

TREŚĆ: St. Bryła: Próby spawanych połączeń na rozciąganie. — Prof. Inż. M. Rybczyński: Przewozy na drogach wodnych w Polsce. — K. F. Vetulani: W sprawie wybożenia. (Dokończenie). — R. Grygłaszewski: Zdjęcia aerofotogrammetryczne dla Generalnego Projektu Meljoracji Polesia. — Wiadomości z literatury technicznej. — Bibliografia. — Kongresy i Zjazdy. — Sprostowanie.

Stefan Bryła.





Próby spawanych połączeń na rozciąganie.

Wobec coraz większego znaczenia, jakiego nabierają spawania konstrukcyj żelaznych, oraz wobec korzystnego wyniku, jaki osiągnięto ze spawanym mostem na rzece Słutwi pod Łowiczem, zdecydowało się Ministerstwo Robót Publicznych w osobach ministra inż. Moraczewskiego i dy-

na wszelkie ważne przejawy, wszelkie poczynania w dziedzinie życia technicznego, specjalnie w dziedzinie robót publicznych, któreby mogły popchnąć nie tylko instytucje państwowe, ale nawet przedsiębiorstwa prywatne w kierunku racjonalnej i postępowej budowy.

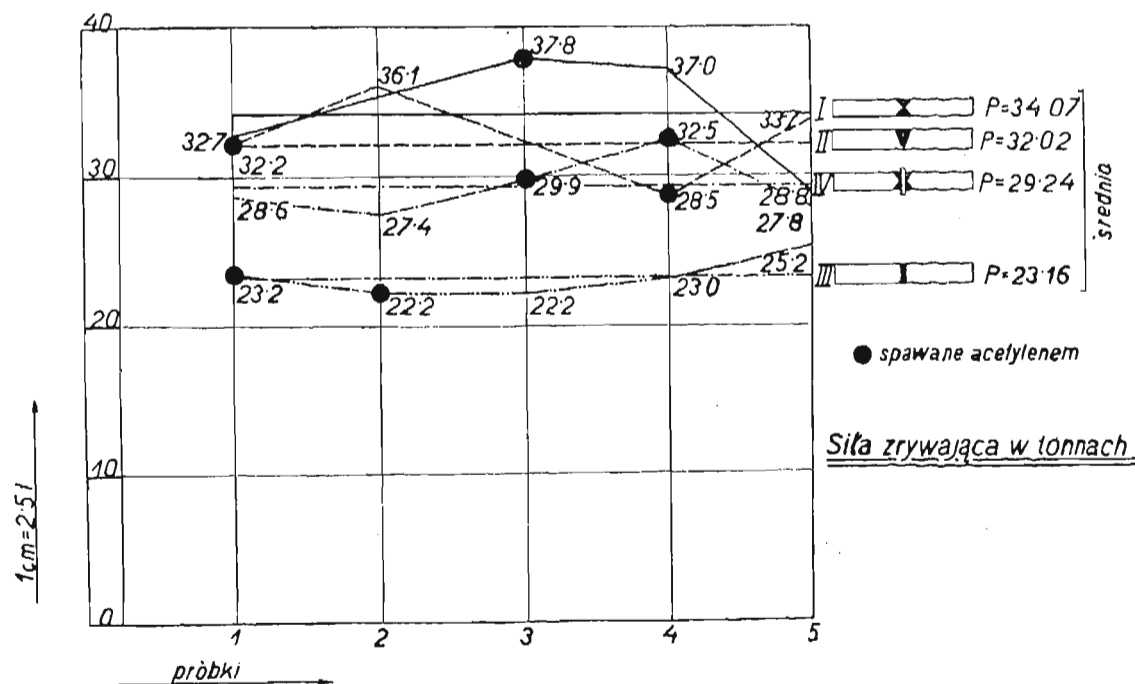
Tabl. 1.

POŁĄCZENIA NA STYK CZOŁOWY

Lp. i Lrys.	2 bl. dł. 150 m/m	szew m/m	Spawanie		Ilość próbek	SZKICE
			elektr.	acetyl.		
I	50.20	20	2	2	4	 rys. 1
II	50.20	20	2	2	4	 rys. 2
III	50.20	20	3	2	5	 rys. 3
IV	50.20	20	3	2	5	 rys. 4

rektora departamentu drogowego inż. Nestorowicza na wykonanie szeregu doświadczeń z konstrukcjami spawanymi. Obaj wymienieni kierownicy Ministerstwa rozumieli dobrze,

Tak pojęte M. R. P. jest nie tylko wykonawcą robót państwowych, ale zarazem kierownikiem praktyki w zawodzie technicznym, kooperującym ściśle z politechni-



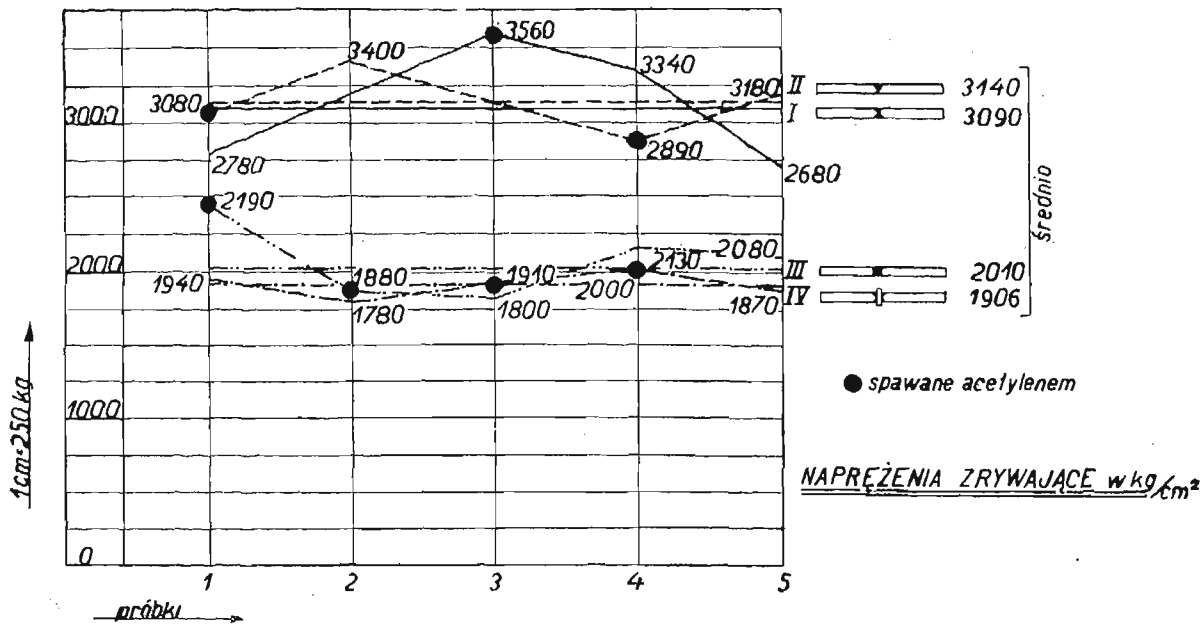
Rys. 1.

że zadaniem jego jest nie tylko wykonywanie zadań w kierunku technicznej gospodarki społecznej, jakie przedstawiają konieczności państwowe, ale także pilne bacznie

kami. Zrozumienie zaś i ujęcie sprawy w ten sposób szczytnie wyróżnia nasze Ministerstwo Robót Publicznych od analogicznych instytucji w innych krajach. Dotyczy

to w danym wypadku konstrukcji spawanych. Jest to ta droga, na którą musi wejść konstrukcja żelazna, aby zacząć się opłacać. Por. np. moje artykuły: „Nowe drogi budownictwa żelaznego“ (*Przegląd Budowlany* 1930), „Spawanie konstrukcji jako warunek rozwoju budownictwa żelaznego“ (*Hutnik* 1930) i t. d.

w Brukseli. Badanie próbek zostało przeprowadzone w Mechanicznej Stacji Doświadczalnej Politechniki Lwowskiej. Opracowanie wyników zostało wykonane pod moim kierownictwem przez pp. inż. Vencesława Poniża, asystenta Politechniki, oraz inż. Marjana Popiela, asystenta Mechanicznej Stacji Doświadczalnej.



Rys. 2.

Wychodząc z tego założenia M. R. P. zdecydowało się wykonać szereg doświadczeń z połączeniami spawanymi, któreby pozwoliły na projektowanie i wykonywanie konstrukcji spawanych z zupełną pewnością i to z dostosowaniem do naszych warunków. Doświadczenia te wykonywane są częściowo we Lwowie, częściowo w Warszawie pod moim kierownictwem, zaś pierwszą serję tych doświadczeń i rezultaty osiągnięte pragnę w niniejszej pracy poruszyć.

Ta pierwsza serja doświadczeń obejmuje połączenia osiowe na rozciąganie. Miejsce łączone ma zazwyczaj mniejszą wytrzymałość niż sam materiał konstrukcyjny przy średnim lub słabym spawaniu. Z powodów wyżej wymienionych właśnie takie średnie spawanie zostało przyjęte i w założeniu i w wykonaniu.

