

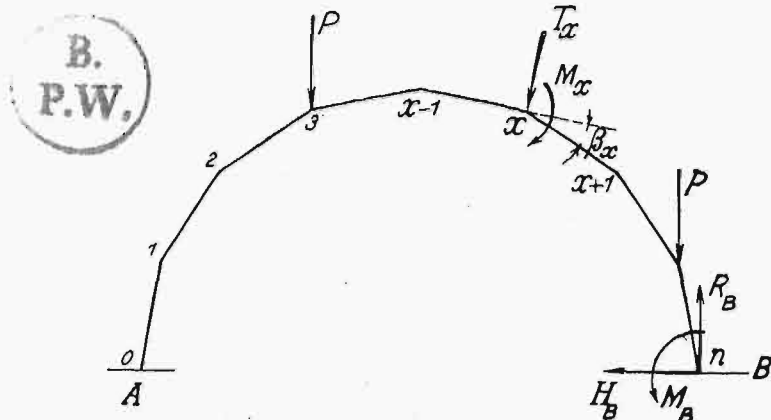
TR E Ś Ć : Prof. Inż. Dr. W. Wierzbicki: Rozwiązanie ramy wielobocznej przy zastosowaniu równań różnicowych. — Prof. Dr. Inż. S. Bryła i Dypl. Inż. H. Griffel: Budowa 14-stopiętowego gmachu o szkieletcie stalowym w Katowicach. (Ciąg dalszy). — Prof. A. Kuryłło: Wzrost wytrzymałości betonu z biegiem czasu. — Inż. Dr. T. S wie ż a w s k i: T o c z e n i e s i ę k o ła. — Wiadomości z literatury technicznej. — Recenzje i krytyki. — Bibliografia.

Inż. Dr. Witold Wierzbicki,

Prof. Szkoły Głównej Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie.

Rozwiązanie ramy wielobocznej przy zastosowaniu równań różnicowych.

Gdy po odosobnionej próbie Clebsch'a z roku 1862 przystąpiono już w bieżącym stuleciu, do stosowania równań różnicowych w statyce budowli w szerszym zakresie, wdzięcznym polem do rozwoju nowej metody obliczeń statycznych okazała się dziedzina belek ciągłych¹⁾. Po wypróbowaniu metody na tym typie budowli zajęto się rozwiązywaniem za pomocą różnic skończonych różnych konstrukcji ramowych tak, iż dzisiaj jesteśmy już w posiadaniu szeregu obliczeń, dotyczących przeważnie ram o powtarzających się (kongruentnych) przęsłach i wysokościach²⁾.



Rys. 1.

Ostateczne rozwiązanie ram wielobocznych, obciążonych w płaszczyźnie wieloboku (rys. 1), trudno jest otrzymać za pomocą równań różnicowych bezpośrednio, głównie ze względu na to, że ramy tego rodzaju mają węzły przesuwne i że przesuwanie się jednego z nich jest tu zależne od przesunięć wszystkich pozostałych. Równania różnicowe mogą tu odegrać jednak ważną rolę pomocniczą, pozwalając na ustawienie szeregów, dających się łatwo sumować bądź za pomocą utartych wzorów, bądź też drogą metody rachunku sumacyjnego.

Ogólny schemat rozwiązania ramy wielobocznej, przy zwykłym w tych wypadkach pominięciu wpływu sił podłużnych na wielkości statycznie niewyznaczalne, jest następujący³⁾:

Odrzucamy utwierdzenie jednego z końców ramy, np. B i zaczepiamy tu dwie niewiadome siły H_B (poziomą), R_B (pionową) oraz moment M_B , które uważamy za wielkości statycznie nadliczbowe.

Na podstawie wymienionych sił oraz sił bezpośrednio do ramy zaczepionych obliczamy przesunięcia

y_x punktów x względem punktów $x-1$ w kierunku prostym do x , $x-1$ oraz obroty φ_x przekrojów normalnych x ramy względem przekrojów $x-1$.

O ile wprowadzimy oznaczenia:

$$\omega_x = \sum_0^x \varphi_x, \quad \omega_{x-1} = \sum_0^{x-1} \varphi_x, \quad \dots \quad (1)$$

wówczas będziemy mogli ustalić zależność:

$$\omega_x - \omega_{x-1} = \varphi_x \quad \dots \quad (2)$$

Wyobrażamy sobie w dalszym ciągu, że poszczególne odcinki ramy $x-1$, x są sobie równe i że zmiana kątów β_x , jakie tworzą osie kolejnych odcinków $x-1$, x oraz x , $x+1$ między sobą podlegają pewnej regule, są więc znanymi funkcjami wielkości x , określającej położenie danego odcinka na ramie.

Wielkości momentów zginających w danym punkcie ramy M_x oraz odpowiednich sił poprzecznych T_x (normalnych do odcinka ramy $x-1$, x) zależą od położenia danego punktu (węzła) ramy, wobec czego kąty φ_x , wyrażające się wzorem:

$$\varphi_x = \frac{T_x l^2}{2EI} + \frac{M_x l}{EI}, \quad \dots \quad (3)$$

gdzie E , I i l oznaczają odpowiednio współczynnik sprężystości materiału ramy, moment bezwładności jej przekroju poprzecznego oraz długość jednego przedziału, są funkcjami x , czyli, że:

$$\varphi_x = F(x) \quad \dots \quad (4)$$

W ten sposób równanie (2) przybiera postać:

$$\omega_x - \omega_{x-1} = F(x), \quad \dots \quad (5)$$

a więc dochodzimy w ten sposób do równania różnicowego pierwszego rzędu.

Po zcałkowaniu równania (5) dojdziemy do wyrażenia typu:

$$\omega_x = F_1(x) \quad \dots \quad (6)$$

Wstawiając tu $x=n$, odpowiadające zwolnionemu końcowi ramy, przedstawimy kąt obrotu tego przekroju w zależności od wielkości H_B , R_B i M_B :

$$\omega_n = \omega_B = F_2(H_B, R_B, M_B) \quad \dots \quad (7)$$

Zależność:

$$\omega_B = F_2(H_B, R_B, M_B) = 0 \quad \dots \quad (8)$$

da nam pierwsze równanie do wyznaczenia wielkości nadliczbowych zadania.

Dla znalezienia poziomych (t. j. równoległych do AB) przesunięć poszczególnych węzłów ramownicy uciekamy się do wzoru:

$$u_x = \sum_1^x (\omega_{x-1} l) + \sum_1^x \bar{y}_x, \quad \dots \quad (9)$$

gdzie \bar{y}_x oznacza poziome składowe przesunięcie y_x , równych:

$$\bar{y}_x = \frac{T_x l^3}{3EI} + \frac{M_x l^2}{2EI}, \quad \dots \quad (10)$$

a iloczyn $(\omega_{x-1} l)$ oznacza poziome składowe przesunięcie węzłów x , wywołanych obrotami przekrojów $x-1$ ramy o kąty ω_{x-1} .

¹⁾ Por. W. Wierzbicki: „Belki ciągle załamane w planie“, *Czasopismo Techniczne*, 1931.

²⁾ Por. np. prace: Funk: „Die linearen Differenzgleichungen“, Berlin, 1920, str. 50; Mises: „Die Knicksicherheit von Rahmentragwerken“, 1926, *Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik* itd.

³⁾ Por. W. Wierzbicki: „Mechanika budowli“, Warszawa 1929, str. 246.

Przy $x=n$ dochodzimy tu do drugiego równania, służącego do wyznaczenia wielkości nadliczbowych:

$$u_n = u_B = F_3(H_B, R_B, M_B) = 0 \quad (11)$$

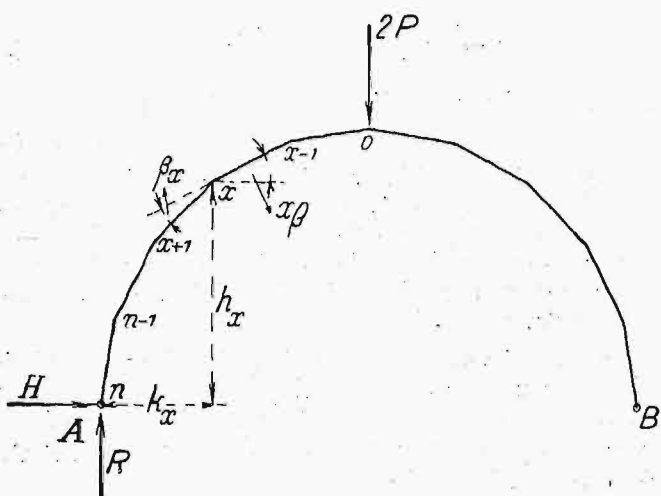
Wreszcie w sposób analogiczny do wyrażeń (9) i (11) znajdujemy, że:

$$v_x = \sum_1^x (\omega_{x-1} l)' + \sum_1^x y_x' \quad (12)$$

$$v_n = v_B = F(H_B, R_B, M_B) = 0 \quad (13)$$

gdzie v_x oznacza pionowe przesunięcie węzła x a wielkości pionowo kreskowane oznaczają pionowe składowe odpowiednich przesunięć całkowitych.

Równania (8), (11) i (13), jak wiadomo, łącznie rozwiązują zadanie.



Rys. 2.

Zastosujemy tu przytoczony wyżej schemat ogólny do obliczenia rama wielobocznej przegubowej, obciążonej symetrycznie.

Niech ma rama kształt wieloboku wpisanego w odcinek koła i niech będzie obciążona w środku siłą $2P$ (rys. 2).

Wobec tego, że rama jest symetryczna i symetrycznie obciążona względem O , możemy rozpatrywać równowagę tylko połowy jej AO , przyjmując, iż jest w punkcie O utwierdzona, a w punkcie A swobodna i obciążona tu znaną siłą $R=P$ i nieznaną H . Numerację węzłów będziemy prowadzili od środka ramy do punktu A , czyli od O do n . Długość l poszczególnych przęseł ramy $x-1, x$ jest, jak wyżej, wielkością stałą. W danym razie również $\beta_x = \beta = \text{const}$. Poszczególne przęśla $x-1, x$ ramy będą tu nachylone względem poziomu (kierunek AB) pod kątem $x\beta$.

Siłę poprzeczną w węźle x znajdziemy drogą rzutowania sił H_A i R_A na kierunek normalny do osi przedziału $x-1, x$:

$$T_x = H \sin x\beta - P \cos x\beta \quad (14)$$

Moment zginający w punkcie x równa się:

$$M_x = H h_x - P k_x \quad (15)$$

gdzie h_x i k_x (rys. 2) oznaczają odpowiednio ramiona momentów sił H i P .

Ponieważ h_x równa się sumie rzutów na kierunek pionowy poszczególnych przedziałów ramy, zawartych między węzłem x i n , więc mamy:

$$\begin{aligned} h_x &= l [\sin(x+1)\beta + \sin(x+2)\beta + \dots + \sin n\beta] = \\ &= l \sin \left[(x+1)\beta + \frac{n-x-1}{2}\beta \right] \sin \frac{n-x}{2} \cdot \frac{1}{\sin \frac{\beta}{2}} \end{aligned}$$

$$= \frac{l}{2 \sin \frac{\beta}{2}} \left[\cos x\beta \cos \frac{\beta}{2} - \sin x\beta \sin \frac{\beta}{2} - \cos \frac{2n+1}{2}\beta \right] \quad (16)$$

Odpowiednio dla k_x otrzymujemy:

$$\begin{aligned} k_x &= l [\cos(x+1)\beta + \cos(x+2)\beta + \dots + \cos n\beta] = \\ &= l \cos \left[(x+1)\beta + \frac{n-x-1}{2}\beta \right] \sin \frac{n-x}{2} \cdot \frac{1}{\sin \frac{\beta}{2}} \end{aligned}$$

$$= \frac{l}{2 \sin \frac{\beta}{2}} \left[\sin x\beta \cos \frac{\beta}{2} + \cos x\beta \sin \frac{\beta}{2} - \sin \frac{2n+1}{2}\beta \right] \quad (17)$$

Wyrażenie (3) przybiera wobec tego postać:

$$\begin{aligned} \varphi_x &= fl H \sin x\beta - fl P \cos x\beta = \\ &= \frac{fl H}{\sin \frac{\beta}{2}} \left[\cos x\beta \cos \frac{\beta}{2} - \sin x\beta \sin \frac{\beta}{2} - \cos \frac{2n+1}{2}\beta \right] + \\ &+ \frac{fl P}{\sin \frac{\beta}{2}} \left[\sin x\beta \cos \frac{\beta}{2} + \cos x\beta \sin \frac{\beta}{2} - \sin \frac{2n+1}{2}\beta \right] = \\ &= a \sin x\beta + b \cos x\beta + c, \quad (18) \end{aligned}$$

gdzie:

$$f = \frac{l}{2EI}, \quad c = -\frac{fl}{\sin \frac{\beta}{2}} \left[H \cos \frac{2n+1}{2}\beta + P \sin \frac{2n+1}{2}\beta \right],$$

$$a = fl P \text{ctg} \frac{\beta}{2}, \quad b = fl H \text{ctg} \frac{\beta}{2} \quad (19)$$

Mamy więc do rozwiązania równanie różnicowe:

$$\omega_x - \omega_{x-1} = a \sin x\beta + b \cos x\beta + c \quad (20)$$

Całka jego składa się z sumy:

$$\omega_x = z_x^0 + z_x, \quad (21)$$

gdzie z_x^0 oznacza pewne dowolne rozwiązanie szczególne tego równania, zaś z_x rozwiązanie odpowiedniego równania bez ostatniego wyrazu (t. zn. nie zawierającego funkcji ω_x).

Równanie charakterystyczne równania różnicowego (20) bez ostatniego wyrazu czyli równania:

$$\omega_x - \omega_{x-1} = 0 \quad (22)$$

ma postać: $r^x - r^{x-1} = 0, \quad r - 1 = 0$, skąd $r = 1$ i:

$$z_x = D \cdot 1^x = D, \quad (24)$$

gdzie D jest dowolną wielkością stałą.

Całki szczególnej z_x^0 równania (20) poszukujemy w postaci:

$$z_x^0 = A \sin x\beta + B \cos x\beta + Cx, \quad (25)$$

gdzie A, B, C są to stałe całkowania. Ostatni wyraz wzoru (25) ma właściwie postać $Cx \cdot 1^x$, co oznacza, że cała funkcja racjonalna, poprzedzająca 1^x , posiada tu potęgę o 1 wyższą od potęgi odpowiedniej funkcji przy wyrazie c równania (20). Tłumaczy się to tem, że 1 jest w danym razie pierwiastkiem równania charakterystycznego (23), co nie ma miejsca w zastosowaniu do dwóch pozostałych wyrazów całki (25).

