

TREŚĆ: Część urzędowa. Część nieurzędowa. Inż. M. Bessaga: Zastosowanie zasady Castigliana do obliczania ram wieloprzęsłowych. (Dokończenie). — Prof. Inż. Stella-Sawicki: W sprawie wzoru dla słupów uzwojonych w przepisach polskich. — Inż. M. Kubaszewska-Rogowska: Sprawozdanie z Międzynarodowego Kongresu budowy mostów i konstrukcyj lądowych w Paryżu. — Inż. W. Marzec: Żelazne ścianki szczelne czy kesony. — Wiadomości z literatury technicznej. — Bibliografia. — Zebrania i odczyty w Towarzystwie.

Część urzędowa.

Wykaz kandydatów,

k którzy w czasie od II półrocza 1931 r. złożyli egzamin na mierniczych przysięgłych przed Państwową Komisją Egzaminacyjną na Mierniczych Przysięgłych w Warszawie.

1. W czasie sesji jesiennej 1931 r. egzamin złożyli: Inż. Frelek Marjan, inż. Fonfarski Stanisław, Bautte Piotr, Jakubowski Stanisław, Charucki Konstanty, Krakówka Jan, Górski Józef, Krotke Magdalena, Wejchert Tadeusz, Popławski Julian, Bezwierchy Grzegorz, Wieczorkowski Zygmunt, Kulagowski Zygmunt, Jankiewicz Mieczysław, Chrupek Tadeusz, Gałązka Antoni, Eckert Konstanty.

2. W czasie sesji wiosennej 1932 r. egzamin złożyli: Inż. Niedek Franciszek, inż. Kobyliński Janusz, inż. Bałdyga Leon, inż. Barański Władysław, inż. Pursa Jan, inż. Majewski Wiktor Karol, inż. Szyprowski Ksawery Bolesław, inż. Nowosielski Emil, Jankowski Antoni, Brocki Aleksander, Kozyrski Wiktor, Giercim Zygmunt, Łobocki Włodzimierz, Wojciechowicz Sylwester, inż. Piekarski Zygmunt, Bielak Jakób, Pawłowski Bronisław, Jasiewicz Michał, Baniewicz Zyg-

mun, Wędrychowski Wincenty, Krzyszkowski Wacław, Rafałowicz Tadeusz, Lewandowski Roman Jacek, Maciejewski Antoni, Malinowski Edward, Kidybiński Włodzimierz, Osipowicz Mikołaj, Matajczuk Mikołaj, Gawroński Stanisław, Szorsz Franciszek, Janczak Jerzy, Roszkowski Leon, Suliński Jerzy, Zalewski Franciszek, Wojtaszewski Tadeusz, Gałązka Mieczysław, Jakubowski Stanisław, Jabrzemski Jan, Kuznowicz Jan, Michałowski Jan, Walter Tadeusz, Flery Stanisław, Jankowski Mieczysław Konstanty, Zaleski Bolesław, Lewosz Adolf, Krasnowski Konstanty, Kiersnowski Leopold, Szyrko Stefan, Grubczak Wojciech, Jaśniewicz Antoni, Majda Józef, Stefanowski Eljasz, Buchholz Ignacy, Woydyłło Władysław, Matyszko Tadeusz, Krupowicz Waldemar Włodzimierz, Artomski Marjan Feliks, Gąsiorowski Józef.

3. W czasie sesji jesiennej 1932 r. egzamin złożyli: Jaroński Stanisław, Goepfinger Artur, Suchorski Tadeusz Stanisław, Badura Antoni, Paszkowski Henryk, Gliński Józef, Marcinkowski Remigjusz, inż. Spieler Maurycy, inż. Miśkiewicz Władysław, Czekaliński Adam Władysław, Białecki Antoni, Cichura Władysław, Miksztal Stanisław, Łysoniewski Wincenty, Gruszczyński Kazimierz.

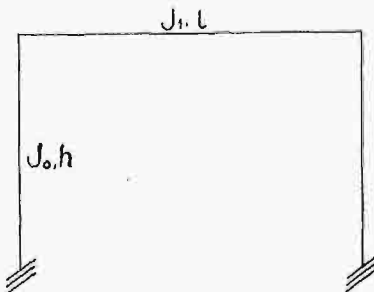
Część nieurzędowa.

Inż. Mieczysław Bessaga.

Zastosowanie zasady Castigliana do obliczania ram wieloprzęsłowych.

(Dokończenie).

IV. Rama jednoprzęsłowa, ze słupami u dołu doskonale utwierdzonymi.



Ryś. 15.

$$D_{3,1} = \begin{vmatrix} a_{00} & b_{00} & b_{01} & e_{00} & e_{01} & 1 & 0 \\ e_{00} & d_{00} & d_{01} & f_{00} & f_{01} & 0 & 1 \\ e_{10} & d_{10} & d_{11} & f_{10} & f_{11} & 0 & 1 \\ g_{00} & h_{00} & h_{01} & m_{00} & m_{01} & 1 & 0 \\ g_{10} & h_{10} & h_{11} & m_{10} & m_{11} & 1 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \frac{1}{3} & \frac{1}{2} \gamma & 0 & \frac{1}{2} & 0 & 1 & 0 \\ \frac{1}{2} \gamma & \frac{1}{3} \gamma^3 \kappa + \gamma^2 & 0 & \frac{1}{2} \gamma^2 \kappa + \gamma & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & \frac{1}{3} \gamma^3 \kappa & 0 & \frac{1}{2} \gamma^2 \kappa & 0 & 1 \\ \frac{1}{2} & \frac{1}{2} \gamma^2 \kappa + \gamma & 0 & \gamma \kappa + 1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{2} \gamma^2 \kappa & 0 & \gamma \kappa & 1 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 1 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$D_{3,1} = \frac{1}{36} \gamma^3 \kappa (6 \gamma \kappa + 1) (\gamma \kappa + 2)$$

Podwyznaczniki:

I. kolumna: $A_{00} = \frac{1}{3} \gamma^3 \kappa (\gamma \kappa + 2)$ $C_{00} = C_{10} = 0$ $G_{01} = -G_{10} = \frac{1}{2} A_{00}$
 $\Phi_{2a_0} = -\frac{1}{2} \gamma \kappa \cdot A_{00}$ $\Phi_{3a_0} = +\frac{1}{4} \gamma^2 \kappa \cdot A_{00}$

II. i III kolumna:

$$B_{00} = B_{01} = 0$$

$$D_{00} = D_{10} = D_{01} = D_{11} = \frac{1}{12} (2 \gamma \kappa + 1) (6 \gamma \kappa + 1)$$

$$H_{00} = H_{10} = H_{01} = H_{11} = -\frac{1}{12} \gamma (\gamma \kappa + 1) (6 \gamma \kappa + 1)$$

$$\Phi_{2h_0} = \Phi_{2h_1} = -\frac{1}{4} \gamma^2 \kappa (6 \gamma \kappa + 1)$$

$$\Phi_{3h_0} = -\frac{1}{4} \gamma^3 \kappa (\gamma \kappa - 1) (6 \gamma \kappa + 1)$$

$$\Phi_{3h_1} = +\frac{1}{4} \gamma^3 \kappa (\gamma \kappa + 5) (6 \gamma \kappa + 1)$$

IV. i V. kolumna:

$$E_{00} = -E_{01} = G_{00} = \frac{1}{6} \gamma^3 \kappa (\gamma \kappa + 2)$$

$$F_{00} = F_{10} = F_{01} = F_{11} = H_{00}$$

$$M_{00} = M_{11} = \frac{1}{36} \gamma^2 (15 \gamma^2 \kappa^2 + 26 \gamma \kappa + 3)$$

$$M_{10} = M_{01} = \frac{1}{36} \gamma^2 (9 \gamma^2 \kappa^2 + 14 \gamma \kappa + 3)$$

$$\Phi_{2m_0} = +\frac{1}{4} \gamma^3 \kappa (7 \gamma \kappa + 3)$$

$$\Phi_{2m_1} = +\frac{1}{4} \gamma^3 \kappa (5 \gamma \kappa - 1)$$

$$\Phi_{3m_0} = +\frac{1}{4} \gamma^3 \kappa (3 \gamma^2 \kappa^2 - 1)$$

$$\Phi_{3m_1} = -\frac{1}{4} \gamma^4 \kappa (3 \gamma^2 \kappa^2 + 12 \gamma \kappa + 1).$$

Ogólne wzory na obliczenie reakcyj i momentów utwierdzenia (ważne również i dla wypadków ram rozpatrywanych pod V. i VI.):

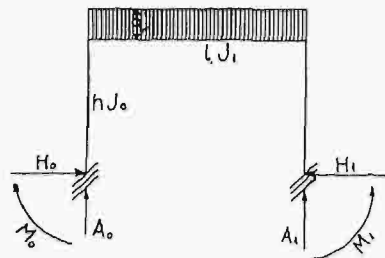
$$D_{31} \cdot A_0 = A_{00} \psi_{00} - G_{00} (\psi_{02} + \psi_{12}) - \Phi_{2a_0} \cdot \psi_2 + \Phi_{3a_0} \psi_3$$

$$D_{31} \cdot H_0 = D_{00} (\psi_{01} - \psi_{11}) + H_{00} (\psi_{02} - \psi_{12}) + \Phi_{2h_0} \cdot \psi_2 - \Phi_{3h_0} \cdot \psi_3$$

$$D_{31} \cdot H_1 = D_{00} \cdot (\psi_{11} - \psi_{01}) + H_{00} (\psi_{12} - \psi_{02}) - \Phi_{2h_1} \psi + \Phi_{3h_1} \cdot \psi_3$$

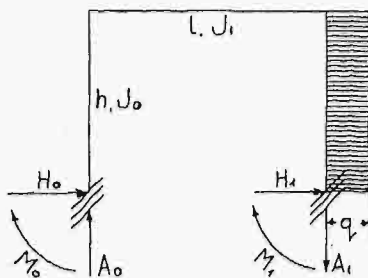
$$D_{31} \cdot \frac{M_0}{l} = -E_{00} \cdot \psi_{00} + F_{00} \cdot (\psi_{01} - \psi_{11}) + M_{00} \cdot \psi_{02} - M_{10} \cdot \psi_{12} + \Phi_{2m_0} \cdot \psi_2 - \Phi_{3m_0} \cdot \psi_3$$

$$D_{3,1} \cdot \frac{M_1}{l} = +E_{01} \cdot \psi_{00} + F_{00}(-\psi_{01} + \psi_{11}) - M_{01} \cdot \psi_{02} + \\ + M_{11} \cdot \psi_{12} - \bar{\Phi}_{2m_1} \cdot \psi_2 + \bar{\Phi}_{3m_1} \cdot \psi_3$$



Rys. 16.

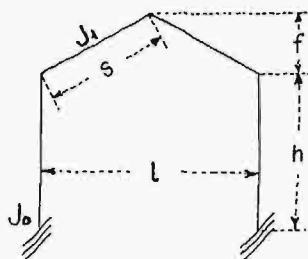
$$\psi_{00} = ql \cdot \frac{1}{8} \\ \psi_{01} = ql \cdot \frac{1}{8} \gamma \\ \psi_{11} = ql \cdot 0 \\ \psi_{02} = ql \cdot \frac{1}{8} \\ \psi_{12} = ql \cdot 0 \\ \psi_2 = ql \cdot \frac{1}{2} \\ \psi_3 = 0$$



Rys. 17.

$$\psi_{00} = 0 \\ \psi_{01} = 0 \\ \psi_{11} = qh \cdot (-\frac{1}{8}) \gamma^3 \kappa \\ \psi_{02} = 0 \\ \psi_{12} = qh \cdot (-\frac{1}{6}) \cdot \gamma^2 \kappa \\ \psi_2 = qh \cdot (+\frac{1}{2} \gamma) \\ \psi_3 = qh \cdot (-1)$$

V. Rama jednoprzęsłowa bezprzegubowa o rozprze łamanej symetrycznej.



Rys. 18.

$$\frac{f}{l} = \varphi \quad \frac{h}{s} = \gamma_1 \\ \frac{h}{l} = \gamma = \frac{h}{l} \cdot \frac{s}{l} = \gamma_1 \sigma \\ \frac{s}{l} = \sigma \quad \frac{I_0}{I_1} = \kappa$$

$$D_{3,1} = \begin{bmatrix} \frac{2}{3} \sigma & \gamma \sigma + \frac{1}{2} \varphi \sigma & 0 & \sigma & 0 & 1 & 0 \\ \frac{1}{3} \gamma^2 \gamma_1 \kappa \sigma + & & & \frac{1}{2} \gamma \gamma_1 \kappa \sigma + & & & \\ \gamma \sigma + \frac{1}{2} \varphi \sigma & + 2 \gamma^2 \sigma + & & + 2 \gamma \sigma + 0 & & & 0 & 1 \\ + 2 \gamma \varphi \sigma + & & & + \varphi \sigma & & & & \\ + \frac{2}{3} \varphi^2 \sigma & & & & & & & \\ 0 & 0 & \frac{1}{3} \gamma^2 \gamma_1 \kappa \sigma & 0 & \frac{1}{2} \gamma \gamma_1 \kappa \sigma & 0 & 1 \\ \frac{1}{2} \gamma \gamma_1 \kappa \sigma + & & & & & & & \\ \sigma & + 2 \gamma \sigma + 0 & & \gamma_1 \kappa \sigma + 2 \sigma & 0 & & 1 & 0 \\ + \varphi \sigma & & & & & & & \\ 0 & 0 & \frac{1}{2} \gamma \gamma_1 \kappa \sigma & 0 & \gamma_1 \kappa \sigma & 1 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 1 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$D_{3,1} = \left\{ \frac{1}{18} \gamma^2 \cdot \gamma_1 \kappa \cdot (\gamma_1 \kappa + 4) + \frac{1}{3} \gamma \varphi \cdot \gamma_1 \kappa + \frac{1}{18} \varphi^2 \cdot (4 \gamma_1 \kappa + 1) \right\} (\beta \gamma_1 \kappa + 1) \sigma^3.$$