Próby zostały wykonane dla następujących połączeń żelaza płaskiego:

I. Połączenie na styk X, zatem przy obustronnem obrobieniu (zukosowaniu) obu prętów zetkniętych (por. tabl. 1, rys. 1).

II. Połączenie na styk V, zatem przy jednostronnem obrobieniu prętów (tabl. 1, rys. 2).

III. Połączenie równoległe, zatem bez obrobienia prętów (por. tabl. 1, rys. 3).

IV. Połączenie na blasze poprzecznej z obrobieniem (zukosowaniem) obustronnem obu prętów zetkniętych (tabl. 1, rys. 4).

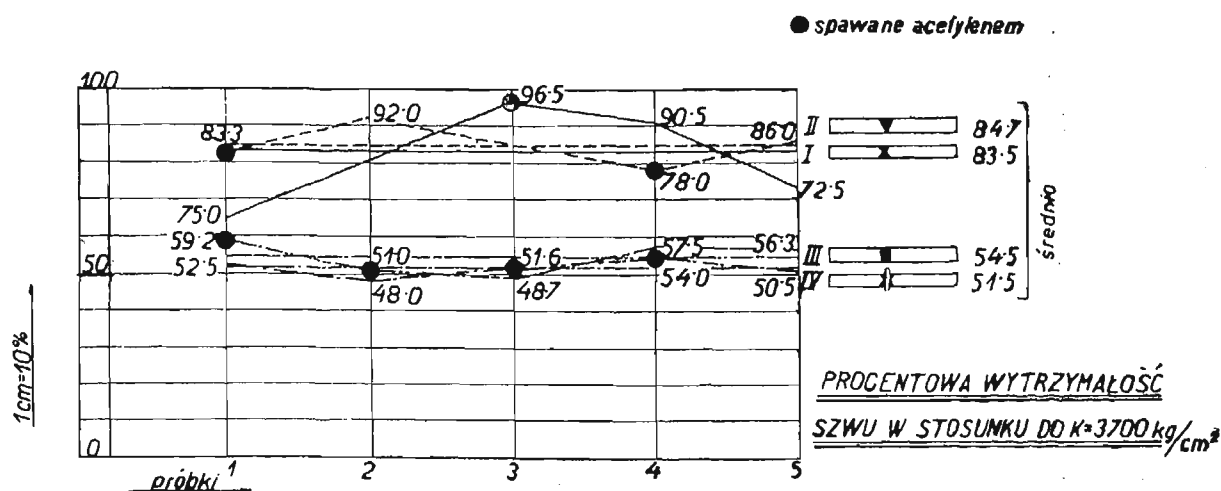
Normalnie używane są oba pierwsze sposoby połączeń, najchętniej nawet sposób I., gdyż daje najmniejsze zużycie pałeczki i prądu elektrycznego, względnie acetyleny. Połączenie III musi dać gorsze wyniki, gdyż metal pałeczki ma gorszy dostęp. Połączenie IV jest ważne zwłaszcza w konstrukcjach kratowych, których pasy wykonane są z kształtówek, np. I.

Próbki wykonała firma Kozłowski we Lwowie z zastosowaniem elektrod Arros-Tensiland, dostarczonych bezinteresownie przez firmę Soudure Electrique Autogéne

Tabl. 2.

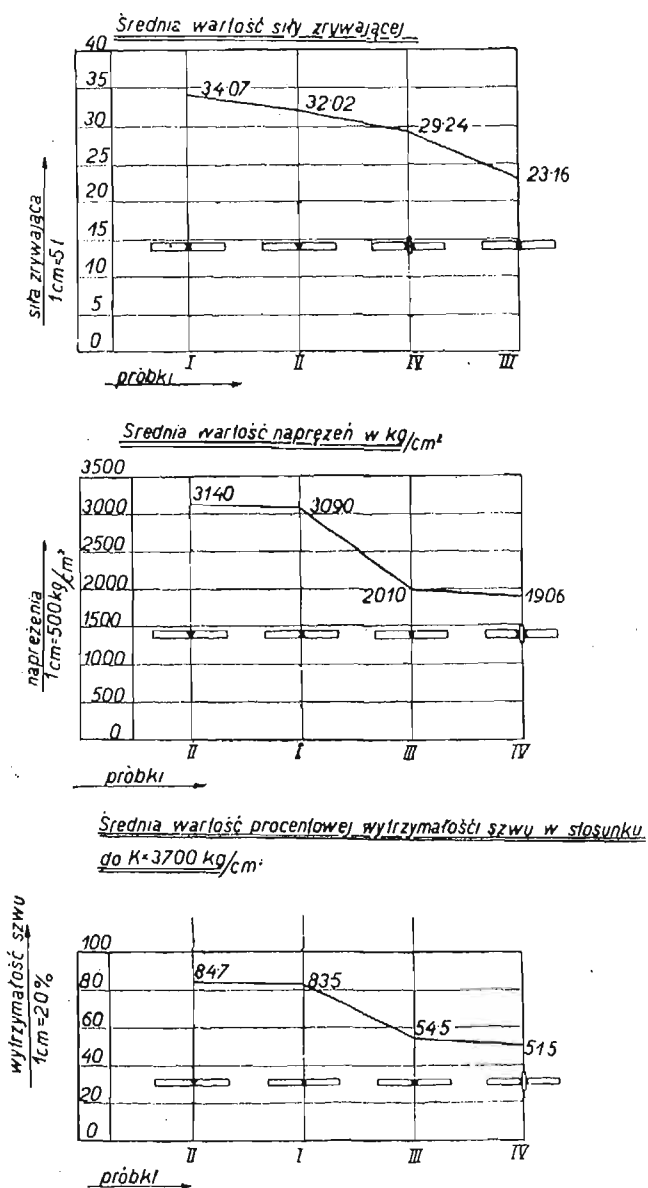
Nr. próbki L.	Wykres 1. Siła zrywająca w tonach	Przekrój szwu mm^2	Wykres 2. Naprężenia zrywające kg/cm^2	Wykres 3. Wytrzymałość szwu w % do $K=3700 kg/cm^2$
Partja próbek oznaczona I (tabl. 1, rys. 1):				
I/1	32.70	$56.21 = 1178$	2780	75.0
I/3	37.80	$53.20 = 1060$	3560	96.5
I/4	37.00	$54.20,5 = 1110$	3340	90.5
I/5	28.80	$53.20,3 = 1075$	2680	72.5
średnio	34.07		3090	83.5
Partja próbek oznaczona II (tabl. 1, rys. 2):				
II/1	32.20	$53.19,8 = 1048$	3080	83.3
II/2	36.10	$53.20,0 = 1060$	3400	92.0
II/4	28.50	$52.19,0 = 988$	2890	78.0
II/5	33.70	$53.20 = 1060$	3180	86.0
średnio	32.02		3140	84.7
Partja próbek oznaczona III (tabl. 1, rys. 3):				
III/1	23.20	$53.20 = 1060$	2190	59.2
III/2	22.20	$55.21,5 = 1182$	1880	51.0
III/3	22.20	$56.22 = 1232$	1800	48.7
III/4	23.00	$54.20 = 1080$	2130	57.5
III/5	25.20	$55.22 = 1210$	2080	56.3
średnio	23.16		2010	54.5
Partja próbek oznaczona IV (tabl. 1, rys. 4):				
IV/1	28.60	$26.56 = 1458$	1940	52.5
IV/2	27.40	$27.57 = 1540$	1780	48.0
IV/3	29.90	$28.56 = 1568$	1910	51.6
IV/4	32.50	$28.58 = 1625$	2000	54.0
IV/5	27.80	$26.57 = 1482$	1870	50.0
średnio	29.24		1906	51.5

W zestawieniu dotyczących prób cyfry rzymskie oznaczają poszczególne serje próbek, cyfry arabskie poszczególne próbki jednej serji. Wytrzymałość procentowa



Rys. 3.

została dostosowana do 3700 kg/cm^2 jako wymaganej wytrzymałości żelaza konstrukcyjnego.



Rys. 4.

Rezultaty badań zestawione są w zestawieniu, oraz na trzech wykresach, zestawienie końcowe zaś na wy-

kresie ostatnim (wykres 4). Jak wynika z powyższych zestawień, wszystkie próbki przerwały się w szwach. Nie zaznaczyła się zasadniczo żadna różnica pomiędzy próbkami spawanymi elektrycznie, a próbkami spawanymi acetylenem, ani pod względem wytrzymałości, ani pod względem wydłużenia.

Wyniki cyfrowe poszczególnych próbek różnią się od siebie stosunkowo niewiele, tak, że wyniki średnie można uważać za bardzo prawdopodobne i za stosunkowo bardzo pewne.

Połączenia na X dały wyniki od $2680\text{--}3560 \text{ kg/cm}^2$, t. j. od $72,5\text{--}96,5\%$ wytrzymałości materiału średnio $30,9 \text{ kg/mm}^2$.

Połączenia na V dały wyniki od $2890\text{--}3400 \text{ kg/cm}^2$, t. j. od $77\text{--}92\%$ wytrzymałości materiału łączonego, średnio 3140 kg/cm^2 , względnie $84,7\%$.

Rezultaty obu seryj należy zatem uważać za zupełnie zgodne ze sobą i nie wykazujące żadnych różnic. Za podstawę konstrukcyjną należy przyjąć zasadę:

Połączenia na X i V są sobie równowarte, obliczać je można dla przeciętnej roboty z zupełną pewnością na 75% wytrzymałości materiału, t. j. na 2770 kg/cm^2 , a nawet można dojść do 80% tejże, t. j. do 2960 kg/cm^2 . Określając wartość cyfrowo, można napięcie ustalić naprężeniem dopuszczalnym na 2800 kg/cm^2 .