Wstawiając wyrażenie (25) w równanie (20) znajdujemy:

$$\begin{aligned} \omega_x &= A \sin x\beta + B \cos x\beta + Cx \\ \omega_{x-1} &= A \sin(x-1)\beta + B \cos(x-1)\beta + C(x-1), \\ \sin x\beta (A - A \cos \beta - B \sin \beta) + \cos x\beta (B + A \sin \beta - B \cos \beta) + \\ &+ C = a \sin x\beta + b \cos x\beta + c, \quad (26) \end{aligned}$$

*) Por. jeden z podręczników dotyczących równań różnicowych, np. Markowa, Nörlund'a, Wallenberg'a i t. p., wreszcie pracę autora: „Zastosowanie różnic skończonych do obliczenia dźwigarów załamanych w planie“, *Przegląd Techniczny* 1930 r.

skąd przez porównanie do siebie współczynników przy tych samych funkcjach trygonometrycznych znajdujemy:

$$A = \frac{flP}{2} \operatorname{ctg} \frac{\beta}{2} + \frac{flH}{2} \operatorname{ctg}^2 \frac{\beta}{2} \quad (27)$$

$$B = \frac{flH}{2} \operatorname{ctg} \frac{\beta}{2} - \frac{flP}{2} \operatorname{ctg}^2 \frac{\beta}{2} \quad (28)$$

$$C = c = -\frac{fl}{\sin \frac{\beta}{2}} \left[H \cos \frac{2n+1}{2} \beta + P \sin \frac{2n+1}{2} \beta \right] \quad (29)$$

Ostatecznie, otrzymujemy dla całki równania (20) wyrażenie:

$$\omega_x = A \sin x\beta + B \cos x\beta + Cx + D \quad (30)$$

Warunki brzegowe wskazują, że przy $x=0$, $\omega_x=0$, a więc $0=B+D$, $D=-B$, wynika to stąd, że wobec symetrii ramy przekrój jej 0 nie ulega obrotowi przy odkształcaniu się ramy.

Ponieważ mamy do czynienia z ramą dwuprzegubową, więc jedyną wielkość statycznie niewyznaczalną zadania, siłę H , otrzymamy tu z równania (11), przy czym u_n obliczamy ze wzoru (9). Pierwsza część tego wyrażenia przybiera postać:

$$\begin{aligned} \sum_1^n (\omega_{x-1} l) &= \sum_1^{n-1} \omega_x l \sin(x+1)\beta = \\ &= \sum_1^{n-1} (A \sin x\beta + B \cos x\beta + Cx - B) (\sin x\beta \cos \beta + \\ &+ \cos x\beta \sin \beta) = \frac{A}{2} \cos \beta \sum_1^{n-1} (1 - \cos 2x\beta) + \\ &+ \frac{B}{2} \cos \beta \sum_1^{n-1} \sin 2x\beta + \frac{A}{2} \sin \beta \sum_1^{n-1} \sin 2x\beta + \\ &+ \frac{B \sin \beta}{2} \sum_1^{n-1} (1 + \cos 2x\beta) + C \cos \beta \sum_1^{n-1} x \sin x\beta + \\ &+ C \sin \beta \sum_1^{n-1} x \cos x\beta - B \sin(x+1)\beta \quad (31) \end{aligned}$$

Wchodzące tu sumy równają się odpowiednio:

$$\sum_1^{n-1} 1 = n-1 \quad (32)$$

$$\sum_1^{n-1} \cos 2x\beta = \cos(n-1)\beta \cdot \sin n\beta \cdot \frac{1}{\sin \beta} - 1 \quad (33)$$

$$\sum_1^{n-1} \sin 2x\beta = \sin(n-1)\beta \sin n\beta \cdot \frac{1}{\sin \beta} \quad (34)$$

$$\sum_1^{n-1} x \cos x\beta = \frac{1}{2(1-\cos \beta)} [n \cos(n-1)\beta - (n-1) \cos n\beta - 1] \quad (35)$$

$$\sum_1^{n-1} x \sin x\beta = \frac{1}{2(1-\cos \beta)} [\sin(n-1)\beta - (n-1) \sin n\beta] \quad (36)$$

$$\sum_1^{n-1} \sin(n+1)\beta = \sin\left(\beta + \frac{n-2}{2}\beta\right) \sin \frac{(n-1)\beta}{2} \cdot \frac{1}{\sin \frac{\beta}{2}} \quad (37)$$

Drugi wyraz wzoru (9) przybiera postać:

$$\sum_1^n \bar{y}_x = \sum_1^n y_x \sin x\beta \quad (38)$$

gdzie:

$$y_x = \frac{T_x l^3}{3EI} + \frac{M_x l^2}{2FI} = \frac{2}{3} fl^2 T_x + fl M_x \quad (39)$$

Wobec zależności (14)–(17) wyrażenie (39) przekształca się w następujące:

$$\begin{aligned} y_x &= \frac{2}{3} fl H \sin x\beta - \frac{2}{3} fl \cos x\beta + \\ &+ \frac{flH}{2 \sin \frac{\beta}{2}} \left[\cos x\beta \cos \frac{\beta}{2} - \sin x\beta \sin \frac{\beta}{2} - \cos \frac{2n+1}{2} \beta \right] + \\ &+ \frac{flP}{2 \sin \frac{\beta}{2}} \left[\sin x\beta \cos \frac{\beta}{2} + \cos x\beta \sin \frac{\beta}{2} - \sin \frac{2n+1}{2} \beta \right] = \\ &= F \sin x\beta + G \cos x\beta + K \quad (40) \end{aligned}$$

$$\text{gdzie: } F = 0,167 flH + 0,500 flP \operatorname{ctg} \frac{\beta}{2} \quad (41)$$

$$G = -0,167 flP + 0,500 flH \operatorname{ctg} \frac{\beta}{2} \quad (42)$$

$$K = -\frac{fl}{2 \cos \frac{\beta}{2}} \left[H \cos \frac{2n+1}{2} \beta + P \sin \frac{2n+1}{2} \beta \right] \quad (43)$$

Wreszcie:

$$\begin{aligned} \sum_1^n \bar{y}_x &= \sum_1^n y_x \sin x\beta = \sum_1^n (F \sin x\beta + G \cos x\beta + K) \sin x\beta = \\ &= \frac{F}{2} \sum_1^n (1 - \cos 2x\beta) + \frac{G}{2} \sum_1^n \sin 2x\beta + K \sum_1^n \sin x\beta \quad (44) \end{aligned}$$

Sumy, wchodzące w wyrażenie (43) obliczamy ze wzorów (32)–(37), wstawiając w nie zamiast n wielkość $n+1$, co odpowiada zmianie granic sumowania.

Zapomocą wyrażeń (27)–(29) dla współczynników A , B , C , oraz wyrażeń (41)–(43) dla współczynników F , G , K moglibyśmy nadać równaniu:

$$u_n = \sum_1^{n-1} \omega_x l \sin(x+1)\beta + \sum_1^n y_x \sin x\beta = 0 \quad (45)$$

formę bardziej zwartą, nie byłoby to jednak celowym, gdyż wprowadzałyby funkcje trygonometryczne nowych kątów, a więc nowe wielkości do obliczenia. Należy więc zalecić korzystanie z wyrażeń (31) i (44) bezpośrednio, obliczając je zapomocą wzorów (32)–(37) i wstawiając otrzymane wielkości w równanie (45), z którego zostanie wyznaczona wielkość nadliczbowa zadania.

Dla przykładu, zakładamy $\beta=9^\circ$ i $n=10$, poczem obliczamy sumy (32)–(37):

$$\begin{aligned} \sum_1^{n-1} 1 &= 9,000 & \sum_1^{n-1} \cos 2x\beta &= 0 \\ \sum_1^{n-1} \sin 2x\beta &= 6,320 & \sum_1^{n-1} x \cos x\beta &= 22,910 \\ \sum_1^{n-1} x \sin x\beta &= 35,700 & \sum_1^{n-1} \sin(x+1)\beta &= 6,721 \\ \sum_1^n \cos 2x\beta &= -1 & \sum_1^n \sin 2x\beta &= 6,314 \\ \sum_1^n \sin x\beta &= 6,741 \end{aligned} \quad (46)$$

Współczynniki A , B , C , F , G , K otrzymują tu wartości następujące:

$$\left. \begin{aligned} A &= 80,650 flH + 6,353 flP \\ B &= 6,353 flH - 80,650 flP \\ C &= 1,000 flH - 12,706 flP \\ F &= 0,167 flH + 6,353 flP \\ G &= 6,353 flH - 0,167 flP \\ K &= -0,039 flH + 0,500 flP \end{aligned} \right\} \quad (47)$$

*

Suma (31) równa się więc:

$$\sum_1^{n-1} \omega_x l \sin(x+1)\beta = 605,1 f'l H - 457,4 f'l P, \quad (48)$$

a suma (44):

$$\sum_1^n y_x \sin x\beta = 20,71 f'l H + 32,08 f'l P. \quad (49)$$

Równanie (45), względnie równanie (11) przybiera wobec tego postać:

$$u_n = 625,7 f'l H - 425,3 f'l P = 0, \quad (50)$$

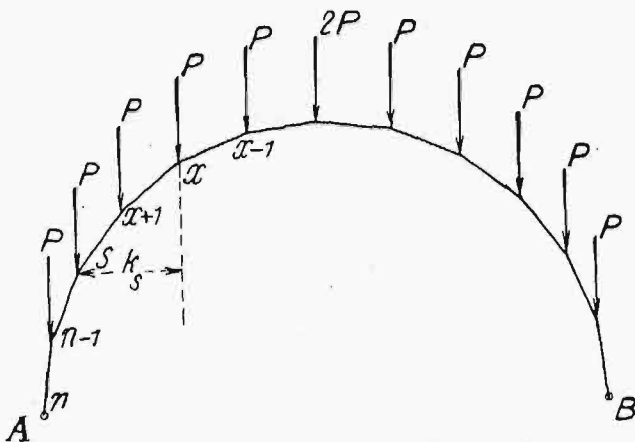
$$\text{skąd:} \quad H = 0,682 P. \quad (51)$$

Zauważyć należy, iż dla łuku kołowego w ten sam sposób obciążonego, co rozpatrzona rama i dookoła tej ramy opisanego, otrzymalibyśmy:

$$H = 0,636 P \quad (52)$$

t. j. parcie poziome mniejsze.

Przypuśćmy dalej, że do omawianej wyżej ramy zaczepiono w poszczególnych węzłach x równe sobie siły P . W związku z tem obciążeniem należy uzupełnić odpowiednio wzory (14) i (15).



Rys. 3.

Siła poprzeczna w przęśle $x-1, x$ w zależności od samych tylko sił P wyrazi się wzorem (rys. 3):

$$T_x' = (n-x) P \cos x\beta. \quad (53)$$

Niech będzie P_s siła zaczepiona do jednego z węzłów zawartych między węzłami x i n a k_s ramię momentu tej siły względem punktu x ; wówczas część momentu zginającego M_x zależna od sił P_s będzie równa:

$$M_x' = \sum_{x+1}^{n-1} P_s k_s = P \sum_{x+1}^{n-1} k_s, \quad (54)$$

gdzie dla k_s możemy skorzystać ze wzoru (17), przyjmując tu $n=s$:

$$k_s = \frac{l}{2 \sin \frac{\beta}{2}} \left[\sin x\beta \cos \frac{\beta}{2} + \cos x\beta \sin \frac{\beta}{2} - \sin \frac{2s+1}{2} \beta \right]. \quad (55)$$

Aby obliczyć sumę (54), pierwsze dwa wyrazy, zawarte w nawias we wzorze (55), powtórzyć należy $n-x-1$ razy ($n-1-x-1+1$), wyraz zaś ostatni będzie wyrazem sumy, w której s zmienia się od $x+1$ do $n-1$, czyli że:

$$\sum_{x+1}^{n-1} \sin \frac{2s+1}{2} \beta = \sin[(\frac{1}{2}+x)\beta + \beta] + \sin[(\frac{1}{2}+x)\beta + 2\beta] + \dots \quad (56)$$

Do wyznaczenia sumy (56) możemy skorzystać ze wzoru (16).

Łatwo stąd wysnuć wniosek, że moment M_x otrzyma tu formę:

$$M_x' = a_1 x \sin x\beta + b_1 x \cos x\beta + c_1 \sin x\beta + d_1 \cos x\beta + e_1. \quad (57)$$

Wyrażenia dla sił poprzecznych i momentów zginających otrzymamy, dodając do wyrażeń (14) i (15) wyrażenia (53) i (57), wobec czego zamiast równania różnicowego typu (20) otrzymamy przy danym obciążeniu ramy równanie typu:

$$\omega_x - \omega_{x-1} = ax \sin x\beta + bx \cos x\beta + c \sin x\beta + d \cos x\beta + e \quad (58)$$

Całkowanie równania (58) odbywa się według tegoż schematu, co w zadaniu poprzednim.

Ponieważ lewe strony równań (20) i (58) są te same, rozwiązanie z_x równania bez ostatniego wyrazu, jest również w obydwóch przypadkach to samo.

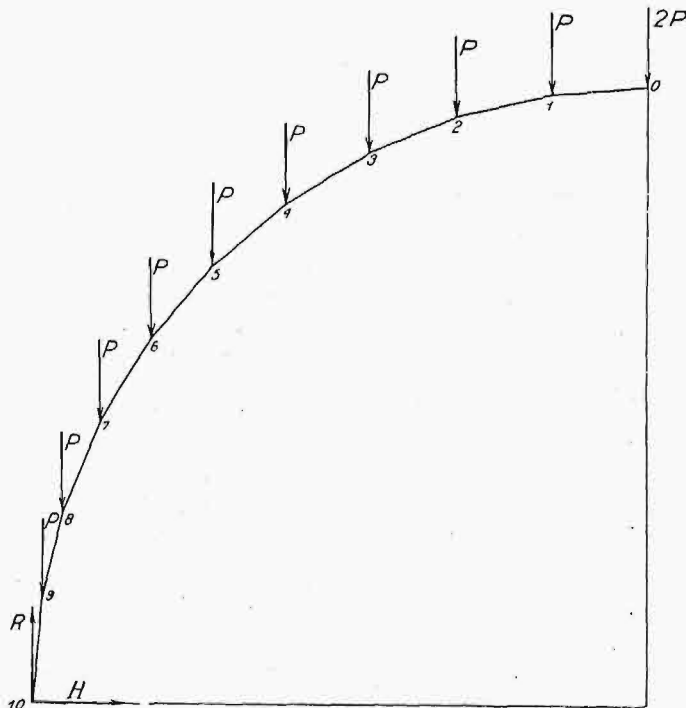
Rozwiązanie szczególne równania (58) znajdziemy tu w postaci:

$$z_x^0 = Ax \sin x\beta + Bx \cos x\beta + C \sin x\beta + D \cos x\beta + Ex, \quad (59)$$

gdzie wielkości A, B, C, D, E zostaną wyznaczone przez przyrównanie do siebie współczynników równania (58) przy tych samych funkcjach x po obydwóch stronach równania.