Podwyznaczniki:

I. kolumna:

$$A_{00} = \left\{ \frac{1}{3} \gamma^2 \gamma_1 \kappa (\gamma_1 \kappa + 4) + 2 \gamma \varphi \cdot \gamma_1 \kappa + \frac{1}{3} \varphi^2 (4 \gamma_1 \kappa + 1) \right\} \sigma^2 \\ C_{00} = C_{10} = 0 \\ G_{00} = -G_{10} = \frac{1}{2} \cdot A_{00} \\ \bar{\Phi}_{2a_0} = -\frac{1}{2} \gamma_1 \kappa \sigma \cdot A_{00} \\ \bar{\Phi}_{3a_0} = +\frac{1}{2} \gamma \cdot \gamma_1 \kappa \sigma \cdot A_{00}$$

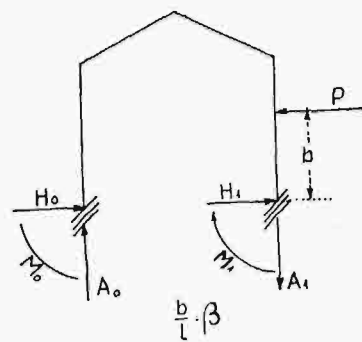
II. i III. kolumna:

$$B_{00} = B_{01} = 0 \\ D_{00} = D_{10} = D_{01} = D_{11} = \left\{ \frac{1}{3} (\beta \gamma_1 \kappa + 1) (\gamma_1 \kappa + 1) \right\} \sigma^2 \\ H_{00} = H_{10} = H_{01} = H_{11} = \left\{ -\frac{1}{6} \gamma (\gamma_1 \kappa + 2) - \frac{1}{6} \varphi \right\} (\beta \gamma_1 \kappa + 1) \cdot \sigma^2$$

$$\bar{\Phi}_{2b_0} = \bar{\Phi}_{2b_1} = \left(-\frac{1}{6} \gamma - \frac{1}{6} \varphi \right) \cdot \gamma_1 \kappa \cdot (\beta \gamma_1 \kappa + 1) \cdot \sigma^3 \\ \bar{\Phi}_{3b_0} = \left\{ -\frac{1}{36} \gamma^2 (\gamma_1 \kappa - 2) + \frac{1}{12} \gamma \varphi \right\} \cdot \gamma_1 \kappa \cdot (\beta \gamma_1 \kappa + 1) \cdot \sigma^3 \\ \bar{\Phi}_{3b_1} = \left\{ \left[+\frac{1}{36} \gamma^2 (\gamma_1 \kappa + 10) + \frac{1}{12} \gamma \varphi \right] \cdot \gamma_1 \kappa + \frac{1}{18} \varphi^2 (4 \gamma_1 \kappa + 1) \right\} \cdot (\beta \gamma_1 \kappa + 1) \cdot \sigma^3.$$

IV. i V. kolumna:

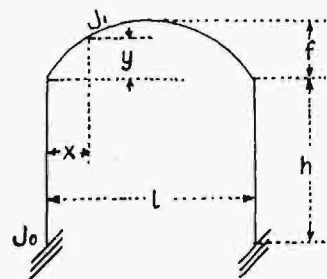
$$E_{00} = G_{00} \quad E_{01} = -G_{01} \\ F_{00} = F_{10} = F_{01} = F_{11} = H_{00} \\ M_{00} = M_{11} = \left\{ \frac{1}{36} \gamma^2 [15 (\gamma_1 \kappa)^2 + 52 \gamma_1 \kappa + 12] + \frac{1}{6} \gamma \varphi (\beta \gamma_1 \kappa + 2) + \frac{1}{36} \varphi^2 (24 \gamma_1 \kappa + 7) \right\} \cdot \sigma^2 \\ M_{01} = M_{10} = \left\{ \frac{1}{36} \gamma^2 [9 (\gamma_1 \kappa)^2 + 28 \gamma_1 \kappa + 12] + \frac{1}{6} \gamma \varphi (\beta \gamma_1 \kappa + 2) + \frac{1}{36} \varphi^2 \right\} \cdot \sigma^2 \\ \bar{\Phi}_{2m_0} = \left\{ \frac{1}{36} \gamma^2 \gamma_1 \kappa \cdot (7 \gamma_1 \kappa + 6) + \frac{1}{4} \gamma \varphi \cdot \gamma_1 \kappa (\gamma_1 \kappa + 1) + \frac{1}{36} \varphi^2 \cdot \gamma_1 \kappa \right\} \cdot \sigma^3 \\ \bar{\Phi}_{3m_0} = \left\{ \frac{1}{72} \gamma^3 \cdot \gamma_1 \kappa \cdot [\beta (\gamma_1 \kappa)^2 - 4] - \frac{1}{36} \gamma^2 \varphi \cdot \gamma_1 \kappa \cdot (\beta \gamma_1 \kappa + 4) - \frac{1}{72} \varphi^2 \gamma \cdot \gamma_1 \kappa \right\} \cdot \sigma^3 \\ \bar{\Phi}_{2m_1} = \left\{ \frac{1}{36} \gamma^2 \cdot \gamma_1 \kappa \cdot (5 \gamma_1 \kappa - 2) + \frac{1}{12} \gamma \varphi \cdot \gamma_1 \kappa (\beta \gamma_1 \kappa - 1) - \frac{1}{36} \varphi^2 (7 \gamma_1 \kappa + 2) \right\} \cdot \sigma^3 \\ \bar{\Phi}_{3m_1} = \left\{ -\frac{1}{72} \gamma^3 \cdot \gamma_1 \kappa \cdot [\beta (\gamma_1 \kappa)^2 + 24 \gamma_1 \kappa + 4] - \frac{1}{36} \gamma^2 \varphi \cdot \gamma_1 \kappa \cdot (21 \gamma_1 \kappa + 4) - \frac{1}{72} \varphi^2 \gamma \cdot \gamma_1 \kappa (24 \gamma_1 \kappa + 7) \right\}$$



Rys. 19.

$$\psi_{00} = 0 \\ \psi_{11} = \left\{ -\frac{1}{6} \gamma \cdot \kappa (2 \gamma^2 + \beta^2 \cdot \frac{\beta}{\gamma} - 3 \beta \gamma) \right\} \cdot \sigma \cdot P \\ \psi_{02} = 0 \\ \psi_{12} = \left\{ -\frac{1}{2} \gamma_1 \kappa (\gamma - 2 \beta + \beta \frac{\beta}{\gamma}) \right\} \cdot \sigma \cdot P \\ \psi_2 = \beta \cdot P \\ \psi_3 = -1 \cdot P$$

VI. Rama jednoprzęsłowa bezprzegubowa o rozprze parabolicznej.



Rys. 20.

$$\frac{f}{l} = \varphi \quad y = \frac{4fx(l-x)}{l^2} \\ \frac{h}{l} = \gamma \\ \frac{I_0}{I_1} = \kappa$$

$$D_{3,1} = \begin{bmatrix} \frac{1}{3} & \frac{1}{2} \gamma + \frac{1}{3} \varphi & 0 & \frac{1}{2} & 0 & 1 & 0 \\ \frac{1}{2} \gamma + \frac{1}{3} \varphi & \frac{1}{3} \gamma^3 \kappa + \gamma^2 + \frac{4}{3} \gamma \varphi + 0 & \frac{1}{2} \gamma^2 \kappa + \gamma + \frac{2}{3} \varphi & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & \frac{1}{3} \gamma^3 \kappa & 0 & \frac{1}{2} \gamma^2 \kappa & 0 & 1 \\ \frac{1}{2} & \frac{1}{2} \gamma^2 \kappa + \gamma + \frac{2}{3} \varphi & 0 & \gamma \kappa + 1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{2} \gamma^2 \kappa & 0 & \gamma \kappa & 1 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 1 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$D_{3,1} = \left\{ \frac{1}{36} \gamma^3 \kappa (\gamma \kappa + 2) + \frac{1}{3} \varphi \gamma^2 \beta + \frac{1}{18} \varphi^2 (12 \gamma \kappa + 1) \right\} \cdot (6 \gamma \kappa + 1).$$

Podwyznaczniki:

I. kolumna:

$$A_{00} = \frac{1}{3} \gamma^3 \kappa (\gamma \kappa + 2) + \frac{4}{3} \varphi \gamma^2 \kappa + \frac{4}{18} \varphi^2 (12 \gamma \kappa + 1) \\ C_{00} = C_{10} = 0 \quad G_{00} = -G_{10} = \frac{1}{2} A_{00} \\ \bar{\Phi}_{2a_0} = -\frac{1}{2} \gamma \kappa \cdot A_{00} \quad \bar{\Phi}_{3a_0} = \frac{1}{2} \gamma^2 \kappa \cdot A_{00}$$

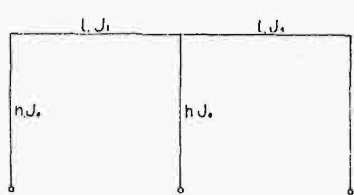
II. i III. kolumna:

$$\begin{aligned}
 B_{00} &= B_{01} = 0 \\
 D_{00} &= D_{10} = D_{01} = D_{11} = \frac{1}{12} (2\gamma\kappa + 1) (6\gamma\kappa + 1) \\
 H_{00} &= H_{10} = H_{01} = H_{11} = \left\{ -\frac{1}{12} \gamma (\gamma\kappa + 1) - \frac{1}{18} \varphi \right\} \cdot (6\gamma\kappa + 1) \\
 \bar{\Phi}_{2h_0} &= \bar{\Phi}_{2h_1} = \left(\frac{1}{24} \gamma^2 \kappa - \frac{1}{18} \varphi \gamma \kappa \right) \cdot (6\gamma\kappa + 1) \\
 \bar{\Phi}_{3h_0} &= \left\{ \left(-\frac{1}{24} \gamma^3 \kappa \right) (\gamma\kappa - 1) + \frac{1}{36} \varphi \gamma^2 \kappa \right\} \cdot (6\gamma\kappa + 1) \\
 \bar{\Phi}_{3h_1} &= \left\{ \left[+\frac{1}{24} \gamma (\gamma\kappa + 5) + \frac{5}{36} \varphi \right] \gamma^2 \kappa + \frac{1}{36} \varphi^2 (12\kappa + 1) \right\} \cdot (6\gamma\kappa + 1).
 \end{aligned}$$

IV. i V. kolumna:

$$\begin{aligned}
 E_{00} &= -E_{01} = G_{00} \\
 F_{00} &= F_{10} = F_{01} = F_{11} = H_{00} \\
 M_{00} &= M_{11} = \frac{1}{36} \gamma^2 (15\gamma^2 \kappa^2 + 26\gamma\kappa + 3) + \frac{1}{6} \gamma \varphi (9\gamma\kappa + 1) + \\
 &\quad + \frac{1}{18} \varphi^2 (8\gamma\kappa + 1) \\
 M_{10} &= M_{01} = \frac{1}{36} \gamma^2 (9\gamma^2 \kappa^2 + 14\gamma\kappa + 3) + \frac{1}{6} \gamma \varphi (3\gamma\kappa + 1) + \\
 &\quad + \frac{1}{18} \varphi^2 \\
 \bar{\Phi}_{2m_0} &= \frac{1}{72} \gamma^3 \kappa (7\gamma\kappa + 3) + \frac{1}{12} \varphi \gamma^2 \kappa (2\gamma\kappa + 1) + \frac{1}{45} \varphi^2 \gamma \kappa \\
 \bar{\Phi}_{2m_1} &= \frac{1}{72} \gamma^3 \kappa (5\gamma\kappa - 1) + \frac{1}{36} \varphi \gamma^2 \kappa (6\gamma\kappa - 1) - \\
 &\quad - \frac{1}{18} \varphi^2 (9\gamma\kappa + 1)
 \end{aligned}$$

VII. Rama dwuprzęsłowa, o słupach u dołu przegibnie umocowanych.



Rys. 22.

a_{00}	a_{01}	b_{00}	b_{01}	b_{02}	2	0	$\frac{5}{6}$	$\frac{5}{6}$	2γ	$\frac{5}{2}\gamma$	0	2	0
a_{10}	a_{11}	b_{10}	b_{11}	b_{12}	1	0	$\frac{5}{6}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{2}\gamma$	$\frac{1}{2}\gamma$	0	1	0
c_{00}	c_{01}	d_{00}	d_{01}	d_{02}	0	1	2γ	$\frac{1}{2}\gamma$	$\frac{1}{3}\gamma^3\kappa + 2\gamma^2$	γ^2	0	0	1
c_{10}	c_{11}	d_{10}	d_{11}	d_{12}	0	1	$\frac{3}{2}\gamma$	$\frac{1}{2}\gamma$	γ^2	$\frac{1}{3}\gamma^3\kappa + \gamma^2$	0	0	1
c_{20}	c_{21}	d_{20}	d_{21}	d_{22}	0	1	0	0	0	0	$\frac{1}{3}\gamma^3\kappa$	0	1
2	1	0	0	0	0	0	2	1	0	0	0	0	0
0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	1	1	0	0

$$D_{2,2} = D = \frac{1}{18} \gamma^4 (\gamma\kappa + 1) (4\gamma\kappa + 3)$$

Podwyznaczniki:

I. i II. kolumna:

$$\begin{aligned}
 A_{00} &= +\frac{1}{3} \gamma^4 (\gamma\kappa + 1) (\gamma\kappa + 3) & A_{01} &= 2 A_{00} \\
 A_{10} &= 2 A_{00} & A_{11} &= 2 A_{11} \\
 C_{00} &= -\frac{1}{2} \gamma^3 (\gamma\kappa + 1) & C_{01} &= 2 C_{00} \\
 C_{10} &= 0 & C_{11} &= 0 \\
 C_{20} &= -C_{00} & C_{21} &= 2 C_{20} \\
 \bar{\Phi}_{2a_0} &= \frac{1}{36} \gamma^4 (\gamma\kappa + 1) (2\gamma\kappa - 3) & \bar{\Phi}_{2a_1} &= \frac{1}{36} \gamma^4 \cdot \gamma \cdot \kappa (\gamma\kappa + 1) \\
 \bar{\Phi}_{3a_0} &= -\frac{1}{6} \gamma^5 \cdot \gamma \cdot \kappa (\gamma\kappa + 1) & \bar{\Phi}_{3a_1} &= 2 \bar{\Phi}_{3a_0}
 \end{aligned}$$

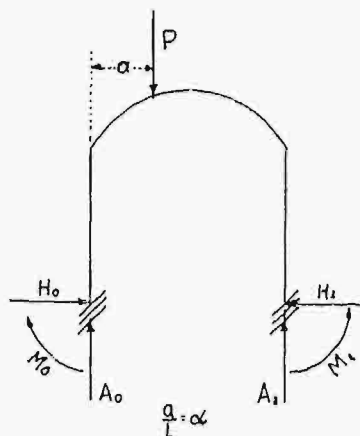
III, IV. i V. kolumna:

$$\begin{aligned}
 B_{00} &= -B_{02} = \frac{1}{2} \gamma^3 (\gamma\kappa + 1) & B_{01} &= B_{11} = 0 \\
 B_{10} &= -B_{12} = 2 B_{00} \\
 D_{00} &= D_{22} = +\frac{1}{36} \gamma^2 (16\gamma\kappa + 15) \\
 D_{10} &= D_{01} = D_{21} = D_{12} = \frac{1}{18} \gamma^2 (4\gamma\kappa + 3) \\
 D_{20} &= D_{02} = -\frac{1}{36} \gamma^2 (8\gamma\kappa + 9) \\
 D_{11} &= 2 D_{00} = \frac{1}{9} \gamma^2 (4\gamma\kappa + 3) \\
 \bar{\Phi}_{2h_0} &= +\frac{1}{24} \gamma^3 (2\gamma\kappa + 3) & \bar{\Phi}_{2h_1} &= -\frac{1}{24} \gamma^3 (10\gamma\kappa + 9) \\
 \bar{\Phi}_{3h_0} &= +\frac{1}{108} \gamma^4 \cdot \gamma \cdot \kappa (8\gamma\kappa + 9) & \bar{\Phi}_{3h_1} &= +\frac{1}{108} \gamma^4 \cdot \gamma \cdot \kappa (8\gamma^2 \kappa^2 + \\
 & & & + 27\gamma\kappa + 18) \\
 \bar{\Phi}_{2h_1} &= -\frac{1}{2} \gamma \cdot D_{01} = -\frac{1}{36} \gamma^3 (4\gamma\kappa + 3) \\
 \bar{\Phi}_{3h_1} &= -\frac{1}{6} \cdot \gamma^3 \kappa \cdot D_{01} = -\frac{1}{54} \gamma^5 \cdot \gamma \cdot \kappa (4\gamma\kappa + 3).
 \end{aligned}$$

Wzory na obliczenie reakcyj:

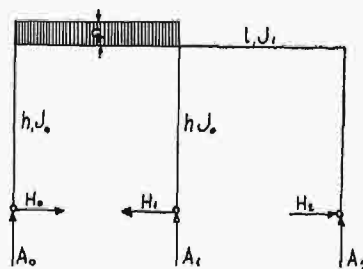
$$\begin{aligned}
 D \cdot A_0 &= A_{00} (\psi_{00} - 2\psi_{10}) + C_{00} (\psi_{01} - \psi_{02}) - \bar{\Phi}_{2a_0} \psi_1 + \\
 &\quad + \bar{\Phi}_{3a_0} \psi_3 \\
 D \cdot A_1 &= 2 A_{00} (-\psi_{00} + 2\psi_{10}) + 2 C_{00} (-\psi_{01} + \psi_{02}) + \\
 &\quad + \bar{\Phi}_{2a_1} \psi_2 - \bar{\Phi}_{3a_1} \psi_3 \\
 D \cdot H_0 &= B_{00} (\psi_{00} - 2\psi_{10}) + D_{00} \psi_{01} - D_{10} \psi_{11} + \\
 &\quad + D_{20} \psi_{21} - \bar{\Phi}_{2h_0} \psi_2 + \bar{\Phi}_{3h_0} \psi_3 \\
 D \cdot H_1 &= D_{01} (-\psi_{01} - \psi_{21}) + D_{11} \psi_{11} + \bar{\Phi}_{2h_1} \psi_2 - \bar{\Phi}_{3h_1} \psi_3 \\
 D \cdot H_2 &= B_{00} (-\psi_{00} + 2\psi_{10}) + D_{00} \psi_{21} - D_{10} \psi_{11} + D_{20} \psi_{01} - \\
 &\quad - \bar{\Phi}_{2h_2} \psi_2 + \bar{\Phi}_{3h_2} \psi_3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\Phi}_{3m_0} &= \frac{1}{72} \gamma^4 \kappa (3\gamma^2 \kappa^2 - 1) - \frac{1}{24} \varphi \gamma^3 \kappa (3\gamma\kappa + 2) - \frac{1}{36} \varphi^2 \gamma^2 \kappa \\
 \bar{\Phi}_{3m_1} &= -\frac{1}{72} \gamma^4 \kappa (3\gamma^2 \kappa^2 + 12\gamma\kappa + 1) - \frac{1}{24} \varphi \gamma^3 \kappa (21\gamma\kappa + 2) - \\
 &\quad - \frac{1}{36} \varphi^2 \gamma^2 \kappa (8\gamma\kappa + 1).
 \end{aligned}$$



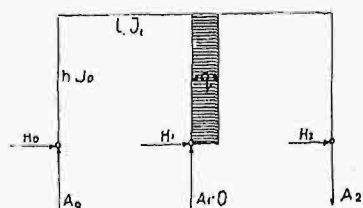
Rys. 21.

$$\begin{aligned}
 \psi_{00} &= \frac{1}{6} (2 - 3\alpha + \alpha^3) \cdot P \\
 \psi_{01} &= \left\{ \frac{1}{2} \gamma (1 - \alpha)^2 + \right. \\
 &\quad \left. + \frac{1}{3} \varphi (1 - \alpha^4) - \frac{2}{3} \alpha \varphi (1 - \alpha^2) \right\} \cdot P \\
 \psi_{11} &= 0 \\
 \psi_{02} &= \frac{1}{6} (1 - \alpha)^2 \cdot P \\
 \psi_{12} &= 0 \\
 \psi_2 &= (1 - \alpha) \cdot P \\
 \psi_3 &= 0.
 \end{aligned}$$



Rys. 23.

$$\begin{aligned}
 \psi_{00} &= \frac{1}{6} q l & \psi_{10} &= \frac{1}{12} q l \\
 \psi_{01} &= \frac{1}{6} \gamma \cdot q l & \psi_{11} &= \gamma \cdot q l \\
 \psi_{21} &= 0 \\
 \psi_2 &= \frac{3}{2} q l \\
 \psi_3 &= 0
 \end{aligned}$$



Rys. 24.

$$\begin{aligned}
 \psi_{00} &= q h \cdot \left(-\frac{3}{4} \gamma \right) \\
 \psi_{10} &= q h \cdot \left(-\frac{1}{4} \gamma \right) \\
 \psi_{01} &= q h \cdot \left(-\frac{1}{2} \gamma^2 \right) \\
 \psi_{11} &= q h \cdot \left(-\frac{1}{3} \gamma^3 \kappa - \frac{1}{2} \gamma^2 \right) \\
 \psi_{21} &= 0 \\
 \psi_2 &= q h \cdot \left(+\frac{1}{2} \gamma \right) \\
 \psi_3 &= q h \cdot (-1)
 \end{aligned}$$

Obliczenie wielkości reakcyj i momentów utwierdzenia przy pomocy powyższych wzorów — w wypadkach rozpatrywanych pod I do V tudzież VII — prowadzi do tych samych wyników, jakie są zestawione w dziełach Kleinlogela „Rahmenformeln“, „Mehrstiege Rahmen“ względnie w II. tomie „Podręcznika Inżynierskiego“. (Wypadek rozpatrywany pod VI nie jest tam uwzględniony).

D) Zakończenie.

Zasada najmniejszości pracy odkształcenia jest stosowana chętnie do obliczania ram jednoprzęsłowych (Thullie „Teoria ram“, Rieger „Nosnik łomony“) — dla obliczenia ram wieloprzęsłowych, wielokrotnie statycznie niewyznaczalnych, używa się natomiast raczej metody graficznej, n. p. przy pomocy punktów stałych (Strassner „Neuere Methoden“) bądź też równań trzech i czte-

rech momentów (Saliger „Praktische Statik“). W niniejszej pracy zastosowano zasadę najmniejszości pracy odkształcenia do rozwiązywania ram wieloprzęsłowych w sposób trochę odmienny od sposobu dotychczas w literaturze technicznej używanego. Normalny tok postępowania przy obliczaniu układu hyperstatycznego o nieruchomych podporach, w którym występuje „ n ” uogólnionych reakcyj (t. j. reakcyj poziomych, pionowych i momentów utwierdzenia) wygląda mianowicie jak następuje:

a) Przyjmujemy — w dosyć dowolny zresztą sposób — pewien układ podstawowy, izostateczny o trzech reakcjach R_0, R_1, R_2 obciążony prócz obciążeń zewnętrznych także pozostałymi $n-3$ reakcjami. Trzy ogólne równania równowagi układu płaskiego pozwalają na „obliczenie” reakcyj R_0, R_1, R_2 , t. j. na przedstawienie ich jako funkcje obciążeń wewnętrznych i pozostałych reakcyj R_3, R_4, \dots, R_{n-1} .

b) Wyrażamy pracę odkształcenia całego układu jako funkcję ($n-3$) niewiadomych reakcyj, a porównując pochodne cząstkowe tej pracy względem tychże niewiadomych do zera, otrzymujemy układ $n-3$ równań, pozwalający na ich wyznaczenie.

c) Przez podstawienie wartości za R_3, R_4, \dots, R_{n-1} we wzory na R_0, R_1, R_2 , otrzymane pod a) dostajemy ostateczną wielkość tych reakcyj.

Użyta w niniejszej pracy metoda traktuje wszystkie reakcje w sposób jednakowy; odpada specjalne wy-

różnianie pewnych trzech reakcyj i przedstawianie ich jako funkcje pozostałych. Równania otrzymane przez przyrównanie do zera pochodnych cząstkowych funkcji pomocniczej U względem reakcyj tworzą wraz z ogólnymi równaniami równowagi jeden jednolity system równań linjowych o bardzo prostej budowie współczynników przy niewiadomych, które podobnie jak wyrażenia ψ dadzą się wyznaczyć w sposób prawie że mechaniczny. Samo rozwiązywanie równań, zwłaszcza w wypadku większej ilości przęseł, byłoby dosyć uciążliwe. Sprawa ta uprościłaby się jednak w razie wyznaczenia sposobu bezpośredniego wyznaczania podwyznaczników, odpowiadających poszczególnym współczynnikom przy niewiadomych, co zresztą ze względu na bardzo symetryczną i prawidłową budowę wyznaczników $D_{2,n}$ i $D_{3,n}$ nie jest wykluczone.

Wreszcie należy zauważyć, że można by w sposób analogiczny, jak powyżej — wyznaczyć również układy linjowe równań dla bardziej skomplikowanych wypadków z dziedziny ram wieloprzęsłowych, jak n. p. dla ram o różnych rozpiętościach i przekrojach przęseł poziomych, różnych wysokościach i przekrojach słupów, dla ram o zmiennym przekroju słupów lub belek poziomych, przy ewentualnym uwzględnieniu wpływu sił podłużnych i poprzecznych na pracę odkształcenia — przyczem zrozumiałą jest rzeczą, że w takim razie współczynniki przy niewiadomych miałyby formę bardziej złożoną.

Inż. Stella-Sawicki,

prof. Akademii Gór. w Krakowie.

W sprawie wzoru dla słupów uzwojonych w przepisach polskich.

W książkach profesora budownictwa żelbetowego Politechniki Lwowskiej Dra inż. Adama Kuryłły „Żelbetnictwo” część I-sza 1925 r. i część II-ga 1932 r. pod wzorem przepisów polskich dla słupów uzwojonych:

$$A_i = 1,25 A_r + 15 A_z + 30 A_u$$

autor książki umieścił w części pierwszej na stronie 247 uwagę: „Logiczniej by było przyjąć wzór jego”, zaś w części II-giej na stronie 328 dalej jeszcze idącą, przykrą uwagę: „Wzór powyższy pokutujący od kilku lat w polskich przepisach, nie ma żadnego uzasadnienia”.