Połączenia równoległe — jak to było do przewidzenia — dały wyniki znacznie gorsze. Wahają one od $1800\text{--}2190 \text{ kg/cm}^2$, t. j. od $48,7\text{--}59,2\%$, średnio otrzymujemy 2010 kg/cm^2 , względnie $54,5\%$. Zatem przyjmając można, że:

Połączenia równoległe dla przeciętnej roboty obliczać można na 50% wytrzymałości materiału, t. j. na 1850 kg/cm^2 .

Połączenia do blach poprzecznych wykazały od $1780\text{--}2000 \text{ kg/cm}^2$, czyli od $48,0\text{--}54,0\%$, średnio 1906 kg/cm^2 , t. j. $51,5\%$, zatem:

Połączenia prętów rozciąganych do elementów poprzecznych, wykonane według rys. 4, tabl. I, obliczać można na 30% wytrzymałości materiału, t. j. na 1850 kg/cm^2 .

Z powyższego okazuje się jednak, że te ostatnie połączenia lepiej będzie wykonywać inaczej, mianowicie wysuwając szew nazewnątrz. Ten sposób połączenia będzie badany w dalszych serjach.

Przewozy na drogach wodnych w Polsce.

Pod powyższym tytułem umieścił P. inż. Stefan Sztolcman nadzwyczaj cenną pracę, przyczyniającą się do wyświeślenia roli, jaką mogą odegrać drogi wodne w Polsce. Końcowe wnioski, do jakich dochodzi autor są też zgodne z opinią przeważnej części polskich hydrotektów, streszczają się one bowiem na uznaniu Wisły jako najważniejszej drogi wodnej w Polsce, posiadającej też największe uzasadnienie ekonomiczne.

Ponieważ jednak przy porównaniu kosztów transportu wodnego i kolejowego oparł się Szanowny autor na mojej pracy o kosztach przewozu na drogach wodnych i na tej podstawie konkluduje o niemożności tej konkurencji, przeto poczuwam się do obowiązku wyjaśnienia pewnego nieporozumienia, jakie mimowoli wkrađło się do powyższego rozumowania. Nieporozumienie to polega na tem, że obliczonych przezemnie kosztów przewozu na drogach wodnych nie można porównywać z kosztami własnymi kolei żelaznych. W przeciwieństwie do kolei ruch żeglugowy odbywa się przy pomocy prywatnych przedsiębiorstw transportowych, które muszą pokryć nie tylko koszty ruchu, ale również oprocentowania i amortyzacji taboru i urządzeń. Koszty te liczyłem w uwzględnieniu obecnej drożyzny kapitału bardzo wysoko, bo do 10%. Nadto liczyłem częściowe przynajmniej oprocentowanie kosztów budowy dróg wodnych sztucznych. W obliczeniach kosztów własnych ruchu kolejowego pozycy tych nie ma, skutkiem tego obliczeń tych ze sobą bezpośrednio porównywać nie można. To też w moich obliczeniach oparłem się na porównaniu obliczonych kosztów transportu wodnego z obowiązującą taryfą ulgową kolejową (vide Nr. 14 i 16 *Przeglądu Technicznego* z r. 1930).

Chcąc porównać koszty transportu wodnego z kosztami własnymi transportu kolejowego, należałoby odrzucić koszty oprocentowania i amortyzacji, oraz opłaty kanałowe. Uczyniłem to uzasadniając rolę kanału węglowego dla eksportu węgla (vide Nr. 13 *Przeglądu Technicznego* z r. 1929). Koszt transportu 1 tony węgla z Zagłębia do Gdańska wodą obliczam w powyższym artykule na 12 zł. 14 gr., zaś po potrąceniu oprocentowania, amortyzacji i opłat kanałowych koszt ten spada do 6 zł. 19 gr., a zatem do połowy obecnych kosztów własnych kolejowych.

Podobnie należałoby postąpić z kosztami przewozu Wisłą, chcąc je porównać z kosztami własnymi przewozu kolejowego.

Próbne przeliczenie wzoru na koszty transportu łodzią 300-tonową od Mysłowic Przemszą i Wisłą po wyeli-

minowaniu kosztów amortyzacji i oprocentowania, wykazuje za 1 *t km* $\frac{210}{L} + 2.25$ gr., zamiast $\frac{404}{L} + 3.60$ gr.

Stawka za 1 *t km* na przestrzeni 300 *km* wyniesie zatem 2.95 gr. (Sandomierz), zaś na przestrzeni 530 *km*, (Warszawa) tylko 2.65 gr., podczas gdy koszt własny kolei wyniósł według inż. Sztolcmana w r. 1928/9 przy przeciętnej odległości 322 *km* 2.497 gr., zaś przy przeciętnej odległości 600 *km* 2.228 gr.

Łódź 300-tonowa jest największą, o jakiej można myśleć przy transporcie węgla Wisłą w dzisiejszym jej stanie. O ileby się jednak przeniosło przeładunek węgla z Przemszy na Wisłę, a równocześnie przy pomocy zbiorników (Porąbka) zlikwidowało groźne dla żeglugi częste niskie stany, wówczas przy użyciu łodzi 320-tonowej otrzymujemy dla masowych ładunków węgla w dół, po wyeliminowaniu kosztów amortyzacji i oprocentowania

wzór na koszt transportu za 1 *t km* w groszach: $\frac{181}{L} + 1.69$,

t. j. dla odległości 300 *km* (Sandomierz) 2.29 gr. za 1 *t km*, zaś dla odległości 530 *km* (Warszawa) 2.03 gr. za 1 *t km*, zatem w obu wypadkach już poniżej kosztów własnych kolei. Jeszcze bardziej korzystnym okaże się stosunek przy przyjęciu kanału lateralnego do ujścia Dunajca i użycia łodzi 700-tonowych.

Rzecz naturalna, że w rezultacie możliwość konkurencji transportów wodnych z kolejowymi zależeć będzie od polityki taryfowej Ministerstwa Komunikacji. O ile bowiem taryfa za przewóz węgla nawet wewnątrz kraju zbliży się do kosztów własnych kolei, wówczas żegluga zmuszona jako przedsiębiorstwo prywatne opłacać oprocentowanie i amortyzację włożonego kapitału, a nadto uiszczać względnie wysokie podatki, konkurencji z koleją wytrzymać nie będzie w stanie. Świadcami tego rodzaju walki konkurencyjnej jesteśmy obecnie w Niemczech. Jeżeli jednak staniemy na stanowisku, że ze względów gospodarczych pożądanem jest użycie najtańszych środków komunikacji i odpowiednią politykę taryfową prowadzić będziemy, wówczas Wisła może się stać główną drogą transportów węgla przynajmniej na użytek wewnętrzny, i to bynajmniej nie ze szkodą kolei, którym pozostaną ładunki droższe. Przykładem z historii komunikacji jest wzrost ruchu kolejowego na liniach równoległych do Odry w końcu ubiegłego stulecia, mimo przewrzenia przeważającej części transportów węgla na rzekę Odrę.

K. F. Vetulani (Kraków).

W sprawie wyboczenia.

Wszelkie prawa zastrzeżone Konw. Bern. Copyright by the Author 1930.

(Dokończenie).

VII.

Przypuśćmy, że w miejsce uproszczonego schematu rys. 1, mamy daną zależność między istotnem natężeniem $\sigma = \frac{P}{A}$ (odniesionem do pola przekroju *A* odpowiadającego wielkości siły równej *P*, a nie do pola pierwotnego *A*₀ odpowiadającego sile *P* = 0), a odpowiadającym mu odkształceniem jednostkowym $\epsilon = \frac{ds_0 - ds}{ds_0}$ w postaci wyrysowanej krzywej, czy też inaczej matematycznie określonej:

(76) $\sigma = F(\epsilon)$.

Opierając się na istniejących poszukiwaniach¹⁹⁾ przyjmujemy — aby uniknąć zbytecznych komplikacyj, że związek (76) spełnia postulaty:

¹⁹⁾ P. Ludwik loc. cit. tabl. I., ryc. 1, tabl. III., ryc. 1—3.

Odcięte tam: $\log \text{nat} \frac{1}{1-\epsilon}$ zamiast ϵ !

G. Bach u. R. Baumann loc. cit. r. 1921, rozdz. XII. g, ryc. 899, str. 169.

R. Eckwall loc. cit. str. 39, ryc. 18, oraz Pl. 1, także str. 46—47.

Bach, „Elast. u. Fest.“ loc. cit. III. §. 22, str. 296, ryc. 5, krzywa pełno wyciągnięta. Także §. 25, str. 310.

W. Ritter. „Anw. d. gr. Statik u. Culmann“. Zürich. 1888. I. Teil. str. 134, ryc. 49. Także tabl. 2, ryc. 11.

(77) $\sigma > 0$ dla $\varepsilon > 0$ i $\sigma = 0$ dla $\varepsilon = 0$, oraz $E = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \geq 0$ dla $\varepsilon > 0$,

a ponadto:

(75) . . . $E(\varepsilon_2) \leq E(\varepsilon_1)$, gdy $\varepsilon_2 > \varepsilon_1$.

W szczególności zaś rozpatrzmy tylko te przypadki, gdy krzywa (76) wyrysowana w układzie prostokątnym (σ, ε) posiada ponadto wszędzie styczną ciągłą, skoro przypadek przeciwny (punkt G , rys. 1) załatwiony został przez rozważania ustępów: V. i VI.