Warunki brzegowe zadania są tu te same, co w zadaniu poprzednim.

Gdy kąt β nie jest wielkością stałą, lecz pewną funkcją x , lub gdy siły P nie są sobie równe, słowem, gdy prawa strona równania (5) bądź jest bardzo złożoną funkcją x , bądź też nie daje się przedstawić bezpośrednio, jako funkcja x , musimy uciec się do przybliżonego rozwiązania wspomnianego równania drogą zastąpienia prawej jego części przez pewną racjonalną funkcję całą⁵⁾.



Rys. 4.

Prawa część równania (5) przedstawia wyrażenie:

$$\varphi_x = \frac{T_x l^2}{2 EI} + \frac{M_x l}{EI}, \quad (60)$$

w którym T_x , oraz M_x zależą zarówno od nieznanego parcia poziomego H , jak i od danych sił P . Niech będzie wobec tego:

$$T_x = T_1 + T_2 \quad (61)$$

$$M_x = M_1 + M_2 \quad (62)$$

$$\varphi_x = \frac{T_1 l^2}{2 EI} + \frac{M_1 l}{EI} + \frac{T_2 l^2}{2 EI} + \frac{M_2 l}{EI} = H F_1 + F_2, \quad (63)$$

⁵⁾ Por. pracę autora p. t. „Dźwigary załamane w planie o zmiennym kącie załamania“, *Przegląd Techniczny* 1981 r.

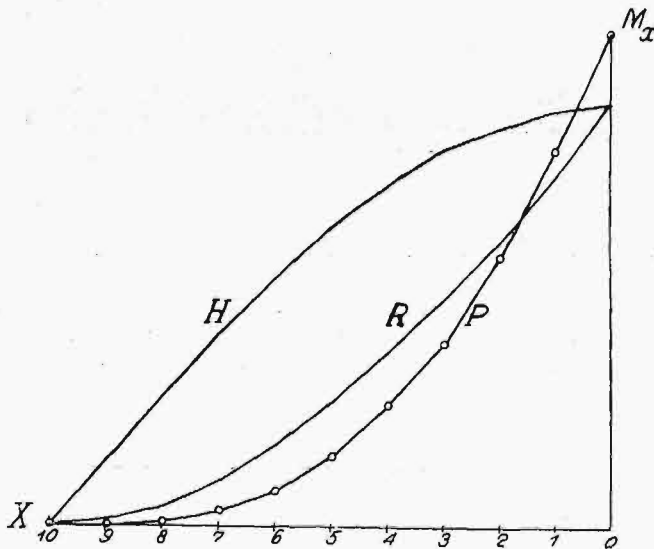
gdzie wielkości T_1 i M_1 są proporcjonalne do H , zaś T_2 i M_2 zależą od P .

Funkcje:

$$F_1 = \frac{T_1}{H} \cdot \frac{l^2}{2EI} + \frac{M_1}{H} \cdot \frac{l}{EI} \quad (64)$$

$$F_2 = \frac{T_2 l^2}{2EI} + \frac{M_2 l}{EI} \quad (65)$$

możemy przedstawić na wykresie za pomocą wzorów (14), (15) i t. d.; dla przykładu na rys. 5 przytoczone są krzywe, wyrażające momenty Hh_x , Rk_x , oraz momenty zależne wyłącznie od obciążenia P dla ramy, przedstawionej na rys. 4. Otrzymane w ten sposób krzywe zastępujemy przez krzywe interpolacyjne drugiego, trzeciego i wyższych stopni w zależności od kształtu wykresów i od pożądanej dokładności obliczenia. Krzywe te zawierają odpowiednio 3, 4 i więcej niewiadomych współczynników.



Rys. 5.

Wybieramy na wykresie szereg punktów charakterystycznych i wyznaczamy nieznanne współczynniki wzorów interpolacyjnych w ten sposób, aby te wzory czyniły zadość wartościom współrzędnych dla obranych 3, 4 lub odpowiednio więcej punktów wykresu. Otrzymane tą drogą przybliżone funkcje F_1 i F_2 nakładamy rysunkowo na funkcje bezpośrednio otrzymane i sprawdzamy, czy oba rodzaje krzywych nakładają się na siebie z dostateczną dokładnością, przyczem dokładność

2–3 procentów może tu być uważana za wystarczającą.

Przedstawiamy więc np. w następujący sposób funkcje:

$$F_1 = a_1 x^3 + b_1 x^2 + c_1 x + d_1 \quad (66)$$

$$F_2 = a_2 x^3 + b_2 x^2 + c_2 x + d_2 \quad (67)$$

skąd dla funkcji φ_x dochodzimy do wyrażenia typu:

$$\varphi_x = a x^3 + b x^2 + c x + d, \quad (68)$$

gdzie:

$$\left. \begin{aligned} a &= H a_1 + a_2 & b &= H b_1 + b_2 \\ c &= H c_1 + c_2 & d &= H d_1 + d_2 \end{aligned} \right\} \quad (69)$$

Równanie (5) przybiera w tym przypadku postać:

$$\omega_x - \omega_{x-1} = a x^3 + b x^2 + c x + d. \quad (70)$$

Rozwiązanie tego równania, jak równania bez wyrazu ostatniego, daje tu omówiony wyżej wzór (24). Gdy chodzi zaś o całkę szczególną równania całkowitego (70), to powinniśmy jej poszukiwać pod postacią:

$$z_x^0 = (A x^4 + B x^3 + C x^2 + D x) \cdot 1^x. \quad (71)$$

Funkcja algebraiczna, stanowiąca poszukiwane rozwiązanie, posiada stopień o jedność wyższy, niż funkcja przedstawiająca ostatni wyraz równania (70), gdyż 1 jest w danym razie jednokrotnym pierwiastkiem równania charakterystycznego.

Dalsze obliczenie ramownicy odbywa się według schematu podanego na początku tej pracy i sprowadza się do sumowania szeregów: $\sum x^4$, $\sum x^3$, $\sum x^2$, $\sum x$, co nie natrafia na żadne trudności.

W razie utwierdzonych na podporach ram symetrycznych i symetrycznie obciążonych mamy do wyznaczenia dwie wielkości nadliczbowe H_A i M_A .

W tym wypadku zamiast wzorów (69) otrzymujemy wzory:

$$\left. \begin{aligned} a &= H_A a_1 + M_A a_2 + a_3 \\ b &= H_A b_1 + M_A b_2 + b_3 \end{aligned} \right\} \quad (72)$$

gdzie wielkości $a_1, b_1 \dots$ oznaczają współczynniki równania krzywej zastępczej, dotyczące tej części wyrażenia analogicznego do (63), która jest proporcjonalna do parcia poziomego $H_A, a_2, b_2 \dots$ oznaczają współczynniki tej części tego wyrażenia, która jest proporcjonalna do M_A , czyli momentu podporowego w punkcie A , wreszcie $a_3, b_3 \dots$ są współczynniki zależne od bezpośredniego obciążenia ramy.

Ostatnio omówiony sposób wyznaczania kątów ω_x dotyczy i ram niesymetrycznie obciążonych, byleby tylko wykresy otrzymane dla T_x i M_x nie posiadały zbyt wyraźnych załamań.

Prof. Dr. Inż. Stefan Bryła i Dypł. Inż. Henryk Griffel.

Budowa 14-stopiętrowego gmachu o szkieletcie stalowym w Katowicach.

(Ciąg dalszy).

V. Wykonanie fundamentów.

a) Roboty ziemne.

Jak widać z przekrojów otworów wiertniczych (rys. 4), grunt budowlany składa się w przeważnej ilości z piasku przeplatane warstwami gliny. Wykop w takim materiale nie przedstawia żadnych trudności, to też wykonano go w zwykły sposób, kopiąc grunt łopatami i nakładając na fury do wywozu. Wykonano go szerzej o średnio 60 cm od zarysu właściwego fundamentu żelbetowego; miało to na celu umożliwienie późniejszej izolacji gudronem ścian oporowych dolnych kondygnacji. Ponieważ głębokość podszwy fundamentu została określona na $-6,60$ m, a więc znacznie głębiej niż normalne podszwy fundamentów zwykłych

budynków, musiano strome ściany wykopu dostatecznie zabezpieczyć przed usunięciem przez odpowiednie odeskowanie i rozparcie. Uskuteczono to przy pomocy desek 5 cm przylegających do ścian wykopu, grubych bali 10 cm, oraz rozpór z drzewa okrągłego o średnicy do 25 cm. Mimo dość starannego i mocnego wsparcia ścian wykopu, ziemia miejscami skutkiem deszczów i wstrząśnień od pojazdów przejeżdżających ulicą Zieloną częściowo usuwała się, co wymagało częstych napraw, stałego dozoru i pogotowia ciesielskiego (ryc. 9).

Roboty ziemne zostały zaczęte w dniu 14 maja 1930 r. przez wykonanie dokładnej niwelacji terenu budowlanego, zaś już dnia następnego firma „Triton“ wykonująca te roboty, rozpoczęła pracę. Wykop dla części 14-stopiętrowej został wykonany od razu w całości, ro-

boty ziemne dla części 6-cio-piętrowej z powodu długich, wielkich i głębokich ław fundamentowych musiały być wykonane w zależności od robót żelbetowych — zostały zatem rozciągnięto na dłuższy okres czasu. Pierwszy etap robót ziemnych został ukończony 5 lipca, następny zaś dopiero 4 października.



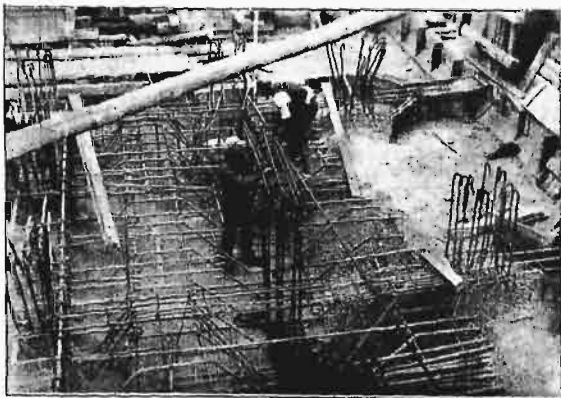
Ryc. 9.

Przy wykopie pracowało średnio około 25 robotników pod dozorem podmajstrzego, oraz 5 furmanek parokonnnych. Odwóz ziemi odbywał się na odległość około 500 m. Wydobyto 4.600 m³ ziemi, z czego $\frac{3}{4}$ do głębokości 7,00 m, zaś $\frac{1}{4}$ do głęb. 2,5 m od terenu, przy czym średni koszt wykopu łącznie z odwozem wyniósł 7,50 zł.

Badanie gruntu podczas wykonywania robót ziemnych wykazało zupełną zgodność z badaniem, dokonanym przy pomocy otworów wiertniczych.

b) Roboty żelbetowe.

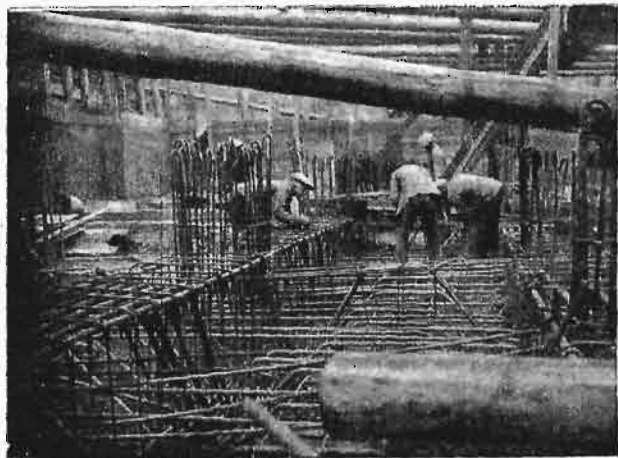
Przed przystąpieniem do wykonania żelbetowych konstrukcyj fundamentowych, firma wykonująca te roboty ułożyła w porozumieniu z kierownictwem budowy program tych robót w ten sposób, by całość tychże mogła być gotowa bez zbytniego pośpiechu w przeciągu trzech miesięcy. W myśl tegoż programu miały być wykonane naprzód fundamenty części 14-sto-piętrowej, następnie zaś fundamenty 6-cio-piętrowej oraz stropy w poziomie parteru.



Ryc. 10.

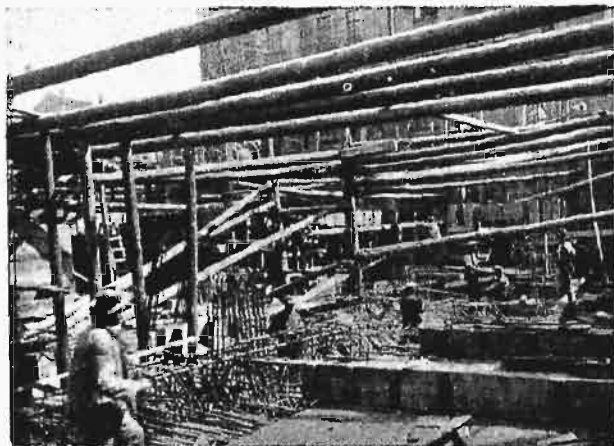
Roboty rozpoczęto dnia 14 lipca 1930 przez dokładne skontrolowanie, czy wymiary wykopu odpowiadają projektowi, zaś następnie po usunięciu drobnych niedokładności w wykopie zabetonowano pod płytę podkład betonowy z cementu „Siccifix“ grubości 10 cm o stosunku mieszanki 1:5.

Podkład ten ma na celu z jednej strony izolację całej płyty od wilgoci, z drugiej strony zaś ułatwia ułożenie skomplikowanego uzbrojenia płyty i żeber fundamentowych. Po zabetonowaniu tego podkładu rozpoczęto układanie uzbrojenia płyty. Uzbrojenie to składa się z żelaza okrągłego 30 mm wygiętego odpowiednio do momentów zgięcia powstających w płycie. Ułożenie



Ryc. 11.

uzbrojenia było dosyć żmudne z powodu trudnego dostępu do podeszwy głębokiego wykopu rozpartego całym lasem drzewa. Jeszcze trudniejsze było uzbrojenie żeber, gdyż znaczne zagęszczenie żelaza w tychże wymagało roboty bardzo skrupulatnej i starannej (rys. 10, 11 i 12).

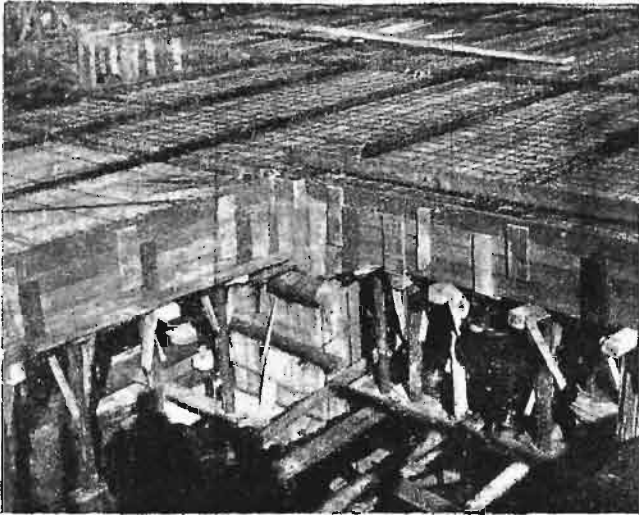


Ryc. 12.

W międzyczasie, przy pomocy dokładnego rusztowania sznurowego, wytyczono położenie przyszłych filarów i założono w odpowiednich miejscach dolne uzbrojenie tych filarów. Oprócz tego wykonano wszystkie roboty pomocnicze, potrzebne do szybkiego i dokładnego zabetonowania płyty, a więc ustawiono odpowiednie rusztowanie robocze, przygotowano maszyny, żwir, cement, wózki, narzędzia i t. d. Przeprowadzono również badanie jakości żwiru, oraz poczyniono przygotowania do badania wytrzymałości betonu przy pomocy belek próbnych. Stosunek mieszanki betonu był oznaczony w ten sposób, iż w myśl polskich przepisów dla robót żelbetowych miało przypaść 300 kg cementu na 1 m³ kruszywa. Odpowiednio do tego zatem oznaczono wielkości skrzynek, przeznaczonych do zmieszania w betoniarnie. Co do zawartości wody w betonie, to licząc się z gęstym uzbrojeniem, przepisano beton lany z tem

jednak, że w miarę możliwości należało ilość wody dodawanej do betonu ograniczać.

Po wykonaniu zatem wszystkich potrzebnych przygotowań rozpoczęto w dniu 2 sierpnia 1980 betonowanie płyty fundamentowej. Betonowanie płyty o gr. 80 cm, oraz żeber zawierających okragło 580 m³ betonu trwało do 20 sierpnia. Podczas betonowania dopuszczono przerwy robocze z reguły w miejscach najmniejszych momentów. Beton jednak na przerwie musiał być przykryty mokremi workami, zaś przed rozpoczęciem dalszego betonowania odpowiednio „odświeżony” tj. zlany obficie wodą i następnie mlekiem cementowym. Dostateczne połączenie obu części było oprócz tego zapewnione obfitą uzbrojeniem dolnym i górnym płyty.



Ryc. 13.

Równoległe do betonowania płyty rozpoczęto wykonywać deskowanie dla żeber, oraz betonowanie tychże (ryc. 12). Po odpowiednim stwardnieniu żeber ustawiono niezwłocznie w poprzednio wytyczonych miejscach deskowanie filarów i stropu niższej kondygnacji (ryc. 13). Żelaza kotwiczne filarów zostały założone równocześnie z uzbrojeniem płyty i razem z nią zabetonowane.

Dość znaczne trudności miało kierownictwo budowy do pokonania przy wykonaniu ściany oporowej, która miała być zabetonowana, jako całość łącznie z zewnętrznymi filarami budynku. Trudności te powstały z następujących powodów. Po pierwsze cały wykop, był rozparty całym lasem belek (por. ryc. 12), po drugie zaś od strony ulicy Zielonej skutkiem ulewnych deszczów i wielkiego ruchu pojazdów zaczęła się ziemia mimo bardzo silnego rozparcia usuwać, czego widocznym znakiem było utworzenie się głębokiej rysy w bruku i obsunięcie się chodnika.

W miejscach zatem, gdzie nie groziło usunięcie się ziemi postąpiono w sposób następujący: Ponieważ wykop był średnio 60 cm szerszy od zarysu ścian (a to w tym celu, by można było wykonać odpowiednie rozparcie ścian wykopu i późniejszą izolację pionową ścian żelbetowych), więc można było wymienić partjami pierwotne rozparcie wykopu t. j. najpierw wykonano takie rozparcie, iż nie przeszkadzało przy betonowaniu danej części ściany, następnie usuwano stare rozparcie, w końcu zaś można było tą część ściany zabetonować.

Trudniej przedstawiała się sprawa w miejscach, gdzie ziemia zaczęła się usuwać. Tu trzeba było działać natychmiast, gdyż każda chwila groziła zawaleniem się znacznej części wykopu. Pierwszym zarządzeniem było bezwzględne zamknięcie ruchu pojazdów na ulicy Zielonej. Następnie zdecydowano część ściany łącznie

z filarami od strony tejże ulicy zabetonować szybko twardniejącym cementem glinowym, tak, by w przeciągu 24 godzin mogła ściana przyjąć całkowite parcie ziemi. Użyto do tego celu cementu marki „Citadur”, który okazał się dobry i ekonomiczny w użyciu. Rozumie się, że na wymianę rozparcia nie było tu czasu, a zresztą wszelka robota przy tem była nadzwyczaj niebezpieczna, gdyż lada chwila mogła cała ściana pod wpływem silniejszego wstrząśnienia runąć. Zdecydowano się zatem belki poziome rozparcia pozostawić w ścianie i obetonować je — następnie po stwardnieniu ściany i usunięcia niebezpieczeństwa belki wyjęto a pozostałe otwory uzbrojono dodatkowo i zabetonowano.

Po wykonaniu tych trudniejszych części budowy reszta konstrukcji została wykonana w normalnym trybie i bez większych trudności. Na uwagę zasługuje jeszcze wzmianka o wykonaniu głowic filarów żelbetowych. W celu należytego zakotwienia słupów konstrukcji stalowej do słupów żelbetowych zabetonowano już z góry w każdym słupie 4 kotwy z żelaza 25 mm, opatrzone u dołu hakiem, zaś u góry gwintem i nasrúbkiem, które wystawały na wysokość około 15 cm z betonu. By zabezpieczyć przy betonowaniu należyte odstępy tych kotew użyto szablonów blaszanych z odpowiednio powierconymi otworami, w których to otworach te kotwy umocowano. Sposób ten okazał się korzystny, odchyłki od przepisanych wymiarów okazały się minimalne. Prócz tego uzbrojono głowicę tychże słupów siatką z drutów ϕ 8—10 mm.

Transport betonu do poszczególnych części budowy był stosunkowo łatwy. Ponieważ przeważnie część kubatury betonu była w dole, beton mógł być transportowany wprost z betoniarki rynnami nachylnymi w stosunku 1:3. Na dalsze odległości, jeżeli rynna już nie wystarczała, transportowano beton wózkami dwukołowymi, t. zw. japońskimi o pojemności dwu taczek, względnie kombinowano transport wózkami i rynnami. Przy transporcie wózkami już na niewielką odległość okazało się, że beton zawierający nadmiar wody ulegał w nich łatwo odmieszaniu, t. zn. grubsze i cięższe części opadały na dół, drobne zaś części, cement i woda gromadziły się na wierzchu. Główną troską kierownictwa budowy było zatem zapobieżenie dodawania zbyt wielkiej ilości wody do betonu.

Szczególnie łatwo ulega odmieszaniu beton, którego kruszywo zawiera małą ilość piasku. Ilość ta piasku może być teoretycznie zupełnie wystarczająca do zapełnienia wolnych miejsc między większymi kamkami, beton też taki okaże wysoką wytrzymałość — praktycznie jednak lepiej jest używać do betonu lanego kruszywa zawierającego więcej piasku, niżby z krzywej idealnej wynikało, do 50% na ogólną ilość kruszywa. Beton taki przy odpowiednim dodatku wody zachowuje swą „półpłynność” i nie ulega łatwo odmieszaniu. Ponieważ jednak kruszywo zawierające większą ilość piasku daje beton o mniejszej wytrzymałości niż kruszywo o składzie ziarn według krzywej idealnej, zatem należy to wyrównać odpowiednim dodatkiem cementu. Ilość cementu 300 kg na 1 m³ kruszywa, t. j. około 360 kg na 1 m³ betonu, jest w tym wypadku w zwykłych warunkach wystarczająca; przy odpowiedniej robocie i dobrem kruszywie można otrzymać dość wielkie wytrzymałości, jak to próby belkowe regularnie na budowie przeprowadzane wykazały.

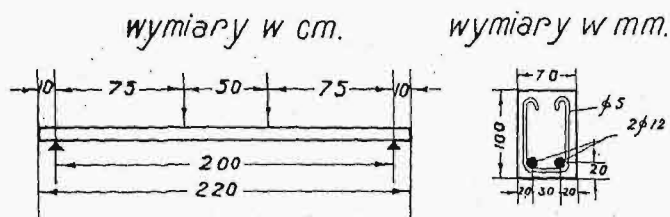
Jako kruszywa, użyto żwiru wiślanego z pod Oświęcimia. Żwir ten, bardzo czysty, bez różnych szkodliwych pomieszek badano podczas budowy kilkakrotnie. Badanie to ograniczało się do badania składu metodą przesiewu, gdyż zresztą nie było potrzeby przy tak czystym żwirze przeprowadzania innych badań. Do badań metodą przesiewu używano garniturę sit,

dostarczonego przez Stację doświadczalną Politechniki Lwowskiej. Badania przeprowadzano w ten sposób, że z badanego kruszywa po dokładnym wysuszeniu nad ogniem odważono próbkę 10 kg, następnie zaś przesiewano przez sita, ważono pozostałości na poszczególnych sitach i oznaczano stosunek procentowy poszczególnych wielkości ziarn. Przy tej sposobności okazało się, że przy wymienionym garniturze sit łatwo zapychają się sita o większej ilości oczek jako zbyt małe, garnitur bowiem jest tak urządzony, że sita wchodzi jedno do drugiego, przez co w transporcie zajmują mało miejsca. Wogóle należałoby zrezygnować z tej korzyści i używać raczej garnituru sit o równych powierzchniach.

Próby przesiewu okazały następujący średni skład kruszywa;

1. Pozostałość na sicie 30 mm	0,54 kg
2. " " " 15 "	2,03 "
3. " " " 7 "	2,63 "
Razem żwir 5,20 kg - 52%	
4. Pozostałość na sicie 4 mm	1,30 kg
5. " " " 2 "	1,02 "
6. " " " 1 "	0,16 "
7. " " " 0,5 "	0,58 "
8. " " " 900 oczek/cm ²	1,44 "
9. Przeszło przez sito " " "	0,30 "
4,80 kg - 48%	

Prócz badań jakości kruszywa przeprowadzano na budowie regularnie próby wytrzymałości betonu przy pomocy łamania belek próbnych. Do wszystkich prób użyto beleczki Empergerowskiej (por. rys. 14).



Rys. 14.

Próby przeprowadzano w ten sposób, iż beton podlegający badaniu nanoszono do formy zrobionej z heblowanych desek i następnie po upływie przewidzianego czasu (7 dni wzgl. 28 dni) łamano ją przez obciążenie cegłami, których ciężar był znany. Oznaczywszy maksymalny ciężar, przy którym belka uległa złamaniu, obliczono wytrzymałość betonu na ściskanie przy gięciu z wzoru:

$$B = \frac{1}{3} P \text{ kg/cm}^2,$$

zaś wytrzymałość kostkowa:

$$W = \frac{3}{4} B = \frac{1}{4} P \text{ kg/cm}^2.$$

P w obu wzorach oznacza całkowity ciężar łamiący.

Podajemy poniżej niektóre wyniki prób belkowych:

Próba z dnia 21. VIII. 1930.

Belki siedmiodniowe. Portland-cement marki „Szczakowa“.

Belka Nr. 3.

Złamanie nastąpiło przy 1008 + 30 + 60 = 1098 kg.

$$B = \frac{1098}{3} = 366 \text{ kg/cm}^2$$

$$W = \frac{1098}{4} = 277 \text{ "}$$

Belka Nr. 4.

Złamanie nastąpiło przy 1152 + 30 + 60 = 1242 kg.

$$B = \frac{1242}{3} = 414 \text{ kg/cm}^2$$

$$W = \frac{1242}{4} = 310 \text{ "}$$

Średnia wytrzymałość kostkowa z dwu prób 3 i 4:

$$W = \frac{277 + 310}{2} = 293 \text{ kg/cm}^2.$$

Wyniki zatem bardzo dobre.

Próba z dnia 30. VIII. 1930.

Belki 28-dniowe, Portland-cement „Szczakowa“.

Belka Nr. 1.

Ciężar łamiący 1026 kg.

$$B = \frac{1026}{3} = 342 \text{ kg/cm}^2$$

$$W = \frac{1026}{4} = 256 \text{ "}$$

Belka Nr. 2.

Ciężar łamiący 1242 kg.

$$B = \frac{1242}{3} = 414 \text{ kg/cm}^2$$

$$W = \frac{1242}{4} = 310 \text{ "}$$

Średnia wytrzymałość kostkowa z obu prób:

$$W = \frac{256 + 310}{2} = 283 \text{ kg/cm}^2.$$

Wynik zatem również bardzo dobry. Porównając jednak obydwie wyniki z belek 7-dniowych i 28-dniowych, widzimy, że poszczególne wyniki bardzo mało się od siebie różnią, a nawet w drugim przypadku wytrzymałość 28-dniowa jest nieco mniejsza od poprzedniej 7-dniowej. Powód tego leży w wielkich upałach, jakie panowały w czasie twardnienia belek 3 i 4; wysoka temperatura przyspieszyła znacznie okres twardnienia tych belek tak, że w 7 dniach otrzymały one prawie całą swoją wytrzymałość.