Wzór powyższy, jak ogólnie wiadomo, jest wzorem o kształcie nadanym przez Dra Thulliego. Ponieważ obie uwagi mają na celu podważenie wzoru tego na korzyść wzoru Dra Kuryłły, pozwolę sobie kilka słów zamieścić w tej sprawie, by wyjaśnić, czy faktycznie jest wzór ten bez żadnego uzasadnienia, oraz czy wzór, któryby go miał zastąpić jest czemś nowem i lepszem.

W austriackich mianowicie przepisach i najdawniejszym rozporządzeniu pruskiego ministerstwa znajdował się wzór: $A_i = A_b + 15 A_z + 30 A_u$.

Z biegiem jednak czasu doświadczenia wykazały, że całego przekroju słupa A_b nie można uwzględniać, lecz tylko rdzeń jego A_r otoczony uzwojeniem, wobec tego, że w ostatniem stadium łamania słupów zewnętrzna powłoka odpada i tylko owinięty żelazem rdzeń przeciwstawia się zniszczeniu słupa.

Prof. Dr. Mörsch¹⁾ zatem we wzorze powyższym zastąpił A_b powierzchnią rdzenia A_r , a zato współczynnik przy A_u zwiększył o 50% dostosowując się do wyniku doświadczeń, które wskazywały, że uzwojenie śrubowe działa 2,4 (Considerere²⁾) do 3 razy (Mörsch) skuteczniej, niż uzbrojenie podłużne. W ten sposób powstał

wzór, który przepisy niemieckie z r. 1916 przyjęły jako obowiązujący, a to:

$$A_i = A_r + 15 A_z + 45 A_u.$$

Prof. Dr. Thullie³⁾ natomiast już w roku 1913 ustawił wzór inny, a mianowicie:

$$A_i = 1,5 A_r + 15 A_z + 30 A_u \quad . . . \quad I.$$

i w całym cyklu artykułów na podstawie całego szeregu doświadczeń swoich jak i Bacha, Witheya, Wayssa i Freytaga, Odorico, Kleinlogla, Saligera, austriackiego i niemieckiego Wydziału dla Żelbetnictwa itd. — dobroć swego wzoru wykazał. We wzorze tym współczynnik 1,5 przed A_r oznaczał polepszenie jakości betonu przez owinięcie.

Żywy umysł prof. Dra Thulliego nie zadowolili się ustawieniem raz na zawsze jednej tylko formuły. Na podstawie swych dalszych doświadczeń i prac, w r. 1918 podał on nowy wzór w ogólnej formie⁴⁾:

$$A_i = \alpha A_r + \beta A_z + \gamma A_u,$$

gdy zaś $\beta = \frac{E_z}{E_b} = 15$, dwa dalsze współczynniki wyznaczył metodą najmn. kwadratów na $\alpha = 1,36$, zaś $\gamma = 28,5$ i ustawił tem samem wzór zasadniczy:

$$A_i = 1,36 A_r + 15 A_z + 28,5 A_u, \quad . . . \quad II.$$

który stał się dlań wyjściem dla ustalenia wzorów dalszych. Wzoru tego jednak Dr. Thullie nie podał wprost, lecz tylko powołując się na otrzymane współczynniki $\alpha = 1,36$ i $\gamma = 28,5$, dał wzór w formie uproszczonej przez zaokrąglenie otrzymanych współczynników:

$$A_i = 1,3 A_r + 15 A_z + 30 A_u \quad . . . \quad III.$$

³⁾ Dr. Thullie: „Berechnung der umschürten Säulen aus Eisenbeton“. Oester. Wochenschrift für öffentlichen Baudienst. 1913. Heft 39.

⁴⁾ Dr. Thullie-Dr. Kuryłło: „Berechnung der umschürten Eisenbetonsäulen“. Beton und Eisen 1918, Nr. 19/20 z dnia 4, grudnia 1918.

¹⁾ Dr. Mörsch: „Die Eisenbetonbau“ 1912. S. 135.

²⁾ Génie civil 1902.

i to ciekawym zbiegiem okoliczności w artykule wspólnym ze swym ówczesnym asystentem inż. Kuryłłą. W roku 1919 Prof. Dr. M. Huber i Prof. Dr. M. Thullie ogłosili projekt przepisów⁵⁾, w którym uwzględniając wieloletnią pracę tego ostatniego nad teorią słupów i powołując się na artykuł *Beton und Eisen* z r. 1918 str. 214 pomieszcili wzór:

$$A_i = 1,25 A_r + 15 A_z + 30 A_u \quad \text{IV.}$$

Zmniejszenie to współczynnika z $\alpha = 1,3$ na $\alpha = 1,25$ należy wytłumaczyć przyjęciem nieco większej pewności.

Wzór ten ostatni nie jest zatem wzorem bez uzasadnienia, lecz wynikiem długoletniej pracy i wysiłku myśli. Jest on bezsprzecznie wzorem empirycznym, lecz nauka o żelbecie nie doszła do tej wyżyny, by móc dziś już wyprowadzić wzór teoretyczny. Jest to jednak nasz własny wzór przemysłany przez Dra Thulliego, zaakceptowany przez tej miary człowieka, jakim jest prof. Huber, a w końcu przyjęty do przepisów polskich przez tak wybitnych teoretyków jak prof. Bryła i prof. Paszkowski.

Przejdźmy teraz do wzoru doktorskiego profesora Kuryłły⁶⁾, o którym powiada on w części pierwszej swej książki, krytykując wspomniany już wzór przepisów polskich, że logiczniej byłoby przyjąć wzór jego. Jest to wzór również empiryczny. Wygląd tego wzoru jest:

$$A_i = \alpha A_r + 15 A_z.$$

Współczynnik α wynosi:

dla $\frac{A_u}{A_r} = 0,8$	2	3	6,5%
jest $\alpha = 1,3$	2,0	2,22	3,0

W krytyce wzoru przepisów polskich⁷⁾ Dr. Kuryłło powiada, że wprowadzenie stałego współczynnika $\alpha = 1,25$ we wzorze przepisów nie charakteryzuje należycie wytrzymałości słupów z betonu owijanego jakkolwiek wzór ten zwłaszcza dla $\alpha = 1,3$ zgadza się z doświadczeniami. (*Beton und Eisen* 1918 S. 214). Prof. Kuryłło pomieniał jednak zupełnie znaczenie współczynnika α we wzorze prof. Dra Thulliego, ze znaczeniem współczynnika α w swoim wzorze.

Otóż we wzorze prof. Dra Thulliego współczynniki α , β , γ , są stałe i charakteryzują kolejno: α polepszenie betonu rdzenia wskutek owinięcia go uzwojeniem spiralnym, $\beta = \frac{E_z}{E_b} = 15$, jest to współczynnik proporcjonalności przedstawiający stosunek współczynników sprężystości stali i betonu, γ zaś przedstawia fakt, że żelazo zużyte na uzwojenie ma większą wartość, niż użyte na uzbrojenie padłużne, gdy bowiem $\beta = 15$ to $\gamma = 2\beta = 30$. Natomiast we wzorze Dra Thulliego dla każdego wypadku są zmienne A_r , A_z , A_u , których wielkości każdorazowo, zależnie od przekroju słupa, oraz jego uzbrojenia podłużnego i poprzecznego należy we wzór wstawić, by otrzymać przekrój zastępczy A_i .

Natomiast wzór Dra Kuryłły ma dwie zmienne A_r i A_z jak we wzorze Dra Thulliego, oraz trzecią zmienną α , którą możemy wyrazić w sposób niezwykle prosty, przyrównując wzór Dra Kuryłły np. do wzoru zasadniczego II, z którego Dr. Thullie wyszedł przy ustawianiu wzoru III i IV. (przepisy), a który właściwie poprzedził ustawienie wzoru Dra Kuryłły⁸⁾. Otrzymamy więc: $\alpha A_r + 15 A_z = 1,36 A_r + 15 A_z + 28,5 A_u$.

⁵⁾ *Czasopismo Techniczne* 1919 Nr. 13 i 14 z dnia 10 i 25 lipca 1919 r. oraz Nr. 15 i 16 z dnia 10 i 25 sierpnia 1919 r.

⁶⁾ Dr. inż. Adam Kuryłło: „Wpływ kształtu przekroju na wytrzymałość słupów z betonu owijanego“. *Czasopismo Techniczne* 1919 nr. 9 i 10 oraz *Beton und Eisen* 1918 Nr. 19/20.

⁷⁾ *Czasopismo Techniczne* z dnia 10. XI. 1919 Nr. 21.

⁸⁾ *Beton und Eisen* 1918. S. 214. Dr. Thullie - Dr. Kuryłło: „Berechnung der unschnürten Eisenbetonsäulen“.

Ponieważ $15 A_z$ znosi się obustronnie, otrzymamy na współczynnik α wyrażenie:

$$\alpha = 1,36 + 28,5 \frac{A_u}{A_r},$$

którego wartość:

dla $\frac{A_u}{A_r} = 2$	3	6,5%
jest $\alpha = 1,93$	2,22	3,21

Widzimy więc, że wzór Dra Kuryłły wraz ze swym zmiennym współczynnikiem α nie charakteryzuje lepiej wytrzymałości słupów z betonu owijanego, jak to Dr. Kuryłło twierdzi, niż wartość A_u z odpowiednim współczynnikiem we wzorach Dra Thulliego, gdyż jest on oparty na tym samym materiale doświadczalnym, a sam wzór doktorski prof. Kuryłły jest tylko prostym przekształceniem wzoru prof. Thulliego. Cała różnica między wzorem Dra Thulliego, a wzorem Dra Kuryłły jest ta, że Dr. Kuryłło wzór ten przekształcił i przyjął wartości zaokrąglone w miejsce współczynników, które były wynikiem doświadczeń. I tak dla $\frac{A_u}{A_r} = 2\%$ przyjął on w miejsce $\alpha = 1,93$ wartość $\alpha = 2,0$, zaś dla $\frac{A_u}{A_r} = 6,5\%$ w miejsce $\alpha = 3,21$, idąc bezpiecznie, wartość $\alpha = 3,0$. Gdy zaś dzięki temu zabiegowi prosta odpowiadająca tym wielkościom nieco się skrzywiła, dla $\frac{A_u}{A_r} = 3\%$ wypadła dla obu wzorów identyczna wartość $\alpha = 2,22$. Dodam jeszcze, że wartość ta $\alpha = 2,0$ dla $\frac{A_u}{A_r} = 2\%$ przyjęta przez Dra Kuryłłę jest zarazem średnią arytmetyczną między wzorami I. i III. Dra Thulliego. Co się tyczy wielkości współczynnika $\alpha = 1,3$ dla $\frac{A_u}{A_r} = 0,8\%$ to wartość ta podana przez Dra Kuryłłę odpowiada prawie wartości, jaką daje znany wzór:

$$A_i = A_b + 15 A_z$$

dla zwykłych słupów wiązanych, w których $A_b = 1,3 A_r$ dla słupów o średnicy około 50 cm, zaś $A_b = 1,4 A_r$ i więcej dla słupów o średnicy mniejszej. Jeśli się więc zważy, że w słupach wiązanych mamy jedną ramkę i to często z drutu 5 mm w odstępach co 12 d, a nawet 15 d, a więc co 25 do 45 cm, zaś przy słupach uzwojonych już przy $\frac{A_u}{A_r} = 0,8\%$ zbrojenie poprzeczne jest stosunkowo dość znaczne i wpływać musi na wytrzymałość nawet słabo poprzecznie uzwojonych słupów w stosunku do wiązanych, z tej to przyczyny współczynnik $\alpha = 1,3$ dla $\frac{A_u}{A_r} = 0,8\%$ jest bardzo nisko i może za ostrożnie przyjęty. Wzór prof. Mörscha dla procentu $\frac{A_u}{A_r} = 0,8\%$ daje wartość $\alpha = 1,36$, zaś bardzo ostrożny wzór przepisów polskich daje $\alpha = 1,49$.

Na podstawie powyższego należy stwierdzić, że wzór przepisów polskich wyprowadzony ze wzorów Dra Thulliego jest uzasadniony szeregiem doświadczeń i jest zarazem wzorem oryginalnym, a twierdzenie Dra Kuryłły podane rozstrzelonym drukiem w jego artykule w numerze 9 i 10 *Czasopisma Technicznego*⁹⁾ z roku 1919 str. 81 jest mylne. Brzmi ono bowiem: „do wyznaczenia wymiarów lub sprawdzenia natężeń słupów z betonu owijanego, ciśnionych osiowo nadaje się najlepiej wzór, nie zawierający wyrażenia na przekrój drutu owijającego, gdyż to

⁹⁾ Dr. Kuryłło: „Wpływ kształtu przekroju na wytrzymałość słupów z betonu owijanego“. *Czasopismo Techniczne* 1919 Nr. 9 i 10.

nie odpowiada rzeczywistości stanowi natężenie, bo wkładka owijająca pracuje na ciągłenie pod działaniem siły poziomej; wzrost wytrzymałości wskutek owinięcia powinien być uwzględniony przez przyjęcie zmiennego współczynnika przy przekroju rdzenia zależnie od wielkości procentu owinięcia". Dr. Kuryłło w części pierwszej swego „Żelbetnictwa“ na stronie 110, powiada sam: wzrost wytrzymałości betonu jest zmienny i zależy od kroku i przekroju wkładki owijającej. Czyżby wzór prof. Thulliego zawierający wartość $A_u = \frac{\pi D_r a_u}{s}$, gdzie s = krok, zaś a_u przekrój wkładki uzwojenia, nie był na tych samych zasadach oparty, które Dr. Kuryłło w swoim wzorze chwali?

Z tej to przyczyny uważam, że zarzut braku uzasadnienia, zrobiony przez Dr. Kuryłłę wzorowi przepisów polskich, jakirada, że logiczniej by było przyjąć wzór jego, nie są niczem umotywowane i dobrze zrobiono, jeśli w przepisach polskich umieszczono wzór, który jest dobry i znacznie lepszy od wzoru prof. Kuryłły. Tembardziej, że wzór ten ostatni ze współczynnikami, bez których obyć się można stosując wzory Dra Thulliego — jest wysoce niepraktyczny w użyciu.

Ostatecznie, gdy już porównaliśmy ze sobą oba wzory, nie od rzeczy będzie zastanowić się nad przebiegiem linii współczynnika α wedle poruszonych tu wzorów. Otóż współczynnik α obliczony z wzoru Dra Mörscha i Dra Thulliego I., II., III. i IV. (przepisy), ma przebieg liniowy prosty, to znaczy, że w miarę zwiększania procentu zbrojenia poprzecznego, przy tem samym zbrojeniu podłużnym, rośnie proporcjonalnie i wytrzymałość słupa. Natomiast linja współczynnika α Dra Kuryłły jest linią łamaną. Dla $\frac{A_u}{A_r} = 0,8\%$ spada poniżej wszystkich wartości otrzymanych z innych wzorów i odpowiada zupełnie lub jest nawet niższą od stosunku $\frac{A_b}{A_r}$ dla słupów wiązanych. Współczynnik ten od 0,8% do 2% rośnie wedle linii prostej, przy 2% zbrojeniu poprzecznym osiąga dokładnie wartość średniej arytmetycznej z wzorów Dra Thulliego I. i II., względnie wartość z wzoru zasadniczego II.,

łamie się jednak, a następnie biegnie zgodnie z wzorem II. Dr. Thulliego schylając się jednak ku dołowi tak, że wzór Dra Kuryłły poniżej $\frac{A_u}{A_r} = 1,5\%$ oraz powyżej $\frac{A_u}{A_r} = 4\%$ daje wartości grubo mniejsze niż wszystkie wzory inne.

Co jednak prof. Kuryłłę upoważnia do przyjęcia takiego przebiegu linii tej, trudno naprawdę powiedzieć. Można sobie bowiem wytłumaczyć przebieg jakiejś funkcji w przyrodzie wedle linii prostej lub krzywej, lecz załom, choć łatwy jest do przyjęcia na tle rozrzuconych na planie punktów, odpowiadających szeregowi doświadczeń, to jednak trudno do wytłumaczenia, tem więcej, że z rys. 80 Dra Kuryłły „Żelbetnictwo“ część I, jak i z rys. 1 w artykule jego w tej sprawie w *Czasopiśmie Technicznym* 1919 Nr. 9, wynika raczej prosty przebieg linii tej, tak zresztą, jak ją Dr. Thullie przyjął.

W nawiązaniu do niniejszego artykułu umieszczamy poniżej odpowiedź Prof. Kuryłły:

Proponowany przezemnie wzór na obliczanie słupów uzwojonych, dla inżynierów orjentujących się w sytuacji, właściwie nie potrzebuje żadnych dodatkowych wyjaśnień poza temi, jakie podałem w mym podręczniku o żelbetnictwie.

Mogę tylko ponownie stwierdzić, że w zasadzie jedynie wzór dwuczłonowy na zastępczy przekrój pręta uzwojonego charakteryzuje w sposób należyty działanie betonu uzwojonego. Wynika to niedwuznacznie ze sposobu ujęcia zagadnienia.

Nie dla dyskusji, której nie zamierzam podejmować, lecz tylko dla wyjaśnienia dodaję, że opublikowane w czasopiśmie *Beton u. Eisen* w r. 1918 oba wzory na przekrój sprawdzony t. j.

$$A = 1,3 A_r + 15 A_z + 30 A_u$$

$$i \quad A = \alpha A_r + 15 A_z$$

zostały zaproponowane przezemnie w różnych odstępach czasu.

Uzasadnienie przyjęcia prostej łamanej widoczne jest z odnośnych wykresów i jako najprostsze żadnych dodatkowych umotywoowań nie potrzebuje.

Prof. A. Kuryłło.

Inż. Marja Kubaszewska-Rogowska.

Sprawozdanie z Międzynarodowego Kongresu Budowy mostów i konstrukcyj lądowych w Paryżu.

Kongres paryski, który odbył się w drugiej połowie maja b. r. był pierwszym Międzynarodowym Kongresem, zorganizowanym przez „Association Permanente des Ponts et Charpentiers“, stowarzyszenie, istniejące od roku 1929 i mające na celu stałą współpracę inżynierów, zajmujących się budownictwem lądowym. Na Kongres wysłały swych przedstawicieli w liczbie około 450 następujące państwa: Anglja, Argentyna, Austrja, Belgja, Czechosłowacja, Chili, Danja, Egipt, Estonja, Finlandja, Francja, Grecja, Wolne m. Gdańsk, Hiszpanja, Holandja, Italja, Japonja, Jugosławja, Litwa, ks. Luksemburg, Niemcy, Norwegja, Paragwaj, Persja, Polska, Portugalja, Rumunja, Szwajcarja, Szwecja, Stany Zjednoczone Am. Połudn., Rumunja, Turcja, Węgry, Z. S. R. R.

Oficjalnymi delegatami Polski byli profesorowie Politechnik: Warszawskiej i Lwowskiej: pp. Broszko, Bryła, Huber i Kunicki z przewodniczącym delegacji prof. Paszkowskim na czele.

Sukcesem delegacji polskiej było uzyskanie aż 3-ch miejsc w prezydjum Kongresu, a miarą uznania, z jakim spotykały się prace polskie, zaproszenie do następujących komisji wnioskodawczych: Komisji sklepień i płyt żelbetowych (prof. Bryła), Kom. mostów belkowych (prof. Paszkowski), Kom. naprężeń dynamicznych (prof. Kunicki).

Referaty, dotyczące 7-miu zagadnień, ustalonych przez Komisję Stałą Stowarzyszenia, można podzielić na dwie grupy: 1. referaty zasadnicze i 2. dyskusyjne. Przy podziale referatów zasadniczych między poszczególne państwa jeden tylko przypadł w udziale Polsce i został wygłoszony przez prof. M. T. Hubera p. t. „Teorja stropów grzybkowych“, w dyskusji natomiast zabierali głos: w sprawie wybożenia prof. Broszko, — belek zginanych prof. Bryła, — płyt żelbetowych prof. Broszko i prof. Huber, — konstrukcyj spawanych prof. Bryła, — mostów żelbetowych i doświadczeń z konstrukcjami żelbet. prof. Paszkowski, — dynamiki mostów

prof. Kunicki. Oprócz tego nadesłał referat dr. A. Chmielowiec (ze Lwowa).

W tem miejscu składam podziękowanie PP. Profesorom: Broszko, Bryle, Huberowi, Paszkowskiemu, oraz p. dr. Chmielowcowi za pozwolenie skorzystania z niedrukowanych jeszcze Ich referatów i użyczenie mi odpowiednich materiałów, dzięki czemu mogłam podkreślić wybitny udział reprezentacji polskiej w pracach Kongresu.

Program Kongresu zawierał następujących 7 tematów:

- I. Stateczność i wytrzymałość ustrojów ściskanych i zginanych.
 1. Referat wstępny (prof. dr. L. Karner, Zürich).
 2. Wyboczenie prętów prostych obciążonych mimo środkowo, lub poprzecznie (prof. dr. Roś. Zürich).
 3. Zwiczerzenie środników belek zginanych (prof. Timoszenko. U. S. A.).
 4. Zwiczerzenie środników prętów ściskanych (dr. F. Bleich. Wiedeń).
- II. Płyty płaskie i przestrzenne w budownictwie żelbetonowym.
 1. Referat wstępny (prof. Ritter. Zürich).
 2. Płyty prostokątne, oparte na całym obwodzie (prof. dr. Gehler. Drezno).
 3. Teoria stropów grzybkowych (prof. dr. M. T. Huber. Warszawa).
 4. Płyty przestrzenne i faliste (dr. W. Petry. Oberkassel — Siegkreis).
- III. Spawanie w budownictwie stalowym.
 1. Referat wstępny (prof. T. Godard. Paryż).
 2. Sposób obliczenia i wykonanie konstrukcji spawanych (dr. Kommerell. Berlin).
 3. Zastosowanie spawania do konstrukcji stalowych (inż. L. Kopaček i dr. Faltus. Plzno).
 4. Współpraca połączeń spawano-nitowanych (prof. H. Dustin. Bruksella).
- IV. Mosty żelbetowe belkowe dużych rozpiętości.
 1. Referat ogólny (inż. H. Lossier. Argenteuil).
 2. Mosty belkowe w Niemczech (prof. dr. H. Spangenberg. Monachjum).
 3. Mosty belkowe na Węgrzech (inż. M. Gombos. Budapeszt).
- V. Dynamika mostów i innych konstrukcyj inżynierskich.
 1. Referat ogólny (inż. Homman. Monachjum).
 2. Nowe metody pomiarów drgań (dr. R. Bernhard. Berlin).
 3. Teoria drgań (dr. F. Bleich. Wiedeń).
 4. Sztywność drapaczy nieba (inż. Coyle. New-York).
- VI. Wpływ własności fizycznych materiałów na warunki statyczne żelbetu.
 1. Referat ogólny (prof. F. Campus. Liège).
 2. Sprężystość, plastyczność i skurcz (inż. O. Faber. Londyn).
- VII. A. Konstrukcje mieszane ze stali i betonu.
 1. Referat ogólny (dr. A. Santarella. Medjolan).
 2. Słupy stalowe w płaszczach betonowych lub żelbetowych (dr. A. Emperger. Wiedeń).
 3. Słupy stalowe obetonowane i ich znaczenie w budownictwie szkieletowym (dr. A. Hawranek. Brno).
 4. Dźwigar z żelaza profilowego w płaszczu betonowym lub żelbetowym, pracujący na zginanie (inż. H. Lobban. Londyn).
- VII. B. Badania gruntu (dr. K. Terzaghi. Wiedeń).

Z a g a d n i e n i e I.

W referacie wstępnym prof. Karner zanalizował warunki pracy usrojów, jednocześnie ściskanych i zgina-

nych. O ile belki o osi prostej będą poddane obciążeniu osiowemu, lub płyty płaskie będą obciążone momentami i siłami tnącymi w płaszczyźnie ciężkości, wówczas osie belek pozostają proste, płyty zaś są płaskie aż do osiągnięcia obciążenia krytycznego — wybaczającego. Następuje wówczas odkształcenie, odpowiadające nowemu obciążeniu, ściskająco - gnącemu i ustalenie nowego stanu równowagi, w którym wyboczne części budowli pod wpływem obciążenia zewnętrznego zachowują się tak, jak gdyby były obciążone początkowo momentem gnącym. Wygięcia (osi belki i płaszczyzny płyty) i naprężenia, wywołane momentem gnącym rosną szybciej od obciążenia, jednakże każdemu obciążeniu odpowiada pewien stan równowagi aż do granicy, zależnej od „plastyczności“ (zdolności znoszenia odkształceń trwałych) danego materiału. Po przekroczeniu tej granicy siły wewnętrzne nie są w stanie zrównoważyć obciążenia zewnętrznego, element ustroju staje się „niestatecznym“ i przestaje pracować.

W konkluzji autor zaznacza, że wymaganie doby obecnej oszczędności w projektowaniu stwarza konieczność gruntownego zbadania teoretycznie i doświadczalnie pracy konstrukcji poza granicą „plastyczności“ celem stworzenia praktycznej metody obliczeń ustrojów, podległych jednocześnie obciążeniu gnącemu i ściskającemu.

Referat prof. Roś'a był dopełnieniem jego prac, wydanych wcześniej p. t. „Wyboczenie prętów z obu stron zamocowanych“ i „Obliczenie prętów ściskanych osiowo i mimoosiowo“ i dyskutowanych na kongresie w Wiedniu w 1928 r. Referat ten składał się z dwóch części: w pierwszej autor, opierając się na metodzie Engesser'a i Kármán'a, wyprowadził teorię wyboczenia prętów pod wpływem sił, przyłożonych osiowo, w drugiej zaś przedstawił teorię wyboczenia prętów ściskanych mimośrodkowo, opracowaną przez siebie i dra Bauera na podstawie szeregu doświadczeń, wykonanych w laboratorium Wytrzymałości Materiałów na Politechnice w Zürichu.

Z powodu szczupłości miejsca jestem zmuszona ograniczyć się do tej krótkiej wzmianki, zaznaczając jednocześnie, że referat prof. Roś'a spotkał się z ostrą repliką prof. Broszko, który w przemówieniu swem uzasadnił następujące 4 tezy:

1. Ogólna teoria wyboczenia prętów, ustalona przez Engesser'a i Kármán'a nie może być słuszna, ponieważ założenia fizyczne tej teorii są sprzeczne z wynikami doświadczeń.

2. Wyniki badań doświadczalnych, przeprowadzonych w ciągu ostatnich lat kilkunastu staraniem Niemieckiego Związku Budownictwa Stalowego (Deutscher Stahlbau Verband) dowiodły tego niezbicie.

3. Pozorną zgodność swych teoretycznych wyników z wynikami własnych prób na wyboczenie osiągnął Kármán zapomocą niedozwolonej modyfikacji związku funkcyjnego, wynikającego w sposób jednoznaczny z założeń fizycznych jego teorii.

4. Na podstawie poprawnie interpretowanych faktów doświadczalnych można ustalić ogólną teorię wyboczenia, posiadającą w przeciwieństwie do teorii Engesser'a i Kármán'a tę właściwość, iż zarówno jej założenia fizyczne, jak i wyniki są zgodne z wynikami prób na ściskanie i wyboczenie.

Następnie prof. Broszko przypomniał, że sprawa wyboczenia stanowiła przedmiot ożywionej dyskusji już na poprzednim Kongresie Międzynarodowym, który odbył się d. r. 1928 w Wiedniu. Zarzuty, skierowane przeciw teorii Engesser'a i Kármán'a usiłował prof. Roś, występujący wówczas w roli referenta, zbić na podstawie dowodu matematycznego, obmyślanego już po kongresie i opublikowanego w Sprawozdaniach Kongresu na str. 339 i 340. Wyświetliwszy na ekranie diapozytyw, odtwarzający fotograficznie obie te stronicę, wskazał prof.

Broszko na zakresłone na diapozytywie błędy rachunkowe, zawarte w dowodzie prof. Roś'a, wykazując, iż samo założenie dowodu jest niedorzeczne.

Referat dra Bleich'a dotyczył stateczności cienkich ścianek prętów złożonych, narażonych na ściskanie podłużne i zawierał przeważnie wyniki teorii, opracowanej na założeniu, że po osiągnięciu granicy plastyczności ścianka zachowuje się, jak tarcza anizotropowa. Prof. Huber zwrócił uwagę na to, że taką samą myśl rozwinął przy opracowaniu w 1916 r. swoich „Studjów nad belkami o przekroju dwuteowym“, ogłoszonych po polsku w 1923 r. w „Sprawozdaniach i Pracach Warszawskiego Towarzystwa Politechnicznego.

Ostatnim referatem z omawianej dziedziny był referat prof. Timoszenki p. t. „Zwichrzenie środników belek zginanych“, w którym autor omówił przyczyny tych zjawisk i sposoby zapobiegania im (dobór odpowiedniego stosunku wysokości belki do jej grubości, usztywnienia).

W dyskusji zabierał głos prof. Bryła, podając wyniki swych badań nad usztywnieniem belek o przekroju teowym zapomocą spawania, oraz przytaczając przykład praktyczny zastosowania tego rodzaju usztywnień przy budowie 19-to piętrowego budynku T-wa Prudential w Warszawie.

Z a g a d n i e n i e II.

W ostatnich czasach żelazobetonowe stropy bezbelkowe i sklepienia o cienkich ściankach są przedmiotem zainteresowania licznych badaczy i konstruktorów, ponieważ zastosowanie ich umożliwia przykrywanie dużych przestrzeni, co przy obecnym kierunku w budownictwie ma bardzo ważne znaczenie.

Po krótkim rysie historycznym rozwoju teorii obliczania omawianych konstrukcyj prof. Ritter wysunął tezy, które były opracowane w formie następujących referatów:

Ref. Dra Gehlera dotyczył prostokątnych płyt żelbetowych dokoła podpartych i zawierał głównie wyniki badań doświadczalnych niemieckich dawniejszych, wykonanych w Stuttgarcie, oraz nowszych — w Dreźnie. Prof. Huber wystąpił z zastrzeżeniem przeciwko tezie ogólnej Gehlera, wyrażonej w jego referacie słowami: „co do obliczenia takich płyt, to zachodzi zgodna opinia, że do obciążenia „rysującego“ (Risslast), czyli w fazie I, działają, jako płyty jednorodne i izotropowe“. Tak się ma rzecz istotnie w bardzo licznych przypadkach, ale niezawsze i prof. Huber przytoczył dwa przeliczone przykłady praktyczne, z których wynika, że w drugim z odnośnych przypadków szczególnych traktowanie płyty, jako izotropowej prowadzi do błędów, w wartościach momentów mogących przewyższać 20%. Taki przypadek zachodzi przy obciążeniu siłami skupionymi i znacznej różnicy uzbrojenia w obu kierunkach.

Referat prof. Hubera wykazuje szczegółowo trudności ścisłego teoretycznego obliczenia naprężeń i odkształceń w stropach „grzybkowych“ i przedstawia stopniowe pokonywanie tych trudności w pracach całego szeregu inżynierów - badaczy różnych narodów, począwszy od pierwszej doniosłej, a zapomnianej prawie rozprawy francuskiej Lavoisne'a z 1872 r. Racjonalne metody obliczenia wywodzą się z matematycznej teorii zginania płyt sprężystych.

Referent rozpatrzył przeto: 1. teorie, oparte na ścisłych rozwiązaniach płyt izotropowych „cienkich“ (prace niemieckie Lewe'go i innych), 2. teorie, oparte na rozwiązaniach przybliżonych tychże równań, podkreślając znaczenie metody równań różnicowych (prace duńskie Nielsen'a) i oświetlając metodę „tkanki sprężystej“ (prace Marens'a), 3. teorie, uwzględniające współpracę słupów z płytą stropową, które prowadzą także do metody przybliżonej, praktycznej, t. zw. „ram zastępczych“ (urzędowe

przepisy niemieckie z 1925 r.), 4. metody przybliżone, półempiryczne, stosowane z powodzeniem w Ameryce. W referacie podano wykresy momentów zginających w polu kwadratowym płyty stropu grzybkowego, przy różnych wielkościach „podkładek“ głowicowych w stosunku do rozpiętości pola, a to w celu wykazania wybitnie korzystnego wpływu szerokiego podparcia za pośrednictwem dużych podkładek. Z wyników tych skorzystał prof. Roś w Zürichu, porównując je z własnymi pomiarami podczas prób obciążenia i podkreślając w swoim referacie dobrą zgodność wartości mierzonych z teoretycznymi.

Na zakończenie inż. Petry podał opis całego szeregu stropów bezbelkowych, płyt falistych i kopuł.

Z a g a d n i e n i e III.

Metoda spawania, która w ciągu lat ostatnich zdobyła prawo obywatelstwa w zastosowaniu do konstrukcyj metalowych, narówni z nitowaniem, jak zaznaczył w referacie wstępnym prof. Godard, przyniosła budownictwu korzyści zarówno techniczne (lekkość, prostota wykonania), jak i ekonomiczne (oszczędność na ciężarze własnym średnio o 20%), dając jednocześnie, dzięki zastosowaniu spawania elektrycznego i elektrod powlekanych, gwarancję co najmniej równej wytrzymałości połączeń w porównaniu z nitowaniami. Poszukiwania naukowe dążą obecnie w kierunku: 1. spawania stali specjalnych, 2. umożliwienia używania elektrod gołych (tańsze), dających spoiny o wytrzymałości takiej, jak spoiny, wykonane elektrodami powlekanymi, 3. zapobieżenia odkształceniom termicznym, na co szczególną uwagę zwrócił inż. Kopaček, podkreślając niedoskonałość teorii o naprężeniach wewnętrznych w spoinach, 4. badania prawidłowości wykonania szwów, nakładanych warstwami, 5. zwiększenia szybkości pracy przez udoskonalenie aparatów do spawania mechanicznego.

Obliczenie połączeń spawanych we wszystkich krajach opiera się na pewnych prostych założeniach, których słuszność niejednokrotnie potwierdziły doświadczenia. Przybliżony sposób obliczania szwów ma, zdaniem dra Kommerella, dodatkowe uzasadnienie w niedokładności rzeczywistych wymiarów (długość i grubość) szwów wskutek niejednakowego wtapiania się metalu. Dla określenia naprężenia w szwie miarodajnym jest przekrój, w którym następuje pęknięcie; całkowite naprężenie oblicza się ze wzoru $\rho = \sqrt{\rho_1 + \rho_2}$ (ρ_1 — naprężenia ścinające, ρ_2 — naprężenia gnące). Naprężenie dopuszczalne w szwie według przepisów niemieckich jest w stosunku prostym do naprężenia w elemencie konstrukcji, np. naprężenie ścinające w szwie pachwinowym $\rho_{dop} = 0,5 \sigma_{dop}$.

Wpływ zmienności obciążeń w mostach wyraża się zwiększeniem sił w prętach i momentów gnących w myśl wzoru: $S = \max S + \frac{1}{2} (\max S - \min S)$.

Ze szczegółów konstrukcyjnych należy zaznaczyć, że inżynierowie niemieccy wypowiadają się za utrzymaniem blach węzłowych. (Jeszcze na kongresie w Liege w 1930 r. delegat niemiecki poruszał tę sprawę w bardzo kategorię sposób).

Na współpracę szwów spawanych i nitów zapatrywano się sceptycznie, aczkolwiek sposób ten przynosi wielkie korzyści przy wzmacnianiu starych konstrukcyj. Prof. Dustin zwrócił uwagę na ograniczoność stosowania wzoru prof. Kaysera, dotyczącego szwów czołowych. Według prof. Kommerella w mostach nitowanych, wzmocnionych spawaniem nity będą przenosiły całe obciążenie stałe i $\frac{1}{3}$ obciążenia ruchomego; reszta obciążenia przypada na spoiny.

W sprawie spawania zabierał kilkakrotnie głos prof. Bryła, podkreślając na wstępie, że przepisy polskie w tej dziedzinie były pierwszemi i jedynymi do 1930 r. Następ-

nie omówił wytrzymałość szwów bocznych, która dla szwów małych (na 1 cm^2) jest znacznie wyższa; co się tyczy szwów czołowych, oraz zmniejszania przekroju przy obliczeniach przez odejmowanie dziur na połączenia montażowe, to prof. Bryła stanął na stanowisku odmiennym, niż dr. Kommerell, twierdząc, iż szwy czołowe należy uważać za pracujące (polskie przepisy przyjmują na nie 60% naprężenia dopuszczalnego dla szwów normalnych), oraz iż nie należy uwzględniać osłabienia przekroju otworami montażowymi, gdyż spoiny na swej długości przenoszą znacznie większą siłę, niż to jest potrzebne ze względu na dziurę (połączenie montażowe liczy się u nas dla naprężeń o 50% większych od zasadniczych). Oprócz tego prof. Bryła podkreślił możliwość i celowość stosowania grubych blach w blachownicach, pasach mostów kratowych, podstawach słupów (w Katowicach zastosowano blachy 8 mm), oraz skuteczność wálki z rdzą w małych przekrojach rurowych przez wypełnienie ich zaprawą cementową, wreszcie szczegółowo omówił oszczędności, jakie otrzymuje się dzięki zastosowaniu spawania wskutek mniejszego w porównaniu z nitowaniami, ciężaru własnego konstrukcji (10—30%, wyjątkowo 50%). Na zmniejszenie ciężaru własnego wpływa nie tylko zmniejszenie ilości blach węzłowych, brak główek nitów, lecz i możliwość uwzględnienia utwierdzenia połączeń (w budynku w Katowicach oszczędność z tego powodu wyniosła 10%, w moście na Słudwi zmniejszenie ciężaru pomostu z powodu uwzględnienia ciągłości podłużnic i podpór sprężystych, wyniosła 12%).

Mimo to, że cena robocizny 1 kg konstrukcji spawanej jest w Polsce około 5% wyższa od nitowanej, to przy uwzględnieniu obydwu powyższych czynników oszczędność wyrazi się cyfrą 5—20%.

Zagadnienie IV.

Do kategorii mostów żelbetowych belkowych dużych rozpiętości zostały zaliczone przez Prezydium Kongresu wszelkie mosty, dające jedynie pionowe ciśnienie na podpory, a więc nie tylko mosty ściśle belkowe, lecz i łuki ze ściągiem.

Największa osiągnięta dotychczas rozpiętość wynosi 135 m dla mostów belkowych i 200 m dla łuków ze ściągiem.

W referacie wstępnym inż. H. Lossier rozpatrzył czynniki, które wpłynęły na stosowanie coraz to większych rozpiętości, a mianowicie: używanie do betonu wysokowartościowych cementów, ulepszonych betoniarek, dzięki czemu otrzymuje się beton coraz mniej porowaty, o dużej wytrzymałości i małym współczynniku skurczu, oraz dla zbrojenia stali półtwardej w strefie rozciąganej (w strefie ściskanej często stosuje się pręty żeliwne). Żelbet jest materiałem, którego wytrzymałość, sprężystość i objętość zmieniają się z biegiem czasu, jednakże pod wpływem długotrwałego obciążenia występują pewne zjawiska, zmniejszające skurcz i naprężenie szkodliwe. Należy je odróżnić od rys szkodliwych, jakie powstają w konstrukcji niedostatecznie związanej, w poddanej zbyt wcześnie obciążeniu. Wysiłki inżynierów idą w kierunku zmniejszenia naprężeń szkodliwych przez próbne obciążanie konstrukcji żelbetowych, stosowanie podpór sprężystych i t. p. Mosty żelbetowe francuskie dużych rozpiętości, jak most dla pieszych w Ivry ($l=33, 93+134,63+48,78\text{ m}$). Lafayette w Paryżu ($l=70\text{ m}$) i St. Lucien w Tunisie ($l=92\text{ m}$) wykonano, jako kratowe. Zbrojenie w węzłach jest zagięte w kształcie haka lub sinusoidy. Ciągłość belek we Francji otrzymuje się przez wyzyskanie wytrzymałości betonu, podczas gdy w innych krajach osiąga się je przez użycie ściągien i spawania.

W Niemczech zbudowano cały szereg mostów drogowych z jazdą górą, których rozpiętość przekracza 30 m oraz kilka mostów „korytowych“ z jezdnią zawieszoną między dźwigarami. Najczęściej stosowanym systemem są

belki ciągle i statycznie wyznaczalne belki wspornikowe (most przez Dunaj w Grossmehring $l=42+61, 5+42\text{ m}$). Zwiększenie naprężeń dopuszczalnych na ściskanie w betonie, ulepszenie własności betonu, szczególnie zwiększenie wytrzymałości na rozciąganie są, jak zaznacza w konkluzji dr. Spangenberg, tymi czynnikami, które, niewątpliwie, umożliwią osiąganie coraz to większych rozpiętości mostów żelbetowych. Pięknym przykładem takiego olbrzyma żelbetowego jest projekt „Dreirosenbrücke“ w Bazylei ($l=42+106+42\text{ m}$), wykonany przez prof. Mörscha.

Największa rozpiętość mostu żelbetowego na Węgrzech wynosi 38,4 m. W większości wypadków są to belki ciągle trójprzęsłowe lub wieloprzęsłowe, w rzadkich wypadkach z belką zawieszoną pośrodku (ref. Gombas'a).

Polska: Prof. Paszkowski podał opis mostów polskich o rozpiętości, większej od 30 m (łuki ze ściągiem), a mianowicie: a) mostu drogowego na rz. Utracie (Błonie) o jednym przęśle ($l=37,4\text{ m}$), b) mostu jednoprzęsłowego na rz. Łydni (Ciechanów) $l=31,5\text{ m}$, c) mostu trójprzęsłowego na rz. Bzurze (Łowicz) $l=3\times 31,5\text{ m}$. W budowie znajdują się mosty znacznie większych rozpiętości: d) na rz. Pilicy $l=4\times 32\text{ m}$ i e) jednoprzęsłowy na rz. Sole $l=68\text{ m}$.

Zagadnienie V.

Wpływ obciążeń dynamicznych na wytrzymałość mostów jest zagadnieniem bardzo zawiłym i praktycznie uwzględniany jest przy obliczeniach przez wprowadzenie t. zw. „współczynnika dynamicznego“, zwiększającego momenty gnące i siły w prętach lub zmniejszającego naprężenia dopuszczalne. Współczynniki te, ustalone drogą doświadczenia, są w różnych krajach różne, a brak metodycznego uzasadnienia teoretycznego daje się wyraźnie odczuwać, tembardziej, że próby, dokonywane na obiektach istniejących, wysuwają coraz to nowe problemy, wyprzedzając w ten sposób teorię. O ile teoria drgań mostu, (drżania własne, tłumienie), przy przejściu taboru z pewną szybkością i wpływ siły odśrodkowej mogą być uważane za rozwiązane, o tyle wpływ uderzeń na konstrukcję mostową pozostaje dotychczas zagadnieniem otwartym, jak twierdzi prof. Bleich, analizując historię rozwoju teorii drgań na zasadzie prac Stokes'a, Philips'a, Renando't'a, Bressa, Zimmermana, Timoszenki i innych.

W ostatnich czasach następujące metody badania wpływu obciążeń dynamicznych rozwinęły się nader szybko ze względu na swe znaczenie praktyczne: 1. metoda optyczna, polegająca na pomiarze ugięć węzłów dźwigarów, z których następnie oblicza się siły; sposób ten jest zawiły matematycznie, a oprócz tego powstaje trudność w określeniu sił w prętach; 2. pomiar sił w poszczególnych przekrojach prętów, oraz w pobliżu węzłów; 3. pomiar przyspieszeń; 4. pomiar energii zapomocą specjalnych maszyn, wywołujących drżania. Sposoby powyższe zostały zastosowane przez Międzynarodowe T-wo Kolei Żelaznych, a w szczególności przez Związek Szwajcarski, na Kolejach Północnych Francuskich, Południowych Angielskich oraz T-wo Kolei Niemieckich do całego szeregu doświadczeń i doprowadziły do następujących wniosków:

a) W mostach kolejowych dużych rozpiętości drżania własne mostu pod wpływem przejścia taboru są niewielkie, przeto współczynnik dynamiczny winien być mały; mosty mniejszych rozpiętości, przy poruszaniu się na nich ciężarów ruchomych zostają wprowadzone w dość znaczne drżania, ponadto, przy większych szybkościach może zajść wypadek interferencji fal, co winno być wzięte pod uwagę przy określaniu dla rozpiętości współczynnika dynamicznego.

b) W mostach drogowych uderzenia, wywołane nierównością nawierzchni, przenoszą się pośrednio na konstrukcję, wywołując jednakże w pewnych warunkach te

same skutki, co przejście taboru po mostach kolejowych, co decyduje o stosowaniu analogicznych współczynników dynamicznych.

Na zakończenie wspomnę tu o pracy inż. dr. A. Chmielowca, która z powodu nieobecności autora nie była wygłoszona na Kongresie. Dr. A. Chmielowiec proponuje, aby wpływ obciążenia dynamicznego sprowadzić do zagadnienia statycznego przez powiększenie obciążenia ruchomego 1,5-krotnie dla mostów drogowych, 2-krotnie dla mostów kolejowych, pozostawiając naprężenie dopuszczalne takie, jak dla innych konstrukcji inżynierskich. Wówczas dźwigary główne mostów średnich otrzymują takie same wymiary, jak według przepisów, uwzględniających obc. dynamiczne w naprężeniach dopuszczalnych. Dla mostów średnich, poprzecznie, podłużnie i płyty pomostowej przepisy nowe byłyby ostrzejsze; dla mostów dużych rozpiętości — łagodniejsze. Przepisy tego rodzaju mają jeszcze tę dodatnią stronę, że zwiększenie obciążenia ruchomego nie pociąga za sobą konieczności zmiany współczynników. Należy dodać, że projekt dr. Chmielowca, po raz pierwszy zreferowany na zjeździe żelbetników w listopadzie 1931 r. spotkał się z poparciem prof. Bryły, Hubera i Thulliego.

Z a g a d n i e n i e VI.

Żelbet, jako materiał, złożony z szeregu składników, posiada wytrzymałość zmienną, w zależności od własności materiałów, wchodzących w jego skład, to też badania eksperymentalne odgrywają przy zastosowaniu żelbetu rolę decydującą. W obliczeniach statycznych konstruktor dąży do tego, aby naprężenia, otrzymane drogą teoretyczną, zbliżały się jaknajbardziej do naprężeń rzeczywistych, co daje się osiągnąć przez stosowanie właściwych współczynników empirycznych. Autor referatu wstępnego prof. Campus, po gruntownej analizie wpływu własności sprężystych żelbetu na wytrzymałość ustrojów stwierdza, że aczkolwiek metody, oparte na założeniu sprężystości, mogą budzić pewne zastrzeżenia, to jednak nie widzi konieczności rewizji samej metody, ograniczając się do wyrażenia dezyderatu stworzenia komisji międzynarodowej, któraby opracowała współczynniki empiryczne na zasadzie gruntownych doświadczeń.

Drugim bardzo ważnym czynnikiem dla konstruktora jest dokładna znajomość odkształceń, jakie powstają w konstrukcji wskutek własności fizycznych żelbetu (referat inż. Fabera). Skurcz betonu i jego zachowanie się sprężyste pod wpływem obciążeń długotrwałych zmienia z biegiem czasu rozdział sił wewnętrznych między betonem i żelazem. Następują, oprócz zmiany wielkości, przesunięcia sił wewnętrznych, osiągając niejednokrotnie dość znaczne wartości, nie tak wielkie jednakże, aby mogły zagrażać bezpieczeństwu konstrukcji, obliczonej zapomocą istniejących metod. W rzeczy samej po przekroczeniu granicy proporcjonalności żelaza rozpoczynają się zjawiska odkształceń plastycznych, które hamują przesunięcia sił wewnętrznych.

Jako przyczynek do głównego tematu prof. Paszkowski wygłosił referat o własnych badaniach nad gięciem „belek obciążonych na całej długości momentem gnącym“. Ugięcia i inne zjawiska, obserwowane w tak obciążonej belce ujawniają pewne właściwości współpracy betonu z żelazem, które przy innych obciążeniach stwierdzić się nie dają wskutek tego, że beton prawie że nie podlega prawu Hook'a i że przy pewnych naprężeniach pęka po stronie rozciąganej belki.

Referat prof. Paszkowskiego wzbudził ogromne zainteresowanie.

Z a g a d n i e n i e VII A.

W referacie wstępnym prof. L. Santarella wykazał zalety sztywnego uzbrojenia w budownictwie żelbetowym,

a mianowicie: 1. oszczędność w wydatkach na krążyny, o ile dźwigary zostaną obliczone w ten sposób, aby w czasie betonowania mogły przenieść oprócz własnego ciężaru ciężar szalowania i betonu, a po stwardnieniu betonu przypadającą na nie część obciążenia, 2. przez obetonowanie dźwigarów stalowych zwiększa się wytrzymałość i sztywność konstrukcji, co ma szczególne znaczenie dla budowli, które są poddane działaniu dużych ciężarów ruchomych, uderzeń i wstrząsów, 3. odporność na działanie wysokich temperatur (pożary) i wilgoci (rdza), 4. przez obetonowanie można wzmacniać konstrukcje uszkodzone, lub zwiększyć wytrzymałość istniejących np. w razie zwiększenia norm obciążenia dla mostów.

Dwa następne referaty dotyczyły słupów stalowych w płaszczu betonowym lub żelbetowym. Obetonowany szkielec stalowy jest konstrukcją sztywną, co stanowi jej główną zaletę. Siłę nośną tych słupów oblicza się według wzoru: $P = F_c l_c + F_b l_b$, gdzie F_c i F_b oznaczają przekroje żelaza i betonu, l_c i l_b odpowiednie naprężenia dopuszczalne.

Wiązanie poprzeczne, które w słupach stalowych odgrywają bardzo ważną rolę, w omawianym wypadku mogą być znacznie zmniejszone i uproszczone, a czasami nawet zupełnie pominięte, co wpływa na oszczędność w ilości zużytego materiału.

Jeżeli chodzi o najekonomiczniejsze rozwiązanie w budownictwie szkielecowym, to w myśl wywodów dra Hawranka, nie należy używać stali twardych ani do belek, ani do słupów. W obliczeniach statycznych podciągów i belek należy uwzględniać jedynie przekrój żelaza, nie uważając betonu za część nośną konstrukcji, natomiast obetonowanie słupów należy wliczyć do przekroju pracującego.

Praktyczny sposób obliczania belek stropowych o sztywnym uzbrojeniu podał inż. Lebban na zasadzie przeprowadzonych doświadczeń w National Physical Laboratory w Londynie, opierając się na metodzie Mohr'a, dotyczącej określenia naprężeń w przekroju różnorodnym. Z rozważań tych zestawił wykresy, z których można bezpośrednio odczytać, jaka powinna być grubość powłoki betonowej, oraz wymiary belek zbrojenia dla różnych obciążeń i rozpiętości.

Z a g a d n i e n i e VII B. obejmowało jeden tylko referat prof. Terzaghi, p. t. „Wytrzymałość płytkich fundamentów“, w którym autor przedstawił wyniki najnowszych badań gruntów o małej i dużej spoiwości i doszedł do następujących wniosków: 1. jeżeli naprężenia główne, działające na cząsteczkę gruntu piaszczystego w kształcie sześciannu, rosną proporcjonalnie, wówczas i współczynnik ściśliwości rośnie, 2. szybki wzrost ciśnienia, działającego na powierzchnię cylindryczną cząstki gruntu gliniastego powoduje z początku mały wzrost spoiwości i współczynnika sprężystości. Jedynie obciążenia długotrwałe, przy możliwości usunięcia wody z przestrzeni międzycząsteczkowych wpływa na znaczne zwiększenie ściśliwości gruntów gliniastych.

Oprócz tego autor omówił własności sprężyste gruntów gliniastych, zachowanie się ich pod działaniem obciążeń ścinających, oraz wpływ wyporu hydrostatycznego na odpór gruntów.

Kongres paryski podkreślił dobitnie, że współpraca ludzi, których łączy jedna myśl — poszukiwanie prawdy naukowej, jest nie tylko celowa, ale i niezbędna, gdyż przy takiej współpracy można zrealizować zamierzenia, których urzeczywistnienie przekracza siły jednostki. Praktycznie wyraziło się to w opracowanych przez siedem komisji specjalnych wnioskach, przyjętych przez Kongres, zawierających dezyderaty, skierowane do Komisji Stałej Stowarzyszenia, co do zorganizowania współpracy międzynarodowej w omówionych dziedzinach.

Inż. W. Marzec.

Żelazne ścianki szczelne, czy kesony.

P. inż. Rapaczyński w Nr. 17 *Czasopisma Technicznego* za rok bieżący w opisie runięcia betonowego filaru mostu na Sanie pod Kuryłówką, fundowanego na betonowych palach systemu Straussa, ustalił szereg — w większości — słusznych wytycznych, które należałoby uwzględnić przy projektowaniu fundamentów filarów mostowych. Nawiązując do tych wniosków p. inż. Wacław Olszak w Nr. 21 tegoż pisma poparł myśl stosowania przy głębokości fundamentów przekraczającej 10 m żelaznych ścianek szczelnych.

W tym punkcie nasuwają mi się pewne wątpliwości.

Reklama stwarza popyt, a popyt rozwija produkcję z korzyścią dla producenta, nie zawsze jednak z korzyścią dla konsumenta. Wiele naszych przedsiębiorstw — nie tylko budowlanych — upadło albo upada dlatego tylko, że chciały się zbyt pochopnie zmodernizować. Jednostajność nuży; umysł pożąda nowości i dlatego skłonny jest więcej do przyjęcia optymistycznych racji, niż krytycznych uwag, ale rezultaty zbyt często nie dpowiadają zamierzonym celom. Dlatego sprawę stosowania żelaznych ścianek szczelnych należy rozpatrzyć i ze strony ujemnej.

1. Jest to nowa inwestycja dość kosztowna, a mało jest widoków na to, aby mogła znaleźć dość sposobności do normalnego zamortyzowania się. Przybyłby więc nowy przykład unieruchomienia włożonego w nią kapitału.

2. Korzyść z kilkakrotnego użycia ścianek jest wątpliwa. Przy wbijaniu ścianek w pokłady żwirku, albo piasku ze żwirkiem, albo wogóle przy większych oporach w gruncie oddzielne ogniwa ścianki deformują się na złaczeniach; sprawiają wskutek tego wiele trudności i powodują wiele kosztów przy wyciąganiu, a później przy prostowaniu ich, co w znacznym stopniu niweczy korzyść, płynącą z powtórnego użycia ścianek. Rzadko się też zdarza, aby ścianka w tych warunkach mogła być użyta z powodzeniem po raz trzeci.

3. Zdarza się też, że na złaczeniach do wpustów wpadają grubsze ziarenka piasku, albo drobny żwirek, co powoduje zacinać się sąsiednich ogniw ścianki i wymienione w poprzednim punkcie skutki.

4. Trzeba przyznać, że nowe ścianki żelazne uszczelniają dół budowlany z boków znakomicie, nie pomagają

jednak w tych wypadkach, gdy w dnie dołu ukazują się źródlika, co nie jest przecież zjawiskiem wyjątkowym.

5. Mogą się zdarzyć wypadki, że ścianki żelazne szczelne spełniają swe zadanie z powodzeniem, pozostając na miejscu wbicia, jednak w tym wypadku koszty wykonania budowli są zbyt wysokie, aby je można było często stosować.

Już przed 10 laty obudziło się u nas pod wpływem reklamy żywe zainteresowanie dla żelaznych ścianek. Zapisał ten jednak po kilku próbach ostrygł. Przykład zastosowania ścianek żelaznych przy budowie nowego mostu Podgórskiego w Krakowie nie zachęcił czynników zleceńdawczych do stosowania ich gdzieindziej.

Wykonanie fundamentów w otwartych wykopach między ściankami szczelnymi w gruntach łatwo przepuszczalnych na głębokości około, albo poniżej 10 m zwierciadła wody musi się z góry wydać każdemu doświadczonemu inżynierowi nieracjonalnym, a obliczenie kosztów takiej roboty z pewnością jego wątpliwości potwierdzi. W tych wypadkach może być mowa o studniach opuszczanych, albo o kesonach.

Mamy w Polsce trzy wielkie komplety maszyn kesonowych i kilka małych. Zamiast uciekać się do nowych metod i nowych inwestycji, należałoby raczej dążyć do potania robot kesonowych, a osiągnąć o można przez 1) zmianę zbyt ostrych i nie opartych na rzeczywistości przepisów technicznych i 2) częste stosowanie kesonów żelazo-betonowych i drewniano-betonowych.

Przy częstszym stosowaniu kesonów wyrobią się zastrępy młodszych i mniej kosztownych sił technicznych specjalnych; zmniejszą się koszty amortyzacji maszyn i urządzeń kesonowych, oraz wydoskonalą się typy kesonów.

Wtedy małym kosztem zmniejszy ryzyko wykonania robót i otrzymamy pewne i stałe fundamenty.

Wreszcie zaznaczyć trzeba, że najważniejsze rozwiązania osiągnąć można będzie przez współpracę czynników zleceńdawczych z doświadczonymi siłami wykonawczymi.

Myśl gospodarcza poczyniła już takie postępy, że należy oczekiwać od inżynierów, aby patrzyli na swe zadania z punktu widzenia ogólnych interesów narodowych.

Wiadomości z literatury technicznej.

Statyka budowli.

— **Wyznaczenie doświadczalne współczynników sprężystości** omawia Dr. Eisenmann (*D. Bautechnik* 1931, str. 74). Otrzymuje on dla granitu $E=610900$, bazaltu $E=970000$, piaskowca 200000, wapienia muszlowego 320000 kg/cm^2 .

Dr. M. Thullie.

Mosty.

— **Odnowienie filarów murowanych mostów kolejowych** bez przerwy ruchu omawia Schlotmann w *D. Bautechnik* (1931, str. 81). Obok starych studzien zapuszczono nowe i w ten sposób przedłużono i rozszerzono filary przy moście na Hunte w Eisfleth i przy moście na Wezerze pod Bremą.

— **Most drogowy spawany** pod Eckelshausen na Lahnie opisuje Kleinicke w *D. Bautechnik* (1931, str. 112). Most jest ukośny pod kątem $19^{\circ}30'$. Był tam most zbudowany przed 50 laty za słaby dla obecnie obowiązujących obciążeń. Chciano go wzmocnić, lecz okazało się, że budowa nowego mostu wypada taniej, zbudowano więc nowy most spawany.

— **Most na przystani w Sydney** ukończony w 1930 opisuje Bernhard w *D. Bautechnik* (1931, str. 138). Dźwigary główne przeszła o $l=502.90$ są łukowe kratowe. Zastawiano je bez rusztowań jako trójprzegubowe, poczem unieruchomiono przegub środkowy. Materiałem była stal krzemowa o wytrzymałości 5950 kg/cm^2 , a granicy ciastowatości 3360 kg/cm^2 .

— **Zawalenie się mostu gospodarczego w Gartz nad Odrą** opisuje Gaye w *D. Bautechnik* (1931, str. 162). Przyczyną zawalenia się było poddanie się, a potem wywrócenie się filara źle wykonanego. Nastąpiło ono kilka dni przed uroczystością otwarcia nowozbudowanego mostu.

— **Mosty o dźwigarach skrzynkowych** omawia Schäfer w *D. Bautechnik* (1931, str. 202). Ze względów estetycznych w miastach unika się teraz mostów kratowych i łukowych z jazdą dołem i coraz częściej używa się belek blaszanych dla rozpiętości aż do 60 m, stosując przekroje skrzynkowe jak przy moście Eberta w Mannheim i Rosenstein w Cannstadt.

— **Most ramowy stalowy nad ulicą Fryderyka Karola w Berlinie** opisuje Maelzer w *D. Bautechnik* (1931, str. 462). Belki główne o rozp. 22 m są blaszane. Stropy łączą się z rozporą, bez zaokrągleń ostro przy wzmocnieniu paru bla-

chami. Wysokość rozpory w kluczu 80 cm powiększa się ku podporom do 140 cm. Materiałem jest stal krzemowa.

Dr. M. Thullie.

Drogi.

— Ilość będących w ruchu samochodów w Niemczech wynosiła z dniem 1 lipca 1931 r. 1,507.129 sztuk, z czego wypadło na osobowe 522.943 szt., ciężarowe 161.072 szt., motocykle 792.075 szt. i inne 31.039 szt. Jakkolwiek ogólny kryzys ekonomiczny osłabił procentowy, roczny przyrost samochodów, to jednakże, jak wskazuje poniżej umieszczone zestawienie, istnieje stała tendencja w kierunku zwiększania parku samochodowego.

Rok	Osobowe	Ciężarowe	Motocykle	Inne	Razem
1926	206.487	90.029	263.345	12.032	571.893
1927	267.774	100.969	339.226	15.966	723.935
1928	351.380	121.765	438.288	21.879	933.312
1929	433.205	143.952	608.342	28.560	1,214.059
1930	501.254	157.432	731.207	29.947	1,419.870
1931	522.943	161.072	792.075	31.039	1,507.129

Dodać przytem należy, że skromny przyrost z r. 1930 na 31 (około 6%) jest wynikiem nie tyle wstrzymania zakupów nowych wozów, jak raczej wymeldowania z ruchu na stałe lub czasowo, dotychczas kursujących pojazdów. Jak stwierdzono wymeldowania te dochodzą w niektórych większych miastach do 25% dotychczasowego stanu.

Również opublikowano niezmiernie ciekawe daty, odnoszące się do ruchu autobusowego w Niemczech. Podaje się je poniżej z podziałem na pocztę państwową, przedsiębiorstwa prywatne oraz autobusy kolejowe.

Okres	Ilość		Długość linii autobusowych km	Rok rachunkowy	Ilość przejechanych km w milj.	Ilość przewiezionych podróży w milj.
	autobusów	linji autobus.				
Marzec	I. Poczta państwowa:					
1914	315	—	3248	1930	5.98	4.09
1921	428	270	5985	1920	4.62	4.02
1922	698	433	9167	1921	9.94	8.18
1923	866	461	10064	1922	11.44	9.68
1924	908	461	8793	1923	8.38	6.74
1925	1212	583	10547	1924	10.11	8.51
1926	2167	1241	23848	1925	26.10	24.82
1927	2657	1504	28600	1926	38.20	36.12
1928	2849	1722	32094	1927	50.48	52.67
1929	3298	1963	37172	1928	59.37	68.85
1930	3736	2266	43815	1929	74.72	85.56
1931	3939	2354	46483	1930	82.53	87.85
Grudzień	II. Przedsiębiorstwa prywatne:					
	a) Ruch międzymiastowy:					
1926	748	300	5418	1926	18.83	32.34
1927	972	380	6394	1927	26.03	49.26
1928	1211	511	8592	1928	35.57	74.17
1929	1678	755	12260	1929	53.90	104.42
1930	1571	752	13329	1930	48.25	90.61
Grudzień	b) Ruch miejski i przedmiejski:					
1930	1888	381	2893	1930	89.20	359.96
Grudzień	III. Autobusy kolejowe:					
1928	59	45	838	1928	1.24	2.17
1929	84	67	1484	1929	2.42	3.76
1930	145	99	2222	1930	3.85	4.74

Redaktor naczelny i odpowiedzialny Prof. Inż. Emil Bratro.

Pierwsza Związkowa Drukarnia we Lwowie, ul. Lindego 1. 4.

Ruch towarowy na liniach przedsiębiorstw prywatnych i kolejowych wyniósł w przybliżeniu 1 milj. t. (*Die Betonstrasse* Nr. 5/6 z 1932 r.).

E. B.

Lotnictwo.

— Polskie prawo Lotnicze. Polska jeszcze w r. 1922 zarówno z innymi 20 państwami przystąpiła do paryskiej konwencji lotniczej z 13 października 1919. Wobec wzrastającego lotnictwa w kraju, musiała nadto myśleć o własnej ustawie, normującej żeglugę powietrzną.

Ustawodawca polski miał już materiał w ustawach innych państw, szeregu kongresów, komitetów, oraz komisji technicznych i prawnych, a oparł się przede wszystkim na kapitalnych ustawach: włoskiej z 20 sierpnia 1923 i francuskiej z 13 maja 1924.

Polskie prawo lotnicze zostało ogłoszone jako rozporządzenie z mocą Prezydenta Rzeczypospolitej Polskiej z dn. 14 marca 1928 na podstawie przysługujących mu pełnomocnictw. (*Dziennik Ust. R. P.* nr. 78, poz. 443).

Ustawa o polskim prawie lotniczym składa się z 84 artykułów, zawartych w następujących 15 rozdziałach:

I. Postanowienia ogólne; II. władze; III. rejestracja; IV. załoga statków powietrznych; V. lotniska; VI. lot; VII. startowanie; VIII. przedsiębiorstwa lotnicze; IX. przewozy; X. paszporty i cło; XI. prawo właściwe statków powietrznych; XII. odpowiedzialność; XIII. postanowienia karne; XIV. postanowienia przejściowe; XV. postanowienia końcowe. (*„Review of Polish Law and Economics“* z 2 IV. 1928 i *Inżynier Kolejowy* z 1 IX. 1929).

— Niemieckie prawo Lotnicze jest omówione w *Verkehrstechnische Woche*, zeszyt 12 z r. 1932.

Inż. A. W. Krüger.

BIBLIOGRAFJA.

Książki nadesłane. Z. Godlewski: „Urządzenia elektryczne taboru tramwajów i kolei dojazdowych”. Cz. I. Silniki trakcyjne 1932. Skład główny: Księgarnia Techniczna, Warszawa, ul. Czackiego 3/5.

Inż. E. Łazoryk: „Racjonalne projektowanie przekrojów żelbetonowych”. Do nabycia u autora: Katowice, Poniatowskiego 1. 24. Cena 1.50 zł. wraz z przesyłką pocztową.

Inż. M. Ornatkiewicz: „Termodynamika Techniczna”. Dąbrowa Górna. 1932. Nakładem autora.

Zebrania i odczyty w Towarzystwie.

9. XI. 1932. Prof. Inż. S. Łukasiewicz i Inż. Wł. Jaworski: „Nowoczesna technika szybownictwa i zadania szybownictwa polskiego”.

14. XI. 1932. Inż. Adam Wierciński: „Dalszy rozwój bezkorbowej silnikosprężarki”.

16. XI. 1932. Prof. G. Sokolnicki: „Udział dużych elektrowni miejskich, w szczególności Lwowa, w elektryfikacji okręgowej”.

21. XI. 1932. Inż. Samolewicz: „O pewnym problemie bezkorbowej silnikosprężarki”.

23. XI. 1932. Inż. Kazimierz Żardecki: „Gazy ziemne w Polsce”.

28. XI. 1932. Dr. B. Szczeniowski: „Przeregulowanie gaźników samochodowych na różne paliwa”.

30. XI. 1932. Inż. Kazimierz Osiniński: „O wartościach symbolów w sztuce i religji”.

7. XII. 1932. Dr. Henryk Mierzęcki: „Z badań nad ręką robotniczą”.

12. XII. 1932. Inż. H. Wiśniowski: „O badaniu gaźników samochodowych”.

14. XII. 1932. Dr. Hans Zbinden: „Technik und Geisteskultur”.

Nakładem Polskiego Towarzystwa Politechnicznego we Lwowie.