Aby określić wyraźnie charakter związku (76) w stosunku do danych z doświadczenia należy przedewszystkiem podnieść z naciskiem, że — zwłaszcza w obszarze posprężystym — wartość $E = F'(\varepsilon) = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}$ może się znacznie różnić od wartości pochylenia stycznej („modułu“ pozornego) do krzywej djagramu kreślonego przez maszynę probierczą (podczas próby ściskania) dającego zależność:

(77) . . . $\frac{P}{A_0} = F_0(\dot{\varepsilon})$, gdzie $\dot{\varepsilon} = \frac{1}{s_0} \int_0^{s_0} \varepsilon ds_0$.

Jak długo rozszerzenia poprzeczne można uważać jeszcze za rozłożone równanie (R) na całej długości badanej, tak długo mamy:

(78) . . . $\dot{\varepsilon} = \varepsilon$, a wykres daje: $\frac{P}{A_0} = F_0(\varepsilon) (R)$.

Niech ψ oznacza (zmienną na ogół zależnie od ε) liczbę Poisson'a, to mamy:

(79) . . . $A = (1 + \psi \cdot \varepsilon)^2 \cdot A_0$;

oprócz tego jest:

(80) . . . $\sigma = \frac{P}{A} = \frac{P}{A_0} \cdot \frac{A_0}{A}$,

a stąd (79), (78), (77), (76):

(81) . . . $\sigma = F(\varepsilon) = \frac{F_0(\varepsilon)}{(1 + \psi \cdot \varepsilon)^2}$.

Różniczkując (81) względem ε otrzymuje się:

(82) . . . $E = F'(\varepsilon) = \frac{z(\varepsilon)}{(1 + \psi \cdot \varepsilon)^2} \cdot F_0'(\varepsilon)$,

gdzie:

(82.1) . . . $z(\varepsilon) = 1 - \frac{2\left(\psi + \varepsilon \frac{d\psi}{d\varepsilon}\right) F_0(\varepsilon)}{1 + \psi \cdot \varepsilon} \cdot \frac{F_0(\varepsilon)}{F_0'(\varepsilon)}$,

oraz:

(82.2) . . . $F_0'(\varepsilon) = \frac{dF_0(\varepsilon)}{d\varepsilon}$.

Znając kształty wykresów probierczych $\{F_0(\varepsilon)\}$ dla różnych ciał nietrudno z równań (82), (82.1) wyciągnąć wnioski, że na ogół zachodzić będzie nierówność:

(83) . . . $F'(\varepsilon) \equiv E < F_0'(\varepsilon)$,

inaczej mówiąc, moduł istotny: E będzie mniejszy od „modułu“ pozornego, jaki daje wykres probierczy.

Aby ocenę tego zmniejszania (82), (82.1) ułatwić, zauważymy, że dla ciał dostatecznie plastycznych²⁰⁾ w obszarze posprężystym (D) można z dostatecznym przybliżeniem przyjąć:

$\psi = \frac{1}{2}$, więc: $\frac{d\psi}{d\varepsilon} = 0$, w (D),

a wówczas (82.1) przybierze postać wyrazistą:

(82.3) . . . $z(\varepsilon)_{(D)} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{1}{2}\varepsilon} \cdot \frac{F_0(\varepsilon)}{F_0'(\varepsilon)}$,

tak, że przy pewnym $\varepsilon = \varepsilon_c$ funkcja $z(\varepsilon)$ może ewentualnie

²⁰⁾ Robertson and Cook: „The transition from elastic to the plastic state in mild steel“. Roy. Soc. Proc. vol. 88. 1013, str. 462—471.

Por. ew. także H. Mierzejewski: „Podst. mech. c. plast.“ Ak. Nauk. Techn. Warszawa 1927. Str. 21—22.

osiągnąć końcową graniczną wartość równą zero (a więc także końcowe $E=0$).

Wyprowadzone powyżej związki pozwalają z danego wykresu maszyny probierczej przy danej (dokładnie lub w przybliżeniu) wartości liczby Poisson'a²¹⁾ określić zależność (76).

Wracając do sprawy wybożenia zaznaczymy przede wszystkim, że gdy wartość siły P jest dostatecznie bliska $\min P$, to także wielkości f , α , $\max M$ są albo równe zero, albo też nie wiele od zera różne. Natężenia skrajne są w każdym razie ciągłymi funkcjami wielkości P , albo także f , skutkiem tego — bez względu na to czy $P < \min P$ czy też $P > \min P$ — zawsze będą słuszne relacje:

(84) . . . $\lim_{P \rightarrow \min P} (\sigma_0 - \sigma_m) = 0$, $\lim_{P \rightarrow \min P} (\sigma_w - \sigma_0) = 0$,

gdzie: $\sigma_0 = \frac{P}{A}$, oraz $\sigma_m \leq \sigma_0 \leq \sigma_w$.

Z tej przyczyny dla rozważań nad warunkiem powstawania wybożenia ma znaczenie jedynie miejsce schematu (76) w najbliższej okolicy wartości σ , ε opowiadających wartości siły P (84) równy $\min P$. Miejsce to możemy — przy założonej ciągłości stycznej do $F(\varepsilon)$ — wyodrębnić zastępując je dostatecznie małym obszarem $\{E\}$ o stałej wartości modułu E odpowiadającej wartości natężenia (76) równej: $\frac{\min P}{A}$.

Stosując wewnątrz tego obszaru $\{E\}$ rozważania ustępów V. i VI. otrzymamy tu:

$\sigma_w = E \cdot \varepsilon^*$ w $\{E\}$.

Czyniąc to samo dla kolejnych punktów krzywej $\sigma = F(\varepsilon)$ otrzymamy ogólnie:

(85) . . . $\sigma_w = \left(\frac{d\sigma}{d\varepsilon}\right)_{\sigma=\sigma_w} \cdot \varepsilon^*$.

Mając dany kształt zależności (76), a zatem także $\frac{d\sigma}{d\varepsilon} = F'(\varepsilon)$, mamy za pomocą ostatniego wzoru (85) określony zupełnie djagram wybożenia, to jest zależność:

(86) . . . $\sigma_w = \Phi(\varepsilon^*)$, gdzie $\varepsilon^* = \frac{\pi^2 i^2}{l^2}$.

Naodwrot także mając doświadczalnie wyznaczony djagram wybożenia (86) możemy stąd określić zależność $\sigma = F(\varepsilon)$ całkując równanie różniczkowe:

(87) . . . $g(\sigma_w) = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}$, gdzie $g(\sigma_w) = \frac{\sigma_w}{\varepsilon^*}$.

Poniższe dwa przykłady pokazują sposób zastosowania otrzymanych ostatnio rezultatów.

Przykład 1.

Niech będzie dana z góry zależność (76) schematem rys. 3, złożonym z prostej OH przez początek układu i z łuku HZ koła stycznego do tej prostej w punkcie H , a posiadającego w punkcie końcowym Z styczną poziomą. Oznaczmy dowolny punkt na łuku HZ przez Q , a prostą styczną w tym punkcie przez t_Q . Na podstawie (85) mamy:

$\frac{\sigma_w}{\varepsilon^*} = \left(\frac{d\sigma}{d\varepsilon}\right)_{\sigma=\sigma_w}$;

²¹⁾ A. E. H. Love loc. cit. §. 70, b. str. 123, 125.

Carrington: „Determin. of the value of „ E “ and „Poisson's Ratio“ by the method of flexures“. Phil. Mag. Feb. 1921. vol. XXI. str. 206.

M. Smoluchowski: „Akust. Unters. u. Elast. weicher Körper“. Ak. d. Wiss. Wieden, tom CIII, II a, 1894, str. 789—772. Także: Dzieła Uniw. Jagiell. Kraków 1924. t. I., str. 5—35.

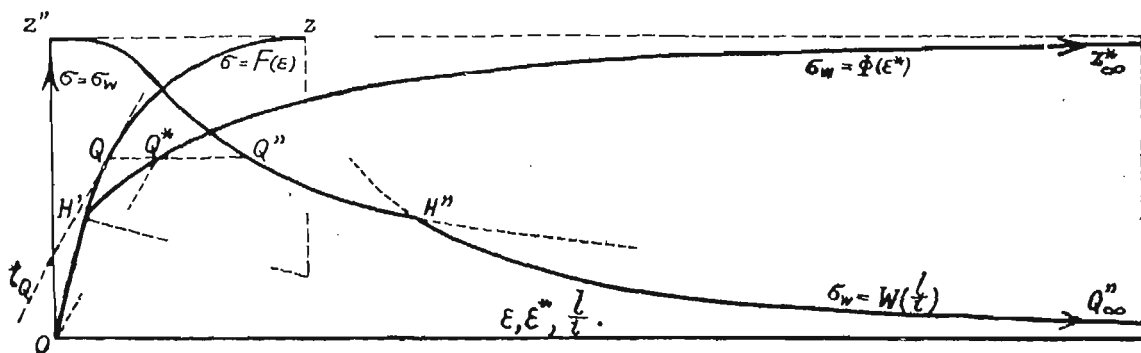
Dr. Ing. A. Jackson: „Ingen. Holzbau Stuttgart“. Wittwer 1921, str. 19—20.

I. E. Boyd: „Strength of Spruce Struts“. Tech. Pap. Bureau of Standards. U. S. A. Bulletin 152, r. 1920.

kreśląc tedy: $OQ^* // t_0$ aż do przecięcia z $OQ^* // O\varepsilon$ otrzymamy odpowiedni punkt Q^* djagramu wyboczenia $\sigma_w = \Phi(\varepsilon^*)$. Podstawiając $\varepsilon^* = \frac{\pi^2 i^2}{l^2}$ otrzymamy przez przeliczenie odciętych ε^* na odcięte $\frac{l}{i}$ zależność:

$$\sigma_w = \Phi\left(\frac{\pi^2 i^2}{l^2}\right) = W\left(\frac{l}{i}\right).$$

Odcinając wartość $\frac{l}{i}$ na osi $O\varepsilon$ dla każdego $\sigma = \sigma_w$ otrzymuje się krzywą $\sigma_w = W\left(\frac{l}{i}\right)$ na rys. 3.



Rys. 3.

Część tej ostatniej krzywej: $H'' O''$ jest znaną hiperbolą Euler'a; styczna w punkcie H'' jest nieciągła, mamy tam tępy dziób, co odpowiada nieciągłości drugiej pochodnej $F''(\varepsilon) = \frac{dE}{d\varepsilon}$ w punkcie H przyjętej zależności $\sigma = F(\varepsilon)$; łatwo sprawdzić, że prosta pozioma położona mniej więcej na wysokości środka koła HZ jest asymptotą dla przedłużenia gałęzi $Z'' H''$ poza H'' ; część $H'' Z''$ posiada punkt przegięcia i silnie zbliża się do stycznej poziomej w Z'' .

Wystarczy porównać kształty krzywych F, W , rys. 3 z odpowiednimi doświadczeniami²²⁾, aby natychmiast spostrzec zasadniczą zgodność.

Przykład 2.

Niech będzie na odwrót dana z góry zależność (86) w znanej²³⁾ postaci:

$$(224. Th.) \quad \sigma_w = \frac{K_0}{1 + \frac{1}{T \cdot \varepsilon^*}}, \quad \text{gdzie } K_0, T \text{ stałe }^{24)}.$$

Zależność ta daje według (87):

$$g(\sigma_w) = T \cdot (K_0 - \sigma_w)$$

i w dalszym ciągu równanie różniczkowe na określenie związku $\sigma = F(\varepsilon)$:

$$\frac{d\sigma}{d\varepsilon} = T \cdot (K_0 - \sigma), \quad \text{czyli: } \frac{d\sigma}{K_0 - \sigma} = T \cdot d\varepsilon.$$

Całkując z warunkiem (77), aby dla $\sigma=0$ było $\varepsilon=0$ to jest:

$$\int_0^\sigma \frac{d\sigma}{K_0 - \sigma} = \int_0^\varepsilon T \cdot d\varepsilon,$$

dostaje się:

$$\log \text{nat} \frac{K_0}{K_0 - \sigma} = T \cdot \varepsilon, \quad \text{czyli } \frac{K_0}{K_0 - \sigma} = e^{T \cdot \varepsilon},$$

²²⁾ I. E. Boyd loc. cit. doświadczenia nad słupami świerkowymi. Porówn. także; A. Jackson loc. cit. Versuch I, oraz Bach-Baumann loc. cit.

²³⁾ Thullie: „Teoria żelbetu“. Lwów. Gubrynowicz 1915, str. 136. — Por. ust. VI. uwaga.

G. Bach: „Elast. u. Fest.“ loc. cit. str. 312—316. §. 27.

W. Ritter, loc. cit. str. 177, ryc. 65.

²⁴⁾ R. Eckwal. loc. cit. Ritter przyjmuje dla betonu $K_0 = 250 \text{ kg/cm}^2$, $T = 1000$.

a stąd ostatecznie szukaną zależność (76) w postaci znanego wzoru Rittera:

$$(223. Th.) \quad \sigma = K_0 (1 - e^{-T \cdot \varepsilon}).$$

Dokładnie przeprowadzone doświadczenia nad wyboczeniem dadzą nam zatem za pośrednictwem wyłożonej teorii zależność (76) między istotnym natężeniem σ , a odpowiadającym mu odkształceniem jednostkowym ε . Czy taka zależność da się pogodzić z dostatecznym przybliżeniem ze zależnością otrzymaną przez wskazane przeliczenia djagramu (77) maszyny probierczej (dla próby prostego ściskania) o tem mogą rozstrzygnąć jedynie doświadczenia.

VIII.

Z kolei nasuwają się pewne uwagi co do samej techniki doświadczeń. Celem wyeliminowania zaburzającego wpływu warunków końcowych wskazane jest użycie prętów odpowiednio długich o głowicach łagodnie rozszerzonych i oczywiście — podczas doświadczenia — ujętych w łożyska zapewniające centryczne działanie siły, oraz swobodny obrót końców²⁵⁾. Zmianę długości wyboczenia l wydaje się najkorzystniej sprowadzać dzieląc całkowitą długość pręta L na taką ilość n równych części, aby otrzymać pożądaną długość wyboczenia $l = \frac{1}{n} L$; wykonać to można zapomocą uchwytów umieszczonych w punktach podziału, a zezwalających na swobodny obrót odpowiednich przekrojów, pomimo uniemożliwienia bocznego wygięcia osi pręta w tych punktach przez prowadzenie czołów uchwytowych w sztywnych prowadzidłach (szynach) prostych.

Wiele braków w przeprowadzonych doświadczeniach pochodziło głównie stąd, że celem uzyskania małej wartości stosunku: l/i stosowano bardzo krótkie pręty.

Ponadto w odpowiednich przypadkach wypadłoby pomierzyć wymiary poprzeczne (a raczej ich zmiany) podczas doświadczenia zapomocą nasadzonych na badany pręt, w odpowiednich odstępach, mikrometrów zapisujących, a rezultaty tego pomiaru podawać w protokole doświadczenia. Poczucie rzeczywistości, z jaką się styka technik, wskazuje jednak, że o ile idzie o liczbę Poisson'a to jedynie dla ciał dostatecznie spoiwych sposób ten może wyjaśnić sprawę, o którą tu chodzi. Natomiast u ciał porowatych i gąbczastych (jak n. p. beton i t. p.) albo też ponadto zbudowanych naprzemian z włókien twardych i miękkich, jak drzewo i inne podobne — liczba Poisson'a pozostaje do pewnego stopnia utajona. Wyobraźmy sobie przekrój ciała ostatniego rodzaju przyciśnięty do płaszczyzny tafli szklanej umieszczonej pod mikroskopem; ze zwiększeniem nacisku zauważymy na ogół, że ta część powierzchni faktycznego zetknięcia, przez którą się nacisk

²⁵⁾ Jak np.: łożyska nożowe = „compound knife edges“ (Hyde) lub „Schneiden lagerung“ (Kármán).

na taflę głównie przynosi będzie ulegać zwiększeniu ²⁶⁾. Mierząc to zwiększenie powierzchni faktycznego przeniesienia siły możemy i tutaj do pewnego stopnia zdać sobie sprawę z istotnej wielkości tej utajonej liczby Poisson'a. Także pomiar wyciśniętego z próbki powietrza ²⁷⁾ może czasem pozwolić na ocenę z grubsza tej wielkości.

Wygięcie regularne pojawiające się po przekroczeniu wartości siły równej $\min P$ należałoby mierzyć równocześnie w kilku polach podzielonego uchwytami pręta. Zapisując ponadto pochylenie stycznych (przebiegi) w punktach podziału (przez notowanie obrotu uchwytów) możnaby w ten sposób wyeliminować główne źródła błędów i otrzymać odpowiednio dokładny i wiarogodny rezultat.

Nie można pominąć jednego ważnego zjawiska, jakie często w doświadczeniach wykonanych występowało, jakkolwiek nie zwrócono na nie — zdaje się — dostatecznej uwagi. Chodzi tu o zjawisko równowagi pozastatecznej, albo, jak to się zwykle mówi, meta — równowagi, znane dobrze w termodynamice i chemii fizycznej i omawiane tam często przy rozpatrywaniu równania stanu: van der Waals'a $\left\{ \left(p + \frac{a}{v^2} \right) (v - b) = R \cdot T \right.$, gdzie p ciśnienie, v objętość, T temperatura absolutna; a , b , R stałe}. Podobnie mianowicie jak unikając zaburzeń można wodę w stanie płynnym (przy normalnym ciśnieniu) doprowadzić do temperatury $< 0^\circ \text{C}$ lub $> 100^\circ \text{C}$ (przechłodzenie, przegrzanie) tak też przy dokładnym osiowym działaniu siły i spokojnym jej zwiększaniu unikając drgań lub wstrząśnień można przekroczyć wartość siły $\min P$ nie wywołując właściwego wybożenia tem łatwiej, że tarcie w łożyskach sprzyja powstaniu tego szczególnego zjawiska; przytem wygięcie regularne może pojawić się nagle i odrazu w skończonej wielkości, a odpowiednia wielkość siły nie będzie przedstawiać tego minimum, które należało określić. Aby tego rodzaju błędem zapobiec należy właśnie umyślnie wywołać drobne drgania poprzeczne ²⁸⁾ pręta uniemożliwiając mu przez to ewentualne przebywanie w stanie pozastatecznym.

IX.

Dla tych, których więcej interesuje matematyczna strona rozpatrzonego problemu, a przede wszystkim kwestja, delikatna i zarazem zasadnicza — przyjęcia schematu rys. 1 i odrzucenia hipotezy włókna krytycznego przynajmniej w stadium powstawania wybożenia — podam jeszcze niektóre dotyczące tej kwestji wzory, zwłaszcza, że przy tej sposobności można poruszyć znaczenie fizyczne przyjętych założeń.

Wstawmy we wzór na \bar{f} (54) wartość siły niezmiernie mało większą od $\min P$ (50), a mianowicie:

$$\pi^2 \cdot \frac{B}{s_1^2} + d_2 P,$$

to pomijając potęgi $d_2 P$ wyższe od pierwszej i oznaczając dla odróżnienia odpowiednią początkową wartość strzałki \bar{f} przez $\bar{d}f$ otrzymamy z (54):

$$(88) \quad \bar{d}f = 4 \cdot \frac{s_1^2}{\pi^2} \sqrt{\frac{d_2 P}{2B}},$$

stąd widać, że gdy $d_2 P$ rośnie od zera, to strzałka $\bar{d}f$

²⁶⁾ Wchodzi tu w grę zagadnienie Hertz'a.

Por. m. i.: M. T. Huber: „Annalen der Physik“, tom XIV. 1904, str. 153.

Także: B. Brinell: „Wiad. międzyn. Zw. dl. bad. materj. techn.“ 1901.

²⁷⁾ Napojenie wodą zmienia bowiem na ogół wielkość oporów wewnętrznych ciała porowatego. Por. m. i. Terzaghi: „Erdbaumechanik“. Wiedeń. Deuticke.

²⁸⁾ Średnie wychylenie obserwowane pozwoli wówczas o wiele dokładniej określić $\min P$ i strzałkę \bar{f} przy $\bar{P} > \min P$ (nieco) podobnie jak waga analityczna daje dokładniejszy rezultat, gdy się mierzy oscylacje wskazówki, niż w stanie spoczynku.

zwiększa się także od zera w sposób ciągły, tak że stosunek:

$$(89) \quad \frac{\bar{d}f}{\sqrt{d_2 P}} = \frac{4 \cdot s_1^2}{\pi^2 \sqrt{2B}}$$

jest skończony i określony ²⁹⁾.

Wprowadźmy teraz oznaczenia:

$$(90) \quad \bar{d}P = d_1 P + d_2 P, \text{ oraz } \xi = \frac{\sqrt{d_2 P}}{dP},$$

gdzie $d_1 P$, $d_2 P$ są dowolnie małe dodatnie; to gdy wartość siły P wzrośnie od: $\min P - d_1 P$ do: $\min P + d_2 P$ natężenia skrajne w przekroju niebezpiecznym ($\sigma_m \leq \sigma_w$) zmieniają się o wartości:

$$(91) \quad \bar{d}\sigma_w = \frac{\min P + d_2 P}{A} + \frac{(\min P + d_2 P) \cdot \bar{d}f}{I} \cdot \frac{e_w}{(m)} - \frac{\min P - d_1 P}{A},$$

gdzie e_w oznacza odpowiednie odstępstwa włókien skrajnych od środka przekroju.

Wstawiając wartości $\min P$ (50), $\bar{d}f$ (88), $B = E$ oraz $I = i^2 \cdot A$ we wzór (91) i pomijając wyższe od pierwszej potęgi wielkości $d_2 P$ otrzymuje się:

$$(91.1) \quad \bar{d}\sigma_w = \frac{dP}{A} + 2 \cdot \frac{e_w}{i} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E \cdot d_2 P}{A}}.$$

Rozkładając $\bar{d}\sigma_w = d_1 \sigma + d_2 \sigma$, gdzie $d_1 \sigma$ oznacza część zmiany natężeń pochodząca od $d_1 P$, a $d_2 \sigma$ odpowiednio od $d_2 P$ otrzymuje się z (91.1):

$$(92) \quad \frac{d_1 \sigma}{d_1 P} = \frac{1}{A}, \quad (93) \quad \frac{d_2 \sigma}{\sqrt{d_2 P}} = + 2 \cdot \frac{e_w}{i} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E}{A}} + \sqrt{\frac{d_2 P}{A}};$$

ogólnie zaś mamy wprowadzając oznaczenie (90) w (91.1):

$$(94) \quad \frac{\bar{d}\sigma_w}{dP} = \frac{1}{A(-)} + 2 \cdot \xi \cdot \frac{e_w}{i} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E}{A}}.$$

Wzór (94) wskazuje, że przy każdym dowolnie małym $\bar{d}P$ (90) możemy jeszcze tak dobrać znakowe wielkości dodatnie: $d_2 P$, oraz $d_1 P$, aby dodatnia wielkość ξ była mniejsza od zupełnie określonej wartości:

$$(95) \quad \xi^0 = 1 \cdot \frac{i}{e_w} \cdot \frac{1}{\sqrt{2 \cdot E \cdot A}},$$

sprowadzającej prawą stronę wyrażenia (94) do zera.

Gdy zaś:

$$(96) \quad \xi < \xi^0, \text{ to wówczas: } \frac{\bar{d}\sigma_w}{dP} > 0;$$

tak wygląda dokładniej matematyczna strona powodów, które skłoniły do przyjęcia schematu rys. 1. w ust. V., oraz dalszych rozumowań odnośnie do obszaru posprężonego.

Na tem miejscu należy jednak z naciskiem podkreślić — co wskazuje wzór (93) — że już po przekroczeniu ($d_1 P = 0$) wartość $\min P$ natężenia skrajne zmieniają się w przeciwnych kierunkach ze wzrostem siły

²⁹⁾ Ten wynik (88), (89) można przewidzieć odrazu już z rozważań ust. III. uwzględniając tylko to, że całka równania (3) ust. I. ma dla $\min P$ punkt rozgałęzienia. Skutkiem tego nie można w tym punkcie wartości strzałki: $\bar{d}f$ rozwijać na szereg całkowitych potęg nadwyżki: $d_2 P$. Porówn. L. Schlesinger: „Differentialgleichungen“. Samml. Schubert. XIII. Lipsk. 1904. §. 72. Str. 310, §. 67. Str. 284.

³⁰⁾ Jak widać sam przebieg powstawania wybożenia zależy od wielkości \sqrt{E} w tej chwili. Porówn. (82.3); $Z(\epsilon_2) = 0$ określa granicę (σ_2 , ϵ_2) możliwości właściwego wybożenia.

ponad wartość $\min P$, jakkolwiek te zmiany są z początku nieznaczne i proporcjonalne do $\sqrt{a_2 P}$.

Jeżeliby doświadczenia wykazały, że dla wartości siły \bar{P} niewiele³¹⁾ większej od $\min P$ odkształcenia (f) jeszcze przebiegają zgodnie z przewidywaniami (54) opartymi na odrzuceniu hipotezy włókna krytycznego, byłoby to dowodem realnym na to: że zjawisko przewidywane przez założenia Kármán'a nie występuje momentalnie w chwili przekroczenia wartości siły równej $\min P$, lecz dopiero ewentualnie wówczas, gdy różnica odkształcenia włókien skrajnych przekroczy pewną — różną od zera — wartość.

Ważne okoliczności fizyczne — a mianowicie istnienie bezwładności cząsteczek ciała, oraz istnienie na ogół tarcia wewnętrznego dość znacznego, które to siły sprzeciwiają się nagłemu przebiegowi³²⁾ ewentualnego odciążenia — nakazują się spodziewać, że przyjęte (w obszarze posprężystym) przy obliczeniach Kármán'a itp. — jako momentalne — znaczne obciążenie włókien zewnętrznych (po stronie wypukłej) połączone z ogromną zmianą modułu tych włókien znajdzie w rzeczywistości z odpowiednim opóźnieniem w czasie dalszego przebiegu właściwego wybożenia tak, że dla warunku powstawania wybożenia miarodajne będą w rzeczywistości z dostatecznym przybliżeniem wnioski oparte na przyjętych tutaj podstawach.

Oświetlenie doświadczalne, ostatnio poruszonych, delikatnych kwestyj przekracza jednak obecne ramy normalnych stacyj mechanicznych znajdujących się przy szkołach technicznych. Wymaga ono doświadczeń o charakterze eksperymentu fizycznego, oraz ciał o nadzwyczaj regularnej i określonej budowie jak np. kryształy o wybitnej osi sprężystości używane w znanych badaniach prof. Czochralskiego, lub też pręty krystaliczne okrągłe otrzymane ostatnio metodą, mającą widoki zasto-

³¹⁾ Albowiem po znaczniejszym przekroczeniu wartości $\min P$ rozkład nateżeń skrajnych wzdłuż osi pręta będzie już tak daleki od równomiernego, że użycie wzorów opartych na założeniu stałej wartości (przynajmniej w danej chwili) modułu E wzdłuż całej długości włókna skrajnego — zwłaszcza w ogólnych przypadkach zależności $\sigma = F(\epsilon)$ — może nie być wtedy — w obszarze posprężystym oczywiście — dopuszczalne.

³²⁾ St. Zarembo: „Teoria tarcia wewnętrznego“. Rozpr. Ak. Um. Kraków. 1903. tom XLIII. Serja A. Str. 228—230. Hypot. 1. Tamże: str. 233—234 wzory (18), (19), (20) (Czas relaksacji).

sowania technicznego na wielką skalę, a użyte dotychczas tylko do badań roentgenograficznych³³⁾.

Sprostowanie. Niniejszem prostuje się spostrzeżone omyłki druku w części pierwszej artykułu umieszczonej w Nr. 13:

str. 236, l. szpalta, wzór (31) ma opiewać:

$$\lambda_{\square}^* = \sqrt{\frac{3}{2}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{3} \epsilon_p} - 1 \right)$$

str. 236, l. szpalta, wiersz 3-ci ma być w środku:

$$\pi^2 G^2 \nu \left(1 - \frac{1}{2} \frac{G' \nu}{G \nu} \right)$$

str. 236, pr. szpalta, wzór (34) ma opiewać:

$$\lambda_{\square ss}^* = \infty \frac{1}{1370}; \lambda_{\phi ss}^* = \infty \frac{1}{1580}$$

str. 237, l. szpalta, wiersz 25 z góry należy opuścić: „w każdy punkcie τ_0 “.

str. 237, pr. szpalta, wzór (47) ma opiewać:

$$K = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{d\beta}{\sqrt{1 - \sin^2 \frac{\alpha}{2} \cdot \sin^2 \beta}}$$

str. 237, pr. szpalta, wiersz 30 z góry, zamiast „całką“, umieścić „całkę“.

str. 238, l. szpalta, wiersz 2 z dołu, zamiast „Taubner“, umieścić „Teubner“.

str. 239, wzór (62) ma opiewać: $t = \frac{\bar{M}}{DJ}$.

str. 240, l. szpalta, wzór (Ks) ma opiewać:

$$n P^u_D = A n \sigma^u_D = (A p) \left(1 - \frac{D}{E} \right) + \pi^2 \frac{DJ}{l^2}$$

str. 240, pr. szpalta, wiersz 15 z góry, zamiast „używając“ ma być „urywając“.

str. 240, wzór (72) ma opiewać:

$$s^*_{z=0} = l_0 \left(1 + \frac{p}{\Delta} + \frac{w}{\Delta_1} - \frac{\pi^2 i^2}{s^*_{z=0}} \right)$$

str. 241, l. szpalta, wiersz 4 z góry, zamiast „Wobec porównywanych diagramów“ ma być „W obu porównywanych diagramach“.

³³⁾ L. Chrobak: Biuletyn Ak. Um. Kraków, październik 1929. Str. 497—505. Technik d. röntg. Unters. leicht deform. Kristalle.

Roman Gryglaszewski

Kier. Ref. Pomiarowego Biura Proj. Meljoracji Polesia.

Zdjęcia aerofotogrammetryczne dla Generalnego Projektu Meljoracji Polesia.

Wykonanie planów sytuacyjnych większych rzek poleskich w podziałce 1 : 5000 dla opracowania projektów ich regulacji było dla Biura Projektu Meljoracji Polesia problemem istotnie trudnym do rozwiązania, tak ze względu na trudności terenowe i techniczne, jak i ze względu na czas i koszt.

Rzeki poleskie płyną terenem zabagnionym i w znacznym stopniu zarosniętym trzcinami i wiklinami, rozlewają się w dziesiątki ramon, ślepych odnóg, tworzą bardzo często wązowska koryt, w których trudno się zorientować. Dla właściwej oceny terenowych trudności wystarczy w kilku bodaj miejscach spojrzeć na Stochód z jego istotnie „stu chodami“, przejechać ramionami i t. zw. Prostkami Gniłej Prypeci lub dolnego Styru, przewijającymi się w dzunglach dochodzących do 2¹/₂ m wysokości, spróbować wreszcie wyznaczyć właściwe koryto którejkolwiek z rzek w miejscach, gdzie kilka kilometrów szerokie i długie bagno zmusiło tę rzekę do rozlania się w niem, lub utworzenia prawdziwego labiryntu ramion. Ze względu na spław, żeglugę, odwodnienie

terenów zabagnionych i interesy ludności, dość gęsto nad rzekami osiadłej, koniecznym było, aby każda z ważniejszych rzek była zdjęta wraz z możliwie szerokim pasem terenu przyrzecznego, co nietylko ułatwiałoby projektowanie tras regulacyjnych w biurze, ale stanowiłoby pewnego rodzaju gwarancję rozwiązania sytuacyjnego nowych tras zgodnie z wyżej wskazanymi postulatami regulacji rzek poleskich przy uwzględnieniu całkowitem warunków, obecnie istniejących, a gospodarczem życiem ludności wytworzonych. Zdjęcie sytuacyjne terenu przyrzecznego powinno więc być obejmować i sytuację obszarów uprawianych, wsi, miasteczek, lasów, a w każdym razie przynajmniej dużą część, jeżeli już nie całą, doliny inundacyjnej rzeki. Warunki techniczne stawiały temu zakresowi zdjęć niezmiernie trudności. Skromna trjangułacja rosyjska na Polesiu została przez wojnę prawie zupełnie zniszczona; istniejące i to tylko częściowo mapy w podziałce 1 : 25.000 przedstawiają bardzo małą wartość. Siłą więc rzeczy normalne metody pomiarowe (na bardzo gęstej sieci trjangułacyjnej oparta poli-

gonizacja, kombinowana ze zdjęciem tachymetrycznym) musiały być odrzucone na korzyść nowej metody, zdjęć fotograficznych z samolotu.

Do niedawna jeszcze metoda przetwarzania zdjęć fotograficznych z samolotu w plan techniczny była uważana wyłącznie za nową gałąź miernictwa i jako taka stanowiła przedmiot zainteresowania jedynie geodetów. Ogół inżynierów nie doceniał należyście tej metody, uważając ją raczej za eksperymenty, pozbawione praktycznego znaczenia. Dzisiaj pogląd ten uległ zasadniczej zmianie i chociaż przedewszystkiem geodeci pracują nad rozwinięciem i udoskonaleniem metod, to jednak korzyści aerofotogrametrii stają się dla wszystkich nauk inżynierskich i gospodarstwa społecznego tak oczywiste, że środek zainteresowania tą nową metodą wykonywania zdjęć przesuwa się w środowiska pośrednio tylko z geodezją związane. Niezliczona ilość artykułów w czasopiśmie zagranicznych, wykonane dotąd prace w Niemczech, Szwajcarji, Francji i t. d. wykazują dobitnie, że niemal każdej dziedzinie życia społecznego i każdej pracy inżynierskiej aerofotogrametria służy w sposób przewyższający znacznie wszystkie inne metody pomiarowe, posiada bowiem oprócz cech planów terenowych i inne jeszcze walory, niezmiernie ułatwiające prace naukowe, inżynierskie, czy też ekonomiczne. Niepowodzenia i ujemne sądy, z jakimi się czasem spotykamy, mają swe źródło wyłącznie w zastosowaniu niewłaściwych metod pracy lub w postawieniu jej zadania, któremu z takich czy innych względów nie może jeszcze służyć.

Aby należycie ocenić korzyści tej nowej metody zdjęć, dla prac Biura Projektu Meljoracji Polesia, należy najpierw zapoznać się ogólnie bodaj z samą pracą, zbadać dotychczasowe rezultaty i wreszcie spojrzeć na część wykonanych już planów z punktu widzenia inżyniera, mającego wyznaczyć nowe trasy regulacyjne. Nie będzie to jeszcze zupełną oceną, gdyż początkowe stadium prac Biura nie dało dotąd aerofotogrametrii sposobności do przedstawienia wszystkich swoich zalet dla każdej części tak wybitnie gospodarczego problemu, jakim jest Meljoracja Polesia.

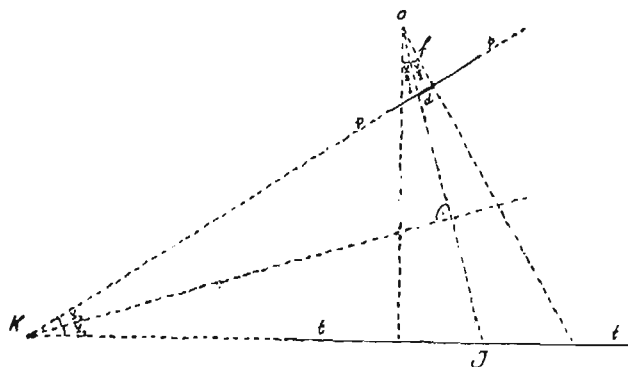
Najprostszym sposobem przetwarzania zdjęcia fotograficznego z samolotu w plan techniczny o żądanej podziałce, jest poprzednie usytuowanie, pomiarzenie i odpowiednie zamarkowanie na terenie, teoretycznie 3-ch, a praktycznie biorąc 4-ch punktów, czyli innymi słowy stworzenie t. zw. podkładu geodezyjnego, odszukanie obrazów tych punktów na kliszy i porównanie stosunku położenia obrazów do podkładu geodezyjnego. Jeżeli płyta nie była w chwili zdjęcia do terenu równoległą, obraz terenu na płycie jest zniekształcony, musimy więc wyznaczyć elementy zniekształcenia i odpowiednio zdjęcie przetworzyć. Służą do tego celu przyrządy zwane przetwornikami, będące zarazem aparatami powiększającymi, eliminujące zupełnie wszelkie wyliczenia.

Ten najprostszyszy sposób wykonywania i przetwarzania zdjęć nie jest — zwłaszcza dla większych obszarów — stosowany, ponieważ wymaga założenia na terenie, pomiarzenia, zamarkowania i obliczenia bardzo wielkiej ilości punktów stałych i takiego wykonania lotów, aby na każdej kliszy odfotografowały się conajmniej trzy punkty stałe i to odpowiednio na niej rozłożone. Musiała więc aerofotogrametria szukać metod, których zadanie miało polegać na ograniczeniu pracy przy uzyskiwaniu terenowego podkładu geodezyjnego do minimum. Metody te w krótkim czasie zostały wynalezione a jedną z nich jest metoda t. zw. nadirowej trjangułacji, przyjęta i przez Biuro Projektu Meljoracji.

Teoretyczne zasady nadirowej trjangułacji są następujące:

Wyobraźmy sobie teren absolutnie płaski i poziomy. Nad terenem w pewnej stałej i odpowiedniej do podziałki zdjęcia wysokości porusza się samolot z umieszczonym na nim aparacie fotograficznym. Wysokość lotu jest funkcją ogniskowej obiektywu i podziałki i określa się wzorem $h = f \cdot m$, gdzie m = podziałka zdjęcia, f = ogniskowa.

Jeżeli samolot będzie się poruszał po linii lotu tak, że płyta fotograficzna będzie stale do terenu równoległą, wówczas oś optyczna obiektywu przechodzić będzie na każdym z poszczególnych zdjęć przez punkt główny płyty, będący zarazem rzutem nadiru na płytę. Założony jeszcze, żeśmy wykonali zdjęcia w ten sposób, że każda następna płyta odfotografowała trochę więcej aniżeli 50% terenu zdjętego już przez płytę poprzednią, otrzymamy wówczas wstęgę lub obszarowe zdjęcie zespolone, a przy zachowanej ściśle wysokości lotu i w podziałce wyznaczonej. Zapomocą marek, odfotografowanych na płytach, wyznaczmy punkty główne każdej płyty, a następnie z punktów głównych poprowadzimy promienie do jakichkolwiek na płytach wybranych punktów terenowych. Odległości między punktami głównymi płyt możemy uważać za bazy, a promienie, poprowadzone z punktów końcowych baz, za kierunki wcinające punkty terenowe w taki sam sposób, w jaki to ma miejsce przy pomiarach na ziemi. Jak z powyższego widzimy, zasadniczym warunkiem nadirowej trjangułacji jest wyznaczenie na płytach takiego punktu, z którego poprowadzone płaskie pęki promieni są identyczne z płaskimi punktami promieni, poprowadzonymi z tego samego punktu na terenie. Przy poprzednim założeniu równoległości płyty do poziomego i płaskiego terenu takim punktem były punkty główne płyty, których wyznaczenie zapomocą marek odfotografowanych nie przedstawiało żadnej trudności. W praktyce jednak znalezienie tego rodzaju warunków zdjęcia jest niemal niemożliwe dla różnych powodów. Najpierw teren nie jest nigdy idealnie płaski i poziomy, następnie samolot, poruszający się nad terenem, podlega różnym, nieprzewidzianym i nie dającym się zarejestrować ruchom, wskutek czego wykonując zdjęcia nie zawsze możemy to czynić przy poziomem położeniu kamery fotograficznej, nawet mimo bardzo precyzyjnego i niemal niezależnego od ruchów samolotu zawieszenia aparatu fotograficznego. Twórca metody, Prof. Sebastian Finsterwalder, udowodnił wprawdzie, że nawet półtora stopniowa odchyłka osi optycznej od pionu nie wpływa jeszcze ujemnie na dokładność pracy, a przy planach w mniejszych podziałkach teren o małych różnicach wysokości może być uważany za płaski, ale najważniejszą przeszkodą w stosowaniu tej metody w praktyce była całkowita nieznanomość tak odchylenia osi optycznej od pionu, jak i odchylenia całej płyty od położenia poziomego. Nieznajomość tych odchyłek nie pozwalała na ocenę popełnionych błędów, a wartość tego rodzaju planów dla prac technicznych była wskutek tego bardzo problematyczna.

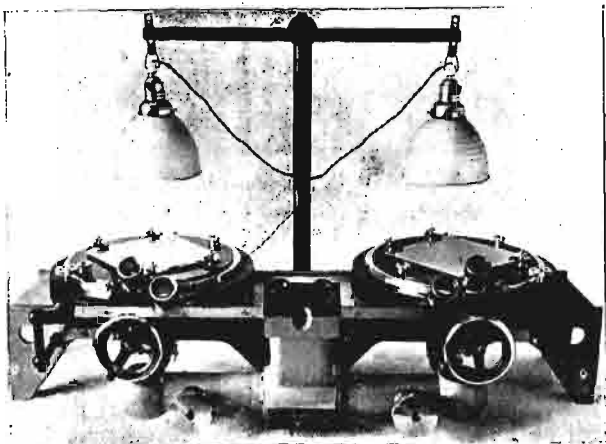


Rys. 1.

Prof. Gruber ze Stuttgartu, uzupełnił metodę Finsterwaldera w sposób następujący: W kamerze fotograficznej umieścił libelę pudełkową o kołach współśrodkowych wzajemnie o 1 stopień odległych. Stan bańki libeli fotografuje się na płycie równocześnie z terenem, jak również fotografują się 4 marki, służące do wyznaczania punktu głównego płyty. Rys. 1 uzmysławia stan w chwili zdjęcia przy płycie nachylonej do terenu.

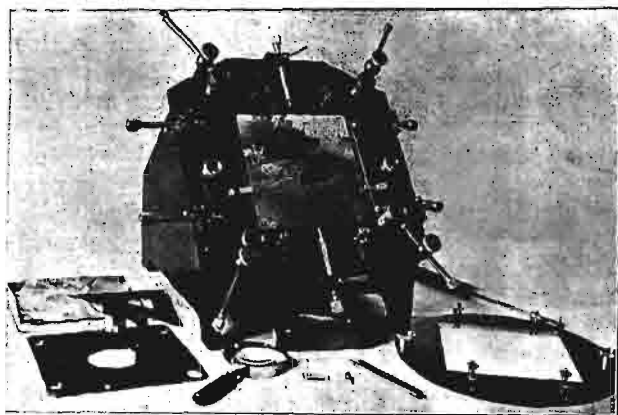
Oś optyczna obiektywu jest w chwili zdjęcia odchylna od pionu o kąt V . Jeżelibyśmy przez punkt O poprowadzili

płaszczyznę prostopadłą, to płaszczyzna ta przetnie płaszczyznę płyty w prostej $p-p$ a płaszczyznę terenu w prostej $t-t$. Te dwie proste będą do siebie nachylone również pod kątem V , a sieczne kątów poprowadzone z O



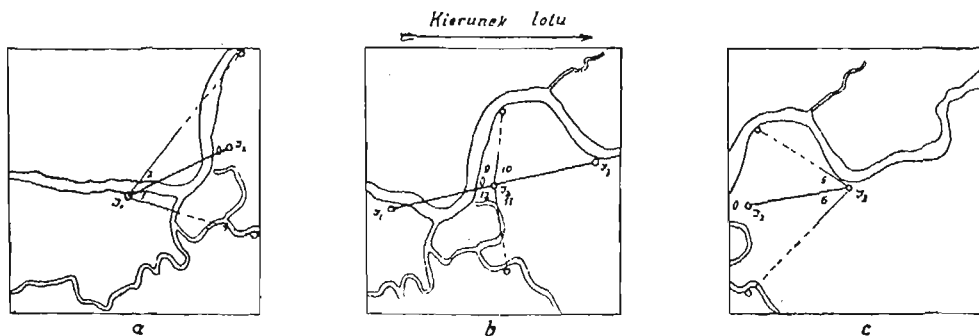
Ryc. 2.

i K przetną się pod kątem prostym. Punkt przecięcia się prostej $O-I$ z płytą nazywa Gruber izocentrum i wyznacza jego położenie w stosunku do punktu głównego płyty wzorem $d = \text{tg} \frac{V}{2}$. Kierunek jest przeciwny kierunkowi wychylenia się bańki libeli. Płaskie pęki promieni, poprowadzone z izocentrum na płycie, odpowiadają płaskim pę-



Ryc. 3.

kom promieni na terenie poprowadzonym z tego samego punktu, czyli zasadniczy warunek nadirowej trjangułacji został spełniony mimo, że wykonaliśmy zdjęcia na płycie do terenu nachylonej. Dla wykonania pomiaru kierunków



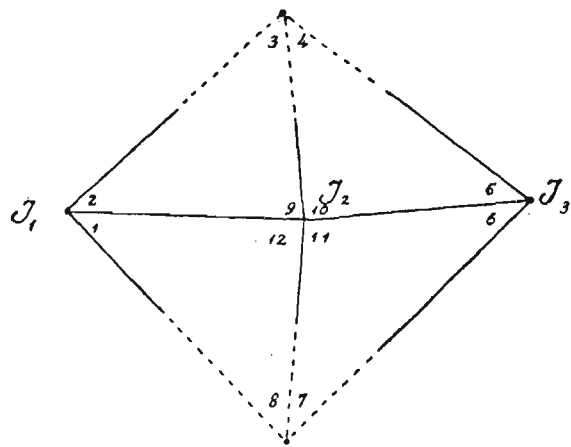
Rys. 4.

i baz skonstruował Gruber przyrząd nazwany radialnym trjangułatorem (ryc. 2), który jest w gruncie rzeczy zespoleniem dