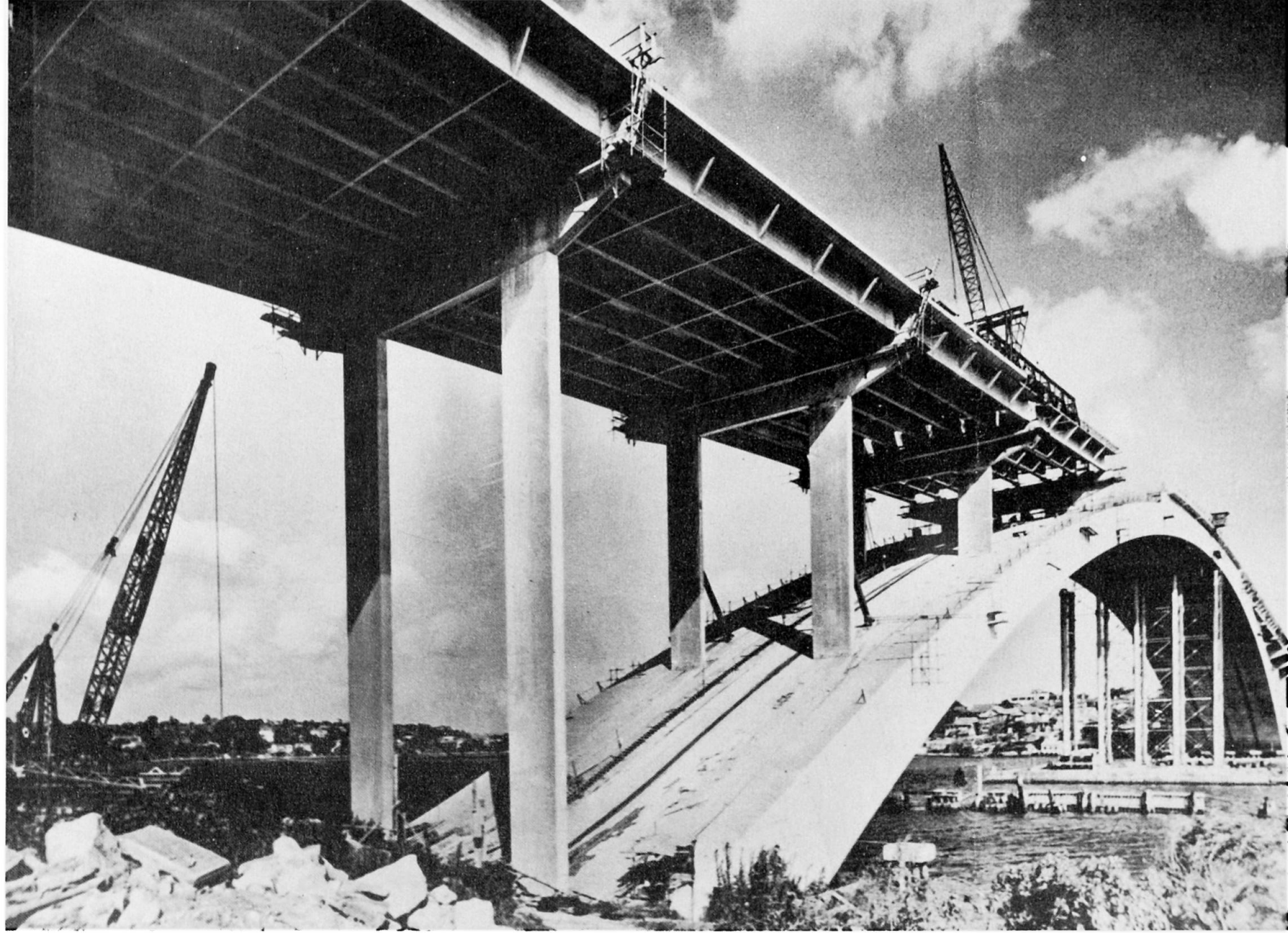


Fig. 7: Sydney Harbour and Distant Pacific — 2 ribs completed



Fig. 8: Sydney Harbour and Distant Pacific – 2 ribs completed

IVa

Construction à précontrainte partielle Cas d'un pont métallique

Partially Prestressed Construction
Steel Bridge

Teilvorgespannter Bau
Stahlbrücke

J. RORET
Ingénieur A & M
Paris

Le pont de Pontoise a quelque 20 km au Nord Ouest de Paris franchit deux bras de l'Oise sur une largeur de 20,10 m, sa longueur totale est de 271,40 m. Il est d'ailleurs destiné à être doublé. Les portées sont de 38,60, 60, 66,80, 60, & 45,80. m.

La structure est constituée par quatre poutres sous chaussées de hauteur variable de 1,746 à 3,237 m, réalisées en acier 52 entièrement soudées, tant en usine que sur chantier. Elles furent livrées par éléments de longueur inférieure à 35 m et d'un poids maximal de 25 tonnes ; les entretoises en acier 42 S 31 sont du type Waren et sont assemblées par boulons H. R.

La dalle est en béton triplement précontraint ; elle est utilisée :

- comme platelage classique pour reporter les charges sur les poutres,
- pour constituer la membrure supérieure des entretoises,
- pour former la partie prédominante de la membrure supérieure des poutres principales.

Elle est triplement précontrainte : 2 fois longitudinalement, 1 fois transversalement :

- Longitudinalement :

a) par câbles partiels couvrant les appuis au droit des moments négatifs ; ceux-ci ont pour but de laisser la dalle toujours comprimée sous tous les cas de charges et de surcharges, prenant en compte les effets du retrait, du fluage du béton et ceux des variations de température. Les puissances des câbles varient de 2 100 à 4 800 tonnes.

b) par dénivellation d'appui pour annuler les effets hyperstatiques de la précontrainte. Les dénivellations étaient variables selon les appuis mais ont atteint 2,14 m sur les 2 piles centrales.

- Transversalement :

La précontrainte a été utilisée pour la résistance transversale de la dalle et pour assurer la liaison de celle-ci avec les poutres. Ceci a permis d'éviter l'emploi de connecteurs.

Le frottement mobilisé étant celui de la dalle sur des plats soudés longitudinalement sur les semelles supérieures des poutres (2 par poutres), ces plats ont été échancrés en forme de sinusoïde pour permettre le passage des câbles. Des essais sur modèles ont été effectués à la fatigue puis à la rupture ; 2×10^6 impulsions ont été effectuées sans ennui, puis les essais ont été conduits à la rupture.

Réalisation :

La précontrainte transversale a été appliquée avant la précontrainte longitudinale. Celle-ci a donc eu lieu sur un ouvrage rendu mixte. Il s'agit là d'une application inhabituelle de la précontrainte partielle. Le calcul d'un tel système est long, il aurait été difficilement envisageable sans l'emploi de l'ordinateur. Des indications fort précieuses ont été recueillies sur les différents modules d'élasticité du béton en fonction des phases (de 125 000 à 345 000 bars).

Il a été utilisé au m^2 de pont :

146 kg d'acier de structure
7 " de câbles transversaux
13 " de câbles longitudinaux
10 " d'acier pour la dalle
0,25 m^3 de béton.

IVa

Zum Dywidag-Gewindestab und zum freien Vorbau bei statischen Systemen mit Querkraftgelenk

Remarks on the Dywidag threaded bar and the Free Cantilever System as regards the static systems with shearing force hinge

Remarques à la barre filetée Dywidag et la construction par encorbellement à l'égard des systèmes statiques avec articulation d'effort tranchant

ULRICH FINSTERWALDER

München

Herr Prof. Leonhardt hat in seiner Zusammenfassung der Diskussionsbeiträge zum Thema IV drei Fragen aufgeworfen, die ich unmittelbar beantworten möchte.

Die erste Frage betrifft die Reibung von Gewindestäben in Spannkanälen. Diese Frage wurde im Rahmen des Zulassungsverfahrens, das in der Bundesrepublik Deutschland für Spannverfahren vorgeschrieben ist, eingehend untersucht. Die festgestellten Reibungswerte sind ebenso günstig wie bei den glatten Stäben des Dywidag-Spannverfahrens. Dies rührt vermutlich daher, daß sowohl glatte als auch gerippte Stäbe in gekrümmten Spannkanälen nur in einzelnen Punkten aufliegen, so daß gleiche Reibungswerte entstehen.

Die zweite Frage betrifft die Schwingweite der Verankerung und der Muffenverbindung des Gewindestabes. Das deutsche Zulassungsverfahren verlangt den Nachweis der Schwingweite für zwei Millionen Lastwechsel bei einer Oberspannung gleich der 1,1-fachen zulässigen Spannung. Beim Dywidag-Spannverfahren wurden ursprünglich kalt aufgerollte DIN-Gewinde verwendet, die 8 kp/mm^2 Schwingweite aufwiesen. Durch eine bessere Ausrundung des Gewindegrundes konnte der Wert auf 15 kp/mm^2 verbessert werden. Das warm gewalzte Gewinde des Gewindestabes liegt bei 12 kp/mm^2 . Dieser Wert ist in jedem Falle ausreichend, da bei

Spannbetonkonstruktionen unter Verkehrslasten nur viel geringere Spannungsschwankungen vorkommen. Eine Gefahr des Dauerbruches besteht also beim Gewindestab nicht.

Die dritte Frage betrifft die Durchbiegung der Kragarme von Brücken, die im freien Vorbau hergestellt wurden. Zu diesem Thema kann ich die Erfahrung meiner Firma, der Dyckerhoff & Widmann K.G., beisteuern, die dieses Verfahren entwickelt hat und den größten Teil dieser Brücken teils selbst hergestellt, teils deren Herstellung beraten hat. Die richtige Lage der Nivelette der abschnittsweise hergestellten Brücken wird durch eine Überhöhungsberechnung gewonnen. Auf die mit dem Alter des Betons zum Zeitpunkt der Lasteintragung verschiedenen Werte der elastischen und plastischen Formänderungen muß hierbei Rücksicht genommen werden. Nach Beendigung des freien Vorbaus liegt die Nivelette höher als planmäßig und weist an der Stelle, wo zwei Kragarme mit einem Querkraftgelenk verbunden sind, einen leichten Knick nach oben auf. Nach beendetem Kriechen wird die planmäßige Nivelette erreicht. Voraussetzung für den Erfolg sind die richtige Wahl der Kriechwerte und die richtige Eintragung der Spannkkräfte. Wenn diese Voraussetzungen nicht erfüllt werden, entsteht der von Herrn Leonhardt erwähnte Knick nach unten.

IVa

Remarques de l'auteur du rapport introductif
Bemerkungen des Verfassers des Einführungsberichtes
Comments by the author of the introductory report

FRITZ LEONHARDT
Prof.Dr.Ing.
Universität Stuttgart

Die Diskussionsbeiträge spiegeln die vielseitigen Entwicklungs- und Forschungsarbeiten auf dem Gebiet des Spannbetonbrückenbaus gut wieder.

U. F i n s t e r w a l d e r ' s neuartiger Gewindestab bringt manche Vorteile für die Verankerung, das Koppeln und das Füllen mit Injektionsmörtel, hinsichtlich der Reibung in starken Krümmungen und der Dauerschwingfestigkeit an Muffen wird man vorsichtig sein müssen.

S. R. D a v i e s und D.R. F a i r b a i r n entwickeln ihre neue Gleichung für das Zusammenwirken von Biegung und Torsion bei rechteckigen Stahlbetonbalken aus der Annahme einer Ellipse für die Interaktionskurve. Hier ist eine Warnung am Platz, weil die Torsionstragfähigkeit nicht einfach von den nach einer solchen Formel bemessenen Stahlquerschnitten, sondern wesentlich von der Art und Anordnung der Bewehrung, insbesondere vom Bügelabstand abhängig ist. Die Interaktionskurve wird vom Detail der Bewehrung beeinflusst und weicht bei zweckmäßiger Bewehrung stark von der angenommenen Ellipse ab. Vermutlich gehen die erheblichen Abweichungen zwischen den Versuchen und den Ergebnissen der neuen Gleichung bei den Bal-

ken Nr. 7 und 8 auf Mängel der Bewehrung zurück, über die leider nähere Angaben im Bericht fehlen. Zu bemerken ist auch noch, daß die hier und bei anderen Forschern immer wieder anzutreffenden Torsionsversuche ohne Querbewehrung wenig Sinn haben, weil man damit keine zuverlässige Torsionstragfähigkeit erreicht.

D. V a n d e p i t t e hat zweifellos eine recht elegante neue Berechnungsweise für die Koppelung zweier Hohlkasten mit biegesteifen, aber torsionsweichen Querträgern aufgezeigt. Bei den Berechnungsannahmen wird der rissefreie Zustand und vollelastisches Verhalten vorausgesetzt, was für Spannbetontragwerke nicht ohne weiteres zutrifft, weil meist die von der Torsion im Hohlkasten herührenden schiefen Hauptzugspannungen nicht durch entsprechende Vorspannung überdrückt werden. Auch für die Sicherheitsbetrachtung muß mit Zustand II gerechnet werden, in dem die Torsionssteifigkeit wesentlich mehr abnimmt als die Biegesteifigkeit, so daß sich die Lastverteilung auf die Hohlkastenträger und damit auch die Beanspruchung der Querträger gegenüber den Berechnungsergebnissen ziemlich verändert. Unser Wissen über die Veränderung der Torsionssteifigkeit beim Übergang zum Zustand II ist jedoch noch sehr begrenzt, so daß noch keine zuverlässigen Rechenannahmen verfügbar sind. Weitere Forschung hierfür ist notwendig.

Die 3 Berichte aus der Tschechoslowakei (IV a 3, 4 und 9) beschäftigen sich mit Erfahrungen und Problemen, wie sie an mehreren großen Spannbetonbrücken dieses Landes aufgetreten sind. Es ist bedauerlich, daß 2 der Berichtler aus politischen Gründen auf dem Kongreß nicht vortragen konnten. T i b o r J á v o r gibt Durchbiegungsmessungen an großen Kragarmbrücken bekannt, die sich über 3 bis 8 Jahre erstrecken und den Einfluß des Klimas mit den starken Unterschieden zwischen Sommer und Winter wieder deutlich aufzeigen. Zum Teil wird auch der Einfluß des Spannkraftverlustes durch Relaxation und durch Verkürzung des Betons deutlich. In dem Bericht wird zwischen dynamischem und statischem E-Modul unter-

den. Hierzu sei bemerkt, daß diese Unterschiede im E-Modul auf unterschiedliche Belastungsgeschwindigkeiten bzw. unterschiedliche rasche Spannungsänderungen zurückzuführen sind. Es sei hier wieder einmal angeregt, für die Feststellung des E-Moduls die Belastungsgeschwindigkeit international zu normen, damit die bemessenen Werte vergleichbar werden.

Z. B a ž a n t behandelt das Betonkriechen durch pulsierende Spannungswechsel, die zu $1/3$ der maximalen Verkehrslastspannungen angenommen wurden. Er glaubt, damit einen Teil der verhältnismäßig großen Durchbiegungen von Kragarmbrücken erklären zu können. In Wirklichkeit liegen jedoch die oftmals vorkommenden Spannungswechsel durch Verkehrslast bei so weitgespannten Brücken noch weit unter $1/3$. Es ist außerdem bekannt, daß das Endkriechmaß durch pulsierende Spannungen nicht wesentlich vergrößert wird, diese beschleunigen gewissermaßen nur den Kriechvorgang. Für die Überschreitung der vorberechneten Durchbiegungen mancher Kragarmbrücken wird man wohl auch nicht planmäßig erreichte Spannkraft und Relaxation im Spannstahl als Ursachen betrachten müssen. Zu beachten ist der Hinweis darauf, daß sich bei Hohlkastenbrücken die obere Platte unter dem Fahrbahnbelag hinsichtlich Kriechen und Schwinden anders verhält als die untere Platte, weil Dichtung und Belag das Austrocknen nach oben behindern, andererseits aber die obere Platte wesentlich höheren Temperaturwechseln ausgesetzt ist. Hierüber sind weitere Beobachtungen an Hohlkastenbrücken erwünscht.

L. B o r o v i č k a beschreibt den Freivorbau von Brücken mit vorgefertigten Hohlkastenstücken und zugehörige Modellversuche. Besonders wertvoll sind die Ergebnisse hinsichtlich verschiedener Ausbildung der Fugen zwischen den Hohlkastenstücken. Der Bau einer 55 m weit gespannten Eisenbahnbrücke ist hervorzuheben.

J. C. L e r a y ging als Einziger auf die schiefwinkligen Platten ein, die im Thema des Kongresses besonders herausgestellt waren. Es ist erfreulich, daß in Frankreich ein besonderes Programm für die elektronische Berechnung schiefer und gekrümmter Brücken aufgestellt wurde, mit dem auch über mehrere Felder durchlaufende schiefe Platten untersucht werden können. Hervorzuheben ist die mit diesem Programm mögliche Optimierung der Vorspannung, die ein wesentliches Ziel der weiteren Arbeit an diesem Brückentyp ist. Bisher wurden solche schiefen Platten meist viel zu stark vorgespannt. Eine Überprüfung der mit der optimierten Vorspannung erreichten Sicherheit durch Versuche ist sehr erwünscht, sie würde sicher zeigen, daß noch erhebliche Ersparnisse möglich sind. Immerhin kann die Scheu vor schiefwinkligen Platten, die noch in vielen Ländern anzutreffen ist, aufgegeben werden.

B. Ž e ž e l j ist zu wünschen, daß er seine großartige Idee des Freivorbaues der 320 m weit gespannten Bogen aus vorgespannten Hohlkastenstücken mit Hilfe von Schrägseilabspannungen bald verwirklichen kann.

Der von M a r i a E m i l i a C a m p o s e M a t o s beschriebene und von E d g a r C a r d o s o so ideenreich entwickelte neue Hängebrückentyp sieht ein vorgespanntes Seilfachwerk vor, das über 5 Öffnungen mit Spannweiten bis zu 180 m kontinuierlich ist. In geschickter Weise wird die Spannbetonfahrbahn von den Längsverformungen freigehalten und wirkt trotzdem als Windverband. Die Ergebnisse der modellstatischen Untersuchungen zeigen deutlich die mit solchen Systemen erreichbare Steifigkeit. Die Vorteile dieser Bauart für Brücken in verkehrlich noch nicht erschlossenen Gebieten sind ganz offensichtlich, da der erforderliche Stahl einfach in Form von Drahtlingen antransportiert wird und die Kabel am Ort zusammengebaut werden. Das System erinnert an die San Marco-Brücke, die Blair Birdsall 1953/54 in San Salvador gebaut hat (veröffentlicht in "Civil Engineering" 24 - 1954 - No. 9, S. 40 ff).

A. d e N o r o n h a F.⁰ weist mit seiner Idee in die Zukunft der noch größeren Spannweiten für Spannbetonbrücken. Der Gedanke, ein an den Enden verankertes hochfestes Kabel mit kleiner Pfeilhöhe als Brücke zu benützen, tauchte bei U. Finsterwalder vor einigen Jahren mit seinem Projekt für die Bosphorus-Brücke auf (Spannband-Brücke). Noronha geht den richtigeren Weg, auf die Kabel vorgefertigte Fahrbahnrahmen mit möglichst leichtem Gewicht aufzusetzen, um so eine ebene Fahrbahn zu erhalten. Erfahrungsgemäß werden jedoch bei kleiner Pfeilhöhe die Kabelkräfte und damit auch die Verankerungen unwirtschaftlich groß. Für die weitere Entwicklung ist es daher sicher richtig, wenn Noronha - wie in seinem mündlichen Vortrag gezeigt - die Kabel mit viel größerer Pfeilhöhe wählt. Man nähert sich dann jedoch rasch den Hängebrücken, die mit Seilfachwerken ausgesteift wirtschaftlicher sein werden. Die Überlegungen verdienen, weiter verfolgt zu werden, wobei die Verwendung von Leichtbeton helfen wird.

Die Verfasser der 3 Beiträge aus der UdSSR waren leider nicht erschienen. B e r g , C a r p i n s k i , P a l a g i n zeigen, wie stark die Tragfähigkeit wandelbewehrter Stützen gesteigert werden kann, wenn man für die Umschnürung hochfesten Draht vorspannt. Zu beachten ist, daß diese günstige Wirkung nur voll ausgenützt werden kann, wenn keine Knickgefahr der Stütze besteht.

R o u d e n k o , M i t r o f a n o v und S o l o v i e v geben einen eindrucksvollen Überblick über die Entwicklung des Spannbetonbrückenbaues in den UdSSR. Hervorzuheben sind die Fachwerke aus vorgefertigten Betonrohrstäben.

E. G i b c h m a n hat Versuche durchgeführt, L. Nervi's Ferro-Zement (hier Armo-Zement genannt) auf den Brückenbau zu übertragen, d.h. Brückentragwerke aus Bauteilen mit sehr dünnen Betonabmessungen von 2 - 5 cm mit fein verteilter Bewehrung herzustellen und sie zusammenzukleben. Die Versuchsergebnisse sind ermutigend, wie ja auch

Nervi's Bauwerke aus Ferro-Zement sich gut halten. Man wird mit Interesse verfolgen müssen, wie sich solche Ideen für die Praxis weiterentwickeln. Die Grundzüge dieser Lösung sind für die weitere Entwicklung zweifellos richtig, es fragt sich nur, ob die Dicken auf solch kleine Maße reduziert werden sollen.

Zum Abschluß sei bemerkt, daß auf dem Kongreß und in den Diskussionsbeiträgen eine einmütige Zustimmung zur *p a r t i e l l e n* *V o r s p a n n u n g* festzustellen ist. Das Prinzip, den Vorspanngrad so zu wählen, daß nur für Eigengewicht und oftmals wiederkehrende Verkehrslast die Zugspannungen überdrückt, für seltene extreme Lastfälle jedoch die Zugspannungen nicht limitiert werden, setzt sich mehr und mehr durch. Es ist nunmehr dringend erwünscht, daß die Vorschriften in den verschiedenen Ländern dieses Erkenntnis, die auch in den Empfehlungen des Comité Mixte FIP - CEB (FIP-Kongreß, Paris, 1966) enthalten sind, angepaßt werden, damit die technischen und wirtschaftlichen Vorteile der partiellen Vorspannung für den Spannbetonbrückenbau nutzbar gemacht werden können.