Próby z dnia 20. VIII. 1931.

Cement wysokowartościowy, glinowy, marki „Citadur“ węgierski.

Belka 24-godzinna Nr. 1.

Ciężar łamiący 810 kg.

$$B = \frac{810}{3} = 270 \text{ kg/cm}^2$$

$$W = \frac{810}{4} = 203 \text{ "}$$

Cement wysokowartościowy, glinowy, marki „Fusodi Pola“ włoski.

Belka 24-godzinna Nr. 2.

Ciężar łamiący 1242 kg.

$$B = \frac{1242}{3} = 414 \text{ kg/cm}^2$$

$$W = \frac{1242}{4} = 310 \text{ "}$$

Cemety te dają wytrzymałości b. dobre po 24 godzinach, cement włoski, jak widać, jest lepszy, lecz droższy o 50%. Ponieważ wytrzymałość cementu „Citadur“ jest wystarczająca zdecydowano użycie tegoż cementu.

Próby z dnia 21. VIII. 1931.

Belka 48-godzinna, cement „Citadur“.

$P = 922 \text{ kg}$.

$$W = \frac{922}{4} = 230 \text{ kg/cm}^2.$$

Belka 48-godzinna, cement „Fuso di Pola“.

$P = 1098 \text{ kg}$.

$$W = \frac{1098}{4} = 277 \text{ kg/cm}^2.$$

Wytrzymałość 48-godzinna nie różni się zatem prawie od wytrzymałości 24-godzinnej, Konstrukcję można zatem obciążyć już po 24 godzinach.

Jak z wyżej przytoczonych przykładów widać, jakość betonu użytego do konstrukcji była bardzo dobra i aż nadto uzasadniała przyjęte naprężenie dopuszczalne.

Roboty żelbetowe wykonała firma „Karol Korn S. A.“ Bielsko, filja Katowice.

Przy robotach żelbetowych pracowało średnio 50 robotników wliczając w to i przodowników oraz 1 podmajstrzy.

Roboty żelbetowe zostały oddane firmie Korn na podstawie przetargu publicznego; średni koszt 1 m³ żelbetu, wliczając w to ławy fundamentowe, filary i stropy — wszystkie konstrukcje siłnie uzbrojone — wyniósł 150 zł. Cenę tę należy uważać jako stosunkowo niską. (C. d. n.).

Prof. A. Kuryłło.

Wzrost wytrzymałości betonu z biegiem czasu.

Że wytrzymałość betonu wzrasta z jego wiekiem jest rzeczą ogólnie znaną. Pouczają o tem badania laboratoryjne i obserwacja na budowie, oczywiście wtedy, gdy użyto betonu starannie wytworzonego i gdy przy wykonaniu zachowano wszelkie środki ostrożności wskazane charakterem konstrukcji. Dla wielu inżynierów, zajmujących nawet kierujące stanowiska, fakty te nie zawsze są przekonywujące, gdy chodzi o decyzję przy zatwierdzaniu projektów konstrukcyj żelbetowych. Odnosi się to zwłaszcza do konstrukcyj mostowych, a w szczególności do mostów kolejowych o większych rozpiętościach.



Ryc. 1.

Wiadukt pod Langwies w Szwajcarii. Rozpiętość teoretyczna łuku $l=100 \text{ m}$.

Celem niniejszej notatki jest zestawienie niektórych wyników badań jednego z wielkich mostów kolejowych, przeprowadzonych przez profesora Politechniki w Zurychu Dra M. Roša¹⁾. Przedmiotem badań był, wykonany w latach 1912—1914, most pod Langwies kolei elektrycznej Chur-Arosa w Szwajcarii²⁾ (ryc. 1).

Przed wykonaniem budowy przeprowadzono wstępne badania materiałów składowych betonu i ustalono wzajemny ich stosunek, który był podstawą do wytwarzania betonu na placu budowy. Naogół tak wytwarzanie betonu jak i samo przeprowadzenie budowy było niezwykle staranne i poprzedzone całym szeregiem studjów, o czym informuje obszerne i sumienne sprawozdanie Inż. Schürcha.

Stosunek mieszaniny betonu określono w ten sposób, że 300 kg cementu portlandzkiego przypadało na 400 l piasku i 833 l kamienia; ilość dodanej wody wy-

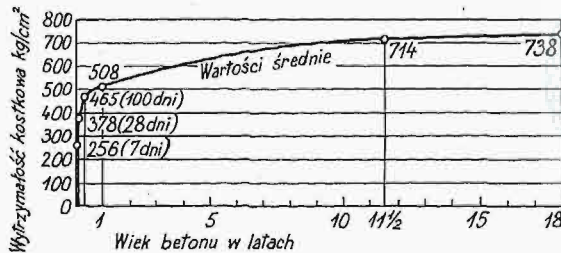
¹⁾ M. Roš: „Belastungsversuche an der Eisenbeton-Bogenbrücke der Chur-Arosa-Bahn bei Langwies“. *Schweiz. Bauztg.* 1931, Bd. 98, Nr. 15.

²⁾ Por. H. Schürch: „Der Bau des Talüberganges bei Langwies an der elektrischen Bahn Chur-Arosa“. *Armierter Beton* 1915, 1916.

nosiła 150 l tj. średnio 6,5% ciężaru składowych materiałów sypkich. Mieszanka ta dawała beton słabo plastyczny.

Podczas budowy wykonywano codziennie próbki dla kontroli betonu. Na każde 60 m³ musiano wykonywać co najmniej serję czterech kostek 20×20×20 cm. Każda szósta serja poddawana była próbie zgniatania. Średnie wartości wytrzymałości kostkowej podczas budowy wynosiły:

	Wiek 7	28	56	100 dni
Łuk	263	382	424	487 kg/cm ²
Słupy pomostowe i filary	248	382	424	456 „
Pomost	257	370	382	420 „
Średnia ogólna	256	378	418	465 kg/cm ²



Rys. 2.

Średnie wartości wytrzymałości kostkowej wiaduktu pod Langwies w Szwajcarii. Próbkę z betonu jezdni, filarów, słupów pomostowych i łuku. Górna granica wieku próbek 18 lat.

W latach 1925 i 1930/31 odkryto na dawnym placu budowy kostki próbne, wykonane podczas budowy mostu. Próbkę te podlegały zatem takim samym wpływom atmosferycznym, jak sam most. Kostki, znalezione po kilkunastu latach od ukończenia budowy, poddano także próbie zgniatania. Wyniki próby ostatniej wraz z wynikami z czasu budowy zestawiono na rys. 2. Jak widać z zestawienia wytrzymałość po latach 18 tu w stosunku do wytrzymałości podstawowej po 28 dniach wzrosła prawie o 100%.

Oprócz prymitywnych prób ze zgniataniem kostek przeprowadzono w listopadzie 1929 obciążenie próbne pociągiem o długości 53 m, a o całkowitym ciężarze 120 t. Tu dodam, że pierwsze obciążenie próbne w październiku 1914 r. składało się z jednej trójosiowej lokomotywy o ciężarze 30 t i trzech wagonów ciężarowych po 21 t; całkowite obciążenie próbne wynosiło więc naówczas 93 t. Celem obciążenia próbnego w r. 1929 była ogólna kontrola mostu przez wykonanie pomiarów odkształceń, które dały podstawę do stwierdzenia obecnej wielkości współczynnika sprężystości, do obliczenia natężeń w poszczególnych przekrojach itp. Ugięcie w kluczu wynosiło przy obciąże-

niu próbnym w r. 1914 2,4 mm, przy obciążeniu próbnym w r. 1929 1,96 mm.

Jak wykazały badania statyczne na podstawie mierzonych odkształceń i próby ze zgniataniami kostkami most po 18 latach nie tylko nie stracił ze swych własności statycznych, lecz nadto okazał się idealnie wytrzymały na wielokrotne zmiany wpływów atmosferycznych w ostrym klimacie górskim (znaczne

i raptowne zmiany ciepłoty od +15° C do -15° C, bezpośrednie działanie silnych promieni słonecznych).

Praktycznym wynikiem badań i prób, dokonanych na samym moście i dochowanych do r. 1930 kostkach próbnych, jest możliwość zwiększenia obciążenia ruchomego o 80% w stosunku do najcięższych parowozów i wozów ciężarowych, stosowanych obecnie.

Inż. Dr. Tadeusz Świeżawski.

Toczenie się koła.

1. Ogólne określenie tarcia.

Przy przesuwaniu z naciskiem jednego ciała stałego po drugim występują straty energii, a więc opory, które określamy mianem tarcia posuwistego. Ścisłe badania wykazują, że tarcie jest zjawiskiem nader złożonym. Składają się na nie następujące źródła strat energii¹⁾:

1. Ścieranie dostrzegalnych lub niedostrzegalnych nierówności powierzchni obu ciał; chociażby powierzchnie były doskonale wygładzone.

2. Drgania sprężyste obu ciał, które występują z rozmaitem natężeniem, zależnie od stopnia chropowatości powierzchni.

3. Przyleganie (t. zw. „adhezja“), t. j. siły molekularne dotykających się cząstek obu ciał w przypadku powierzchni bardzo gładkich.

4. Lepkość, czyli tarcie wewnętrzne powietrza, wody lub innego płynnego ośrodka tworzącego warstwę, która w przypadku powierzchni ciał bardzo gładkich zawsze oddziela obie powierzchnie i podczas ruchu względnego tychże jest zmuszona do płynięcia.

5. Histereza stanu odkształcenia i napięcia obu stykających się ciał. Stan ten bowiem zmienia się ustawnie podczas ruchu, łagodne nierówności powierzchni spłaszczają się i odpłaszczają kolejno, a tarcie wewnętrzne ciał stałych staje się źródłem histerezy, czyli nieodwracalnej straty energii.

Ogólna strata energii daje się przeto zastąpić pracą pewnej pomyślanej siły jako tarcia na drodze ruchu względnego obu ciał.

Ta siła tarcia między ciałami stałymi przedstawia się następująco²⁾:

1. nie zależy istotnie od prędkości, ale napewno jest największą przy małych prędkościach;

2. jest proporcjonalną do całkowitego normalnego nacisku pomiędzy obiema powierzchniami;

3. jest niezależną od wielkości ślizgających się powierzchni;

4. zależy istotnie od właściwości ślizgających się powierzchni, ich chropowatości i t. p.

Stwierdzenia powyższe ujął Coulomb w regułę, wyrażaną równaniem:

$$T = \mu \cdot N$$

na siłę tarcia posuwistego podczas ruchu względnego dwóch ciał stałych po sobie, gdzie μ jest t. zw. współczynnikiem tarcia, ustalonym dla różnych ciał stałych doświadczalnie, a N naciskiem normalnym. Siła T , jako prostopadła do normalnego nacisku, jest skierowana wzdłuż przesuwanych powierzchni, przeciwnie do kierunku ruchu. Reguła ta jest uzupełniona równaniem:

$$T_0 = \mu_0 \cdot N$$

na siłę tarcia podczas spoczynku dwóch ciał stałych, ściskanych siłą normalną N , gdzie μ_0 jest współczynnikiem owego tarcia „spoczynkowego“, zwanego nieściśle, ale ogólnie, przyczepnością lub przyleganiem (adhezją). Ten współczynnik μ_0 ustalony został również doświadczalnie w pewnych określonych warunkach z wystarczającą dla praktyki dokładnością, przy czym jest on większym od współczynnika μ tarcia posuwistego podczas ruchu. Siła tarcia spoczynkowego T_0 jest podobnie, jak siła tarcia posuwistego T , prostopadła do nacisku N , ale może przyjąć wszystkie kierunki w płaszczyźnie styku obu ciał.

Perry stwierdza również na podstawie doświadczeń Osborne Reynolds'a, że „każde tarcie musi być tarcie płynów“, które jednak przedstawia się całkiem inaczej, niż tarcie ciał stałych, a mianowicie: Siła tarcia pomiędzy płynami:

1. zależy bardzo od prędkości i jest bardzo mała przy bardzo małej prędkości;

2. jest niezawisła od ciśnienia;

3. jest proporcjonalną do zwilżonej powierzchni;

4. jest przy miernych prędkościach niezależną od właściwości zwilżonych powierzchni.

Stwierdzenia powyższe ujmują regułę Newtona, wyrażającą się równaniem:

$$T^h = c \cdot F \cdot \frac{dw}{da},$$

gdzie c jest bezwzględna lepkość płynu np. w $kg \text{ sek}/m^2$, F powierzchnią w m^2 dwóch warstw płynu, oddalonych od siebie o da metrów, a przesuwanych równolegle względem siebie z prędkością $dw \text{ m}/\text{sek}$, o ile hydrauliczna siła tarcia T^h ma wypaść w kg .

Porównanie doświadczalnych reguł siły tarcia według Coulomba dla ciał stałych a według Newtona dla ciał płynnych wykazuje znaczne różnice lub nawet wprost przeciwieństwa. To zmusza do uzgodnień pośrednich, któreby w praktyce technicznej ustalały pewne normy i dawały wskazówki do najsprawniejszych rozwiązań.

Możemy rozróżnić następujące rodzaje tarcia w technice³⁾:

1. Suche tarcie: smarowania niema; tarcie stosuje się do reguły Coulomba; spotyka się przy hamulcach na kołach, konicznych obsadkach do narzędzi, pędniach ciernych, połączeniach klinowych i t. d. w celu uniknięcia tarcia posuwistego lub do przemieszczającego ślizgania się, w którym to wypadku następuje silne zżeranie się materiałów.

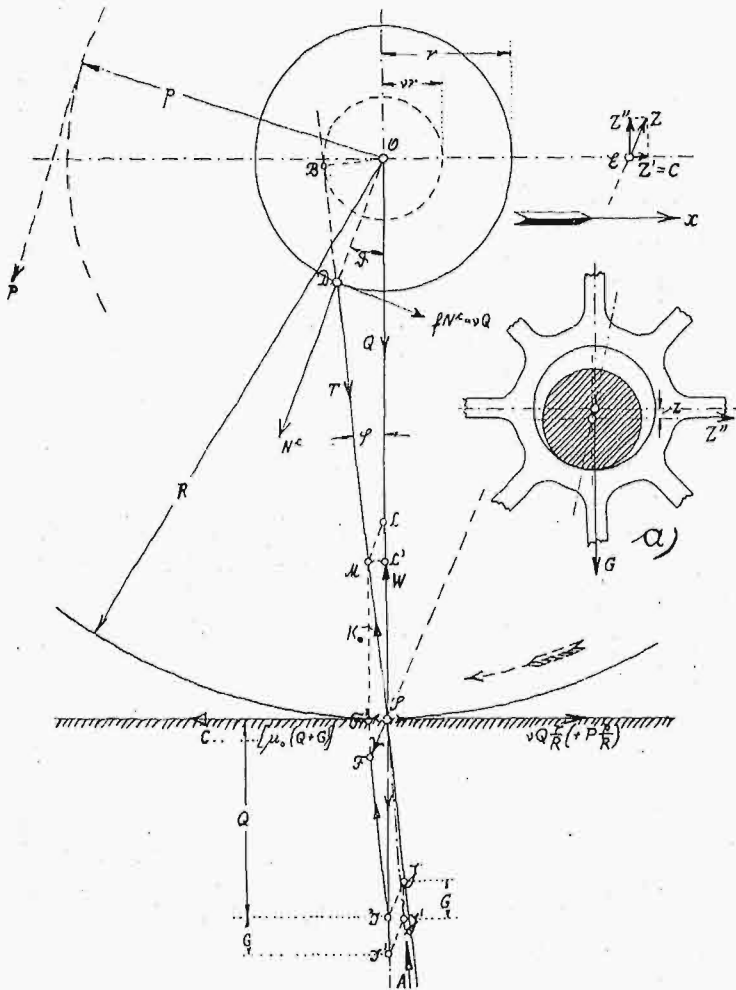
2. Niemal-suche tarcie: smarowanie niedostateczne (nawet przy obfitem doprowadzaniu smaru); tarcie stosuje się do reguły Coulomba; spotyka się przy kamieniach jarzmowych, pędniach ślimakowych, wrzecionach naciskowych, zawiasach i przegubach, dalej przy sprzęgłach ciernych i przy wszystkich powierzch-

¹⁾ M. T. Huber: „Kilka słów o istocie i t. zw. „prawach tarcia“. Lwów, *Czasopismo Techniczne*, r. 1926, str. 314 i 315.

²⁾ John Perry: *Angewandte Mechanik* (deutsche Übers. aus engl. „Applied Mechanics“) von R. Schick, Leipzig u. Berlin B. G. Teubner, 1908.

³⁾ E. Falz: „Grundzüge der Schmiertechnik“, Berlin, J. Springer, 1926.

przeciwwstawi się wywołana siła tarcia posuwistego między czopem a panewką w wielkości $f \cdot N^c$ (rys. 2), skoro przez f oznaczy się współczynnik tarcia między materiałami czopa i panewki, a przez N^c siłę ciśnienia czopa na panewkę. Wobec tego, że N^c jest większe, niż Q , to możemy f pomnożyć przez taką liczbę np. β większą od 1, aby $f \cdot \beta \cdot N^c = \nu Q$ t. zn. współczynnik tarcia czopowego $\nu = f \cdot \beta$ jest większy, niż współczynnik tarcia posuwistego prostoliniowego f tych samych materiałów, (czopa i panewki) po sobie.



Rys. 2.

Toczenie biegowego koła o sztywnej obręczy po sztywnym podłożu; x — kierunek postępu. a) Ułożenie się ciągniętego czopa w zawiętej panewce koła.

Na koło (bez czopa) działają zatem teraz siły N^c i νQ oraz A i G , które równoważą się, skoro wypadkowa T z N^c i νQ zamknie trójkąt SJJ' , złożony z sił T , G i A , obiegających w zgodnym kierunku za sobą, tak, że koło potoczy się ruchem jednostajnym po podłożu (według kreskowanej strzałki na rys. 2). Stanie się to tylko wtedy, kiedy ciśnienie N^c czopa na panewkę wejdzie w kierunek OD ; punkt D zaś znajdzie się przez wykreślenie z punktu S stycznej BS do t. zw. koła tarcia czopowego, zakreślonego nakoło środka czopa promieniem νr . Styczna BS będzie odchylona od pionu o kąt φ , z tej samej strony, co kąt α , ale $\angle \varphi > \angle \alpha^4$.

Warunki równowagi i ruchu jednostajnego dla całego układu, t. j. czopa i koła, czyli dla jednostajnego toczenia koła po podłożu z równoczesnym jednostajnym

⁴⁾ Obliczenie kąta odchylenia φ kierunku ciśnienia N^c od pionu wstecz do kierunku postępu, oraz wielkości składowych sił Z' i Z'' podają E. J. Routh: „Statyka teoretyczna“, tłóm. Z. Straszewicz, Warszawa 1926 (str. 141), na co zwrócił mą uwagę p. Julian Wędrowski.

przewożeniem środka koła równoległe do podłoża wywołają, aby kolejno każdy punkt styku S obręczy z podłożem był przytrzymywany i siły, działające w punkcie S , znosiły się. Na cały układ zaś działają: obciążenie osiowe Q , ciężar własny G koła, siła ciągnąca Z' oraz całkowite oddziaływanie A podłoża. Siły te jednak nie mogą być w równowadze, ponieważ siła Z' , zaczepiająca w środku czopa O nie przechodzi przez punkt S . Równowaga zajdzie dopiero wtedy, kiedy na dyszlu złączonym sztywnie z czopem, o pewnej długości np. OE , zaczepi się siła Z tak skośnie ku górze, aby jej kierunek przeszedł przez punkt S , i tak wielką, aby stała się równą wypadkowej SF z sił Q , G oraz A .

Konstrukcję graficzną sił można uprościć przez wprowadzenie oddziaływania K_0 jako wypadkowej z oddziaływania — Q podłoża na obciążenie osiowe i oddziaływania C na siłę ciągnącą Z' , równoległą do podłoża. Jest ono również wypadkową z całkowitego oddziaływania A i z ciężaru G koła, wziętego z kierunkiem ujemnym. Oddziaływanie K_0 wpada w kierunek siły T , jest więc odchylone od pionu o ten sam kąt φ . Możemy więc nie uwzględniać ciężaru własnego G koła, wyznaczając Q od S do I i kreśląc z I równoległą do SE prostą IJ aż do przecięcia się z kierunkiem siły T ($=BS$). Poprostu ciężar własny koła znajduje oczywiście równe sobie a przeciwnie skierowane oddziaływanie podłoża, do niego prostopadłe, ale siła ta i jej oddziaływanie wyłącza się z rozważania równowagi toczącego koła, o ile całkowite oddziaływanie A zostanie zastąpione częściowym oddziaływaniem K_0 . Ciężar musi być jednak bezpośrednio uwzględniony w warunku zachodzenia toczenia t. j. w nierówności $\mu_0(Q+G) > Z'$.

Mając punkt J , można teraz wykreślić trójkąt SJJ' , przez co wyznacza się odchylenie α (rys. 1) i wielkość całkowitego oddziaływania A .

Pionowa (prostopadła do podłoża) składowa Z'' siły Z pomniejsza działanie obciążenia osiowego Q tak, że pozostaje oddziaływanie podłoża $SL' = LL' - SL$ czyli $W = Z'' - Q$, prostopadłe do podłoża (bez uwzględnienia oddziaływania — G).

Pozioma (równoległa do podłoża) składowa Z' siły Z , nazywana oporem tarcia czopowego, jest w wielkości $SF' = C$ konieczną do pokonania tego oporu. Z trójkąta $SF'M$ otrzymuje się $C = W \cdot \tan \varphi$; z trójkąta zaś SBO : $\sin \varphi = \frac{\nu r}{R'}$ co przy małym zwykle kącie φ można zrównać z wartością na $\tan \varphi$ i wstawić w poprzednie równanie. Otrzymuje się zatem: $C = W \cdot \frac{\nu r}{R}$ a przy dostatecznie długim, (równoległym do podłoża) dyszlu w przybliżeniu: $C = \nu Q \cdot \frac{r}{R}$ względnie: $C = Q \cdot \frac{\nu r}{R}$.

Podobnie w przybliżeniu można otrzymać tę samą wartość na oddziaływanie C , względnie na poziomą składową Z' siły ciągnięcia Z ze zrównania momentu akcyjnego $Z' \cdot R$ z momentem oporu $\nu Q \cdot r$. W istocie jest ta wartość za wielką, ponieważ Q jest większe od W , a dopiero przy nieskończeniu długim dyszlu staje się Z' względnie $C = \nu Q \cdot \frac{r}{R}$.

Skośny ku górze kierunek siły Z zależy przy tym samym promieniu koła R tylko od odległości punktu E jej zaczepienia od środka koła, t. j. od długości (równoległego do podłoża) dyszla, bez względu na wielkość oporu tarcia czopowego, który wpływa tylko na wielkość siły Z . Im dyszel dłuższy, tem mniejszy kąt zawrze siła Z z kierunkiem równoległym do podłoża. W wypadku zaczepienia w punkcie E siły ciągnięcia tak wielkiej, że jej równoległa do podłoża składowa będzie większa od koniecznej Z' (do pokonania oporu tarcia czopowego), lub wogóle zaczepienie siły ciągnięcia większej od Z'

równoległe do podłoża, nie będzie równowagi, t.j. ruchu jednostajnego, ale ruch przyspieszony, przyczem wielkość przyspieszenia będzie zależyc od masy koła (wraz z masą obciążenia osiowego), oraz od wielkości różnicy z równoległej do podłoża siły ciągnienia i oporu tarcia czopowego.

Takie wypadki zachodzą przy poziomem ciągnienu liną ciężarów, dających się toczyć po poziomej podstawie, skoro linę zaczepimy wprost na czop, naokoło którego daje się ciężar toczyć, lub o krótki dyszel. Wtedy lina, jednostajnie ciągniona, to napina się, to opuszcza, ponieważ toczony ciężar co chwila przyspiesza się i wyprzedza ciągnienie, aby za chwilę opóźnić się wskutek oporu tarcia czopowego oraz ewentualnie innych napotypanych oporów tak, że musi być znowu pociągnięty.

Podobnie rzecz się ma z wałkiem, który po poziomem podłożu popychany poziomo od tyłu sztywnym dyszlem założonym luznemi panewkami na czopach wałka. Występuje wtedy nierównomierne toczenie wałka, chociaż popychamy go stale tą samą siłą. Dopiero, kiedy skierujemy siłę popychającą, zaczepioną na końcu dyszla, na punkt styku wałka z podłożem, nastanie równomierne toczenie wałka najmniejszym wysiłkiem. Oczywiście uniesienie wolnego końca dyszla popychającego i jego skośne pochylenie spowoduje ułatwienie w toczeniu wałka, jak to przy taczkach praktycznie się stosuje.

Tak samo łatwiej będzie potoczyć przodek wozu, skoro odpowiednio do długości poziomego dyszla zaczepimy prostą ciągnienia skośno ku górze w właściwym kierunku, koniecznym do ustalenia równowagi w punkcie styku kół z podłożem. Np. w zaprzęgu zwierząt pociągowych ustala się skośny ku górze kierunek postronków i ciągnienia, a poziome lub prawie poziome utrzymywanie dyszla naszyjnikami i zaczepienie na końcu dyszla dodatkowego skośnego pociągu.

Pozioma jednak rozwora, która przenosi ruch ciągnienia na tylne biegowe koła wozu, zmusi je do przyspieszania się i do zapotrzebowania większej siły pociągowej.

Przy popychanym przodku pojazdu napędem od tyłu nastąpi tem równomierniejszy i tem mniejszej siły napędowej potrzebujący postęp całego pojazdu, im większy będzie rozstęp osi t.j. im dłuższa rozbudowa nadwozia, oraz im niższe w stosunku do wysokości tylnych osi będzie przednie podparcie nadwozia, przy tych samych zresztą warunkach jak wielkość tarcia czopowego i innych.

Równoległa do podłoża składowa Z' siły ciągnącej Z , oraz równoczesne z nią i równe jej oddziaływanie C podłoża nie może wzrosć ponad dopuszczalną miarę, aby stale zachodziło przytrzymywanie kolejno każdego punktu S styku obręczy z podłożem. Taką dopuszczalną największą wartością dla oddziaływania wzdłuż podłoża jest wielkość spoczynkowego tarcia $\mu_0(Q+G)$, [względnie ściślej $\mu_0(W+G)$], pomiędzy obręczą koła a podłożem. Z chwilą, kiedy nacisk nierówności obręczy koła na takież nierówności podłoża, skierowany w stronę postępu x , przekroczy wartość $\mu_0(Q+G)$, koło pośliznie się po podłożu wprzód, w kierunku siły ciągnącej Z' bez toczenia się obręczy i bez ślizgania się panewki po czopie. Jest to zjawisko równoznaczne z zerwaniem wytrzymałości na ścięcie występujących nierówności obręczy i podłoża w kierunku ciągnienia, przedstawia nam zatem istotę tarcia jako problem sprężystości i wytrzymałości materiałów obręczy i podłoża, co przebieg zjawiska znacznie komplikuje, jak poniżej się wykaże.

Ślizganiu się obręczy bez toczenia przeciwstawia się tarcie posuwiste $\mu(Q+G)$, skierowane stycznie do

obręczy w punkcie styku S i przeciwnie do ruchu, a więc w tym wypadku wstecz, przeciwnie do kierunku postępu. Okazuje się przytem dalej, że trudniej wstrzymać ślizgające się koło, aby je nadal zmusić do toczenia, niż doprowadzić je do poślizgu, ponieważ poślizgowi przeciwstawia się tarcie posuwiste $\mu(Q+G)$, które jest mniejsze, niż tarcie spoczynkowe $\mu_0(Q+G)$. Jeżeli $Q\frac{v}{R}$ stało się większe od $\mu_0(Q+G)$ to tembardziej jest większe od $\mu(Q+G)$.

Widoczne jednak wyraźnie, że łatwo doprowadzić do otrzymania i utrzymania możliwie małych współczynników tarcia posuwistego pomiędzy materiałami czopa i panewki przez ich gładkie wytoczenia, doprowadzanie smaru, a więc zmniejszeniem wartości współczynnika ν tarcia czopowego przez wytworzenie płynnego lub niemal płynnego tarcia, oraz dzięki jeszcze redukcji współczynnika przy Q przez możliwie mały stosunek $\frac{r}{R}$ t.j. najczęściej przez wielki promień R koła.

Można więc osiągnąć wielkość $\nu\frac{r}{R}$ znacznie niższą, niż współczynniki adhezji μ_0 , względnie tarcia posuwistego μ pomiędzy obręczem a podłożem. Również własny ciężar G koła zwiększa adhezję niezależnie od wielkości obciążenia i skutków jego działania.

Oczywiście wartość oddziaływania C , konieczna w wielkości $Q\frac{v}{R}=Z'$ przy właściwym skierowaniu siły Z , musi się zwiększyć [tylko do granicy równej $\mu_0(Q+G)$], skoro ciągniemy siłą równoległą do podłoża większą od Z' i wywołujemy przyspieszenia, chociaż do utrzymania jednostajnej prędkości, wszystko jedno jak wielkiej, potrzeba tylko $Z'=C=\nu Q\frac{r}{R}$.

Zżarcie się panewki i czopa oraz brak smaru spowodują zwiększenie wartości współczynnika ν , a więc tem samem będzie musiała również wzrosnąć siła Z' i oddziaływanie C .

Konieczna wielkość oddziaływania C może także stać się większą np. przez wyrobienie panewki i opadnięcie środka czopa poniżej środka panewki o odległość pionową z (rys. 2 a). Powiększenie wartości oddziaływania wynosi wtedy $Z'\frac{z}{R}$, ponieważ momentem $Z'.z$ względem środka koła (panewki) przeciwstawia się koło obrotowi w kierunku toczenia. Znamienne jest przy tem, że czop w zawielkiej panewce koła cofa się (zaczepienie siły N^c w punkcie D), chociaż przez czop wywiera się siłę, powodującą postęp. Zachodzi to wskutek przytoczonego powyżej działania tarcia czopowego.

Wreszcie wzrasta siła ciągnąca Z' i oddziaływanie C przez opór użytkowy P na ramieniu p (rys. 2) o wielkość $P\frac{p}{R}$, kiedy koło biegowe ma swem toczeniem napędzać pewien mechanizm.

W najczęstszych wypadkach dozwala niska wartość współczynnika tarcia czopowego ν przez skutecznienie tarcia płynnego lub niemal płynnego i wogóle mały opór tarcia czopowego, a dostateczna długość dyszla (z zaczepieniem na jego końcu siły ciągnącej) na przyjęcie w przybliżeniu poziomego (równoległego do podłoża) kierunku siły ciągnącej albo też na zupełne nieuwzględnianie oporu tarcia czopowego wobec innych oporów, podczas toczenia zwykle występujących i stosunkowo znacznie większych.

Przedstawione na rys. 1 i 2 siły czynne są zaopatrzone w strzałki otwarte, a siły reakcyjne w strzałki zamknięte, siły wypadkowe zaś w strzałki z zadziornami. Takie same znaczenie zachowują takie strzałki także w następujących rycinach. (C. d. n.).

Wiadomości z literatury technicznej.

Drogi.

— Wytyczne austriackiej ustawy o funduszu drogowym. (Dr. A. Riehl. *Das Strassenwesen* Nr. 12 ex 1931).

Z referatu autora, radcy w Ministerstwie Przemysłu i Handlu w Wiedniu, wygłoszonego na 21 posiedzeniu przewodniczących Związku austr. Towarzystw Drogowych dowiadujemy się o niektórych wytycznych odnoszących się do projektowanego w Austrii funduszu drogowego.

W pierwszym rządzie fundusz drogowy będzie posiadał swoją osobowość prawną. Sprawa ta została rozwiązana podobnie jak u nas z uwagi na możliwość uzyskania pożyczek krajowych lub zagranicznych. Już jednakże następny punkt, mianowicie zadania ciążące na funduszu drogowym otrzymują odrębną konstrukcję. Fundusz drogowy ma służyć wyłącznie dla unowocześnienia istniejących dróg, oraz dalszej rozbudowy drogowej, natomiast wykluczone jest pokrywanie z niego kosztów utrzymania dróg. Te ostatnie obciążać będą normalnie zwyczajny budżet drogowy w ten sam sposób, jak to ma miejsce dotychczas. Zasadę tę posunięto tak daleko, iż nawet utrzymanie dróg, wybudowanych z funduszu drogowego przechodzi jako wydatek zwyczajny na etat normalnego budżetu. Stwarza to naturalnie pewną konieczność uzgadniania programu budowlanego, jest jednak w zasadzie myślą zupełnie zdrową.

Fundusz drogowy będzie obsługiwał wszystkie kategorie dróg, przyczem jednak nie da się prawdopodobnie uniknąć tego, iż przy rozdziale kwot na poszczególne administracyjne typy, pewną rolę odegra tu również źródło dochodu funduszu drogowego. Ta ostatnia sprawa nie jest dotychczas definitywnie rozwiązana, jednakże już dzisiaj można się zorientować, iż trzonem funduszu drogowego będzie podatek od benzyny.

W pierwszym rządzie zostanie zagwarantowana konieczność przebudowy tych dróg, które posiadają pewne wybitne znaczenie dla ruchu, przyczem odegrać tu rolę może nie tylko nasilenie ruchu, ale również inne względy, jak np. turystyczne. W każdym razie fundusz drogowy popieszy z pomocą podówczas, gdy stwierdzoną zostanie niemożność pokrycia wydatków związanych z przebudową w normalnej drodze budżetowej odnośnego zarządu drogowego.

Z uwagi na okoliczność, iż z funduszu drogowego budowane będą drogi rozmaitej kategorii, zarząd jego będzie w ten sposób dobrany, by reprezentowane w nim były interesy wszystkich dróg. Innymi słowy projektowaną jest Rada drogowa zwana tam Wydziałem, której brak w naszym ustawodawstwie tak dotkliwie daje się odczuwać. Do zakresu działania tego obszerniejszego Wydziału należeć będą nie tylko sprawy finansowe i administracyjne, lecz również techniczne, celem jednolitego rozwiązania rozmaitych, nasuwających się zagadnień fachowych. Bezpośredni zarząd funduszem drogowym, na podstawie uchwał Wydziału, spoczywać będzie w ręku organu, składającego się z niewielkiej ilości osób, którzy tworzyć będą rodzaj komitetu zarządzającego. Tak w obszerniejszym Wydziale, jakoteż w ściślejszym komitecie reprezentowane będą autonomiczne zarządy drogowe.

W końcu jeszcze jedna uwaga. Miarodajne sfery austriackie zamierzają już dzisiaj ustalić wytyczne projektowanego funduszu drogowego, natomiast uznają, iż chwilowo, wskutek ogólnej depresji gospodarczej zasad tych urzędywistnieć się nie da. Dlatego też moment, w którym będzie mogła być wprowadzona w życie ustawa o funduszu drogowym, w tej chwili przewidzieć się nie da. E B.

Gospodarka energetyczna.

— Gospodarka energią elektryczną a polityka państwa w Anglii i Niemczech¹⁾. Na łamach berlińskiego czasopisma *REA Der Elektrische Betrieb* omawiano często zagadnienie i odpowiedź na pytanie: jaka forma gospodarki

energją elektryczną jest najlepsza ze stanowiska społecznego i polityki państwowej?

Dyskusje te nie doprowadziły jeszcze do końcowych i stanowczych rozstrzygnięć zdaje się, że z powodu różnicy poglądów, jakie zachodzą między światem prawniczym a myślą techniczną nie tylko w tej kwestji, lecz także w wielu innych.

Rozróżnia się tu wogóle trzy możliwości gospodarki: 1. swobodną, 2. ograniczoną i uregulowaną ustawodawstwem i 3. prowadzoną w przedsiębiorstwie państwowym.

Pierwszy system, bez wszelkiego wpływu Państwa na pojedyncze prywatne przedsiębiorstwa, należy z góry odrzucić, z powodów łatwo zrozumiałych. Kto bowiem posiada w ręku gospodarkę energetyczną pewnego obszaru, ten musi rozporządzać źródłami energii, a tem samem posiada władzę nad całokształtem gospodarczym tego obszaru, a jakiegokolwiek Państwo nie może odstępować swej gospodarki jednostkom prywatnym lub obcym, bo wówczas uzależnia się od nich w zupełności.

Dyskusja między oboma następnymi systemami jest otwartą, dotychczas nierozstrzygniętą, a Küppert odpowiada na to pytanie, że rozstrzygnięcie w danym Państwie zależy od politycznych przekonań odpowiedzialnych mężów stanu i dodaje: „tu kończy się wiedza a zaczyna wiara“.

Do studjum porównawczego obydwóch systemów nadają się doskonale Anglja i Niemcy. Anglja, kraj swobodnego kupiectwa i przemysłu będący w posiadaniu węgla, którego transport jest tańszym od transportu prądu i Niemcy grawitujące w swej organizacji od szeregu pokoleń do bezwzględnej i ślepego posłuchu dla władzy, posiadające znaczny zasób sił wodnych, oraz pokładów węgla brunatnego, którego zużytkowanie jest właśnie kwestją transportu prądu.

Dotychczasowe stosowanie systemu drugiego t. j. ujęcia gospodarki energetycznej w rygor ustawodawstwa pod nadzorem Państwa były przeszkodą w rozwoju inicjatywy prywatnej w Anglii, gdy przeciwnie w Niemczech współpraca Państwa przyczyniła się do rozwoju gospodarki energetycznej.

Przykładowo podaje Küppert porównawcze zestawienie z r. 1927 zakładów energetycznych angielskich (A) i niemieckich (N) uporządkowanych według wielkości produkcji.

Roczna produkcja pojedynczych zakładów	Ilość zakładów		Sumaryczna produkcja milj. KWg.		%	
	A.	N.	A.	N.	A.	N.
Ponad 100 milj. KWg	18	27	3243	9281	38,8	57,4
od 25—100 „ „	73	91	3419	4522	40,9	23,0
od 5—25 „ „	116	145	1370	1717	16,3	10,6
od 2—5 „ „	44	138	151	459	1,8	2,8
poniżej 2 „ „	319	205	182	189	2,2	1,2
Razem . .	570	606	8365	16168	100	100

W Niemczech zatem mają przewagę wielkie zakłady wytwarzające energję, co również ma wpływ na tworzenie jednolitych większych okręgów elektryfikacyjnych.

Zauważyć tu należy, że zestawienie powyższe z r. 1927 nie daje wystarczająco jasnego obrazu, ponieważ wzrost rozwoju elektryfikacji w Anglii postępował do końca 1930 r. gdy w Niemczech już w r. 1929 zauważono spadek produkcji prądu elektr., który w r. 1931 doszedł do 13% (patrz „Gospodarka energ.“ *Czasop. Techn.* 1931, str. 312).

Następnie Küppert załatwia się z trzecim systemem t. j. z gospodarką energetyczną jako monopolem państwowym.

¹⁾ Pod tym tytułem ogłosił Inż. Dr. Hans Küppert obszerną rozprawę w Berlinie w r. 1930, która jest tematem niniejszego sprawozdania.

Monopol państwowy na gospodarkę energetyczną autor z góry odrzuca z powodu braku sprężystości i przedsiębiorczości takiego systemu, któryby nie mógł zadowolić konsumentów przez sprawiedliwy rozdział energii, oraz z powodu trudności wyłączeń różnego rodzaju.

W skrajnym przypadku uznaje możliwość utworzenia, pod kierownictwem państwowym stojącej centrali w rodzaju nadzorczego towarzystwa (Dachgesellschaft), którego zadaniem byłoby rozstrzyganie wraz z władzami administracyjnymi wszystkich zagadnień wyłonionych między poszczególnymi krajami (prowincjami), oraz stanowiłoby instancję odwoławczą dla sporów wynikłych między producentami a konsumentami. Przedtem jednak musiałoby Państwo wyrzec się własnej przedsiębiorczości w kierunku produkcji prądu, aby uzyskać pełne zaufanie stron do bezinteresownych, obiektywnych rozstrzygnięć.

W Polsce ta sprawa również nie jest jeszcze skrytalizowaną, a w porównaniu do zachodnich państw znajduje się dopiero w kiełkowaniu.

Rozstrzygnięcie tego zagadnienia natrafia u nas na szczególne trudności nie tylko z powodu indywidualnych cech przejściowych, geograficzno-fizjograficznych kraju, rozmieszczenia źródeł energii, przeważnie w pasach przygranicznych, ale w równym stopniu z powodu stosunków politycznych tak polityki wewnętrznej, która również nie jest jeszcze spetryfikowaną, jak i zewnętrznej w połączeniu z obroną granic.

Bezspornie należałoby tu z góry odrzucić oba skrajne przypadki t. j. gospodarkę energetyczną zupełnie swobodną (ograniczoną jedynie ogólnym ustawodawstwem budowlanym, bezpieczeństwem, wyłączeniem i t. p.), oraz taką gospodarkę w charakterze monopolu państwowego.

Organizatorzy naszego życia społecznego wraz z zainteresowanym światem fachowym (technicznym) muszą się głęboko nad tem zastanowić, który kierunek — idąc od środka — systemu organizacji gospodarki energetycznej, naszym indywidualnym cechem, bardziej odpowiada i określić granicę tego kierunku.

Dowodem chaosu pojęć w tej sprawie, są dotychczasowe losy różnych krajowych i zagranicznych ofert na częściową elektryfikację Polski. Dr. A. P.

RECENZJE I KRYTYKI.

Dr. Inż. Maksymilian Matakiewicz, prof. Politechniki Lwowskiej: „Żegluga Śródziemna i Budowa Dróg Wodnych“. Warszawa, 1931, str. XVI i 539 z licznymi rysunkami i 8 tablicami.

Dzięki prof. Matakiewiczowi kompletuje się wydawnictwo podręczników budownictwa wodnego. Wyszło ich sześć tomów. Dwa pierwsze (I. Pomiary wodne, rowy i kanały i II. Fundamenty) opracował śp. prof. Rychter (1894 i 1910), tom III., zawierający zasady budowy wodociągów opracowali prof. Ciechanowski, Matakiewicz i Pomianowski (1914), a 3 ostatnio wydane t. j. IV. Budowa jazów (1920), V. Regulacja rzek (1922), i VI. Żegluga śródziemna i budowa dróg wodnych (1931) prof. Matakiewicz.

Ostatnie dzieło zasłużonego autora dzieli się na trzy części.

W części 1 omówiono szczegółowo żeglugę śródziemną. Autor przedstawia więc rozwój żeglugi śródziemnej w różnych państwach (Francja, Niemcy, Belgja, Holandja, Anglja, Czechosłowacja, Stany Zjednoczone A. P., Kanada, Polska, Rosja). Statki używane na drogach śródlądowych, opory ruchu statków, koszt przewozu na drogach wodnych i porównanie ruchu na drogach wodnych z ruchem na kolejach żelaznych, przekrój poprzeczny kanału żeglugi, sposoby trakcji na rzekach i kanałach. Autor pominął spław drzewa, który zdaniem jego powinien być osobno traktowany. Z zdaniem tem można się zgodzić z uwagi na wielki rozmiar za-

gadnienia samej żeglugi i dróg wodnych, jakkolwiek oba rodzaje przewozu wodnego mają dość wiele styczności, a raczej drugi przeszkadza pierwszemu. Opuścił autor także t. zw. przewozy i trajekty t. j. komunikację wodną między obu brzegami rzeki, która również jest przeszkodą dla żeglugi i mogła być omówioną chyba w rozdziale o komunikacji międzybrzeżnej.

W części 2-giej traktującej budowę dróg wodnych autor omawia na wstępie układ pionowy i poziomy kanałów żeglugi, trasę kanału, przekrój poprzeczny kanału, kanały żeglugi o stałym przepływie wody, roboty ziemne, uszczelnienia. Dalej autor omawia szczegółowo zasilanie kanału w wodę, wraz z urządzeniami tego rodzaju, jak regulatory, ulgi i spusty, lewary do opróżnienia kanału. W osobnym rozdziale autor opisuje bramy ochronne. Szczegółowo jest potraktowana sprawa dostarczenia wody kanałem, więc ujęcia wody z rzek i potoków, rowy zasilające, sztuczne podnoszenie wody, zaopatrzenie kanałów wodą ze zbiorników.

Dalej opisuje autor mosty na kanałach, wpusty dla ścieków i lewary dla potoków, mosty, któremi kanał przekracza górą rzeki, koleje, drogi.

Śluza komorowa, ten najważniejszy i najciekawszy obiekt kanałowy zajmuje w dziele prof. Matakiewicza bardzo wiele miejsca, bo 167 stron.

Zaczawszy od rozmiarów śluz i szczegółów konstrukcyjnych śluz murowanych, żelazno-betonowych, drewnianych i żelaznych, autor przedstawia urządzenia potrzebne do napelniania i wypróżniania komór, oraz omawia czas śluzowania, wejście i wyjście statku ze śluzy, kierownice. Omawia dalej różne typy śluz, jak śluzy oszczędnościowe, szybowe, schody śluz. Podaje bardzo dokładnie obliczenia statyczne ścian i dna śluzy. Opisuje różne zamknięcia otworów we wrotach i kanałach obiegowych, oraz zamknięcie lewarowe i uruchomienie bram pomysłu Hotoppa. Wreszcie przedstawia bardzo szczegółowo bramy (wrota) śluz, więc wrota wsporne drewniane i żelazne, oraz urządzenia do ich otwierania i zamykania, śluzę Nykolma, bramy klapowe, odcińkowe, walcowe, obrotowe, przesuwane, zasuwane, bramy wycinkowe.

Następuje szczegółowy wykład o podnośniach mechanicznych statków. Autor opisał tu podnośnie tłokowe, pływakowe, z przeciwwagami, wahadłowe, podnośnie o komorze zanurzalnej, śluzy pneumatyczne (pomysły Polaka inż. Tillingera i inż. Schanzera), śluzy bez zużycia wody, równie pochyłe.

W następnym rozdziale wyłożono kanalizację rzek, z podaniem przykładów kanalizacji Sekwany, Odry, Menu, Neckaru, Renu, Wełtawy i Łaby, Noteci.

W ostatnim rozdziale tej części opisano porty rzeczne i kanałowe, porty drzewne, urządzenia przeładownicze i organizację portów, podając liczne przykłady zagraniczne i wszystkie polskie, jak porty na Wiśle w Nadbrzeziu, w Warszawie na Saskiej Kępie, przy ujściu Brdy (drzewny) i pod Toruniem (drzewny).

Autor pominął kanały morskie, odbiegające więcej od spraw żeglugi śródziemnej i zapewne wyda je w osobnej monografii.

W części trzeciej autor podał bardzo starannie zestawione wyjątki z umów międzynarodowych, ustaw polskich i rozporządzeń rządowych, odnoszące się do spraw wodnych i szczególnie do spraw żeglugi.

Już powyższe pobieżne wyliczenie materji zawartej w dziele prof. Matakiewicza daje pojęcie o znacznych jego rozmiarach. Wykład przedmiotu jest bardzo jasny, jest bardzo wiele obliczeń konstrukcyjnych i szczegółów zebranych z licznych publikacyj, przychem auto nie pominął niczego, co polskie. Umożliwia to nie tylko nabycie dokładnej wiadomości w tej dziedzinie budownictwa wodnego, ale także projektowanie dróg wodnych, zgodnie z zasadami wiedzy i doświadczeniem. Starannie wykonane rysunki i tablice dopełniają należycie wydawnictwo.

Dotąd w języku polskim były tylko podręczniki szkolne, wydane przez podpisanego (Rożański: „Żegluga śródlądowa i drogi wodne“, Lwów, 1920 i „Budowa dróg wodnych“, Warszawa, 1925), oraz rozdział o drogach wodnych, opracowany przezemnie w „Podręczniku inżynierskim“ prof. Bryły, Lwów i Warszawa 1927. Praca zaś prof. Matakiewicza przekracza znacznie ramy podręcznika. To też pomimo obecnego zastojów gospodarczych, który przecież minąć musi prędzej czy później — należy powitać ją z wielkim uznaniem w Polsce, która ma przyrodzone warunki rozwoju dróg wodnych.

Dodać wreszcie należy, że dzieło prof. Matakiewicza spotkało się z bardzo przychylną recenzją zagranicą, jak n. p. prof. Politechniki czeskiej w Brnie Smrka.

Dr. inż. Adam Rożański, prof. Uniw. Jag.

C. V. Hudgson: „Podręcznik triangulacji pierwszego rzędu“. Biblioteka Służby Geograficznej Nr. 3, 1930. Tłumaczyli z angielskiego kpt. A. Zarychta i por. Kopczyński. Celem tego podręcznika jest zestawienie metod, stosowanych obecnie przy przeprowadzaniu triangulacji I rzędu i pomiarze podstaw przez „Służbę Pomiarów Brzegowych i Geodezyjnych“ Stanów Zjedn. Ameryki Półn.

We wstępie podana jest definicja triangulacji różnych rzędów; przyczem jako kryteria przy zaliczaniu triangulacji do odpowiednich rzędów; przyjęto: 1. wielkość zamknięć trójkątów i 2. zgodność długości podstawy, obliczonej z łańcucha triangulacyjnego, wychodzącego z poprzedniej podstawy a jej długością pomierzoną bezpośrednio. I tak I-rzędna triangulacja posiada odchyłki trójkątowe 1'', a zgodność podstaw 1:25.000, II-rzędna 3'' i 1:10.000, a III-rzędna 5'' i 1:5.000.

Rozdział I. zajmuje się dokładnością siatek triangulacyjnych ze względu na kształt ich figur.

W rozdziale II. omówiona jest triangulacja I. rzędu. Opisane są szczegółowo instrumenty do pomiarów kątów i ich rektyfikacja, pionowniki, lampy sygnałowe i heliostopy. Podany jest plan pracy, oraz organizacja partji pomiarowej. Nadzwyczaj ciekawe są ustępy, omawiające dokładność obserwacji kątowych. Zestawione są też obliczenia polowe, oraz opisy topograficzne punktów.

Pomiar podstawy jest treścią rozdziału III. Omówione tu jest tyczenie linii podstawy, palikowanie, przyrządy do pomiaru podstawy (taśmy inwarowe). Wyprowadzone są poprawki na długość podstawy z powodu nachylenia, zwisu i napięcia taśmy, ze względu na tarcie na podporach, oraz uwzględnionym jest wpływ temperatury i wiatru. Opisany jest sposób przeprowadzenia samego pomiaru oraz formułarze pomiarowe i obliczeniowe.

Rozdział IV. poświęcony jest pomiarom azymutów i długości geograficznej (poprawki zegara) na punktach Laplace'a.

Rozdział V. zatytułowany „Pomiary specjalne“ traktuje dosyć pobieżnie o pomiarach miejskich.

W podręczniku tym zawarty jest szereg praktycznych wskazówek do prac triangulacyjnych tem cenniejszych, że opartych na długoletnim doświadczeniu autora, zastępcy szefa Wydziału Geodezyjnego wspomnianej „Służby Pomiarów...“ Ameryki Półn. Książka bogato ilustrowana wydana jest bardzo starannie.

„Instrukcja techniczna Ministerstwa Reform Rolnych“ obowiązująca przy wykonywaniu prac pomiarowych związanych z przebudową ustroju rolnego. Lwów 1931.

Przy pracach związanych z przebudową ustroju rolnego (parcelacja i komasacja), nowym pomiarem objęte być mają tylko obwodnice mierzonego obszaru, drogi, rzeki, granice kultur oraz linje klasyfikacyjne. Natomiast ustalenie dawnego stanu posiadania następuje na podstawie istniejących map katastralnych. Przed rozpoczęciem pomiaru obwodnicy należy ją odgraniczyć i sporządzić protokoły graniczne.

W wypadkach, gdy mierzony obszar jest większy od 500 ha lub obejmuje całą gminę katastralną, to nowy pomiar powinien się opierać na sieci triangulacyjnej państwowej (wykonanej wedle przepisów instr. poligonowej z r. 1904) lub w braku punktów trygonometrycznych na sieci lokalnej. Dla obszarów mniejszych niż 500 ha należy założyć samodzielną sieć poligonową, tworzącą o ile możliwości związek poligonowy z punktem centralnym. Przy zakładaniu tych poligonów należy stosować się do przepisów instr. poligonowej z r. 1904. Dla zdjęcia obszarów mniejszych od 15 ha można użyć tylko węgielnicy i taśmy (zdjęcia taśmowe). Pierworys wykonany być musi w skali 1:2000 dla obszarów obejmujących całe gminy, lub w skali 1:2800 dla mniejszych kompleksów.

Przy sporządzaniu projektu i wprowadzaniu na grunt należy się trzymać przepisów instrukcji technicznej Min. Ref. Roln. 1925 r. W omawianej instrukcji podane jest dokładnie, z czego winien się składać operat pomiarowy; wyszczególnione też jest, które części operatu otrzymuje O. U. Z., Urząd Katastralny i Sąd Hipoteczny.

W części drugiej instrukcji znajdują się tablice, przykłady i objaśnienia. Szczegółowo podany jest sposób założenia i obliczenia siatki lokalnej. Umieszczone są też przykłady obliczenia samodzielnego związku poligonowego oraz poligonów opartych na sieci triangulacyjnej.

Szczegółowo opisany jest sposób (wraz z przykładem) wkreślenia zdjęcia w mapę katastralną wedle metody prof. Weigla.

Instrukcję uzupełniają tablice błędów dozwolonych, oraz wyjątki z rozporządzeń dotyczących rozbudowy osiedli wiejskich przy przebudowie ustroju rolnego i przeprowadzenia parcelacji i komasacji w operatach katastralnych i w księgach gruntowych.

Dr. K. W.

BIBLIOGRAFJA.

Wykaz dzieł nabytych przez Bibliotekę Politechniki w IV. kwartale r. 1929. (C. d.).

VII. Nauki gospodarcze, społeczne i prawnicze. Statystyka, skorowidze.

Kolonizacja. Dwadzieścia lat kolonizacji niemieckiej w b. zaborze pruskim. Warszawa 1929. Str. 226. — **Zamośćk B.** Znaczenie i cel polskiego Czerwonego Krzyża. Warszawa 1928. Str. 24. — **Torwiński J. i Boehmetluk I.** Egzamin szoferski z zakresu przepisów prawnych, dotyczących ruchu kołowego w Polsce. 2 wyd. Lwów 1928. Str. 42. — **Sroka A. R.** Exportateurs polonais 1928. Varsovie. — **Spis** stacji przystanków i ładowni kolejowych Rzeczypospolitej Polskiej. 4 wyd. Warszawa 1929. Str. 41. **Taryfa** zagraniczna pocztowa. Warszawa 1929. — **Anders R.** Der Handelsverkehr der U. d. S. S. R. mit Deutschland. Berlin 1928. Str. 108. — **Balukiewicz B. i Plekankiewicz J.** O programie gospodarczym Polski. Warszawa 1926. Str. 114. — **Bank** Polski 1828—1928. Warszawa 1928. Str. 192. Tb. 62. — **Biegeleisen L. W.** Polityka aprowizacyjna Czechosłowacji. Warszawa 1920. Str. 320. **Czapliński H.** Gospodarcza przyszłość Polski. Warszawa 1929. Str. 109. — **Diamond W.** O programie gospodarczym Polski. Warszawa 1926. Str. 81. — **Drzewiecki P.** Podstawy prosperacji Stanów Zjednoczonych Ameryki Północnej. Warszawa 1926. Str. 19. — **Gide K.** Pierwsze wiadomości z ekonomii politycznej. Warszawa 1925. Str. 133. — **Gilwic H.** Międzynarodowa współzależność ekonomiczna a polska polityka gospodarcza. Warszawa 1928. Str. 278. **Grablański H.** O programie gospodarczym Polski. Warszawa 1927. Str. 84. — **Hausner B.** Sanacja polskiego pieniądza bez pomocy zagranicy. Warszawa 1926. Str. 31. — **Hełczyński B.** Ubezpieczenie na cudzy rachunek. Kraków 1927. Str. 419. — **Heryng Z.** Rola kapitału amerykańskiego w życiu państwowym i gospodarczym Polski. Warszawa 1928. Str. 67. — **Hilchen F.** Wpływ organizacji handlu zagranicznego na bilans płatniczy. Warszawa. Str. 162. **Inwestycje, kredyt, konsumpcja, eksport, żegluga.** Obrady gospodarcze, Warszawa 1928. Str. 311. — **Sprawozdania** oraz zalecenia komisji doradców finansowych pod przewodnictwem prof. E. W. Kemmerera. Kraków 1926. — **Krzyżanowski W.** Parlamentaryzm gospodarczy. Lublin 1928. Str. 46. — **Nowak J.** Zasada największego uprzywilejowania w traktatach handlowych. Warszawa 1921. Str. 150. — **Pszczołkowski S.** Zasady pokrycia kruszcowego emisji banknotów. Warszawa 1926. Str. 59. — **Ratner G.** Dieland-wirtschaftlichen Genossenschaften in der Sowjetunion. Berlin 1928. Str. 62. (C. d. n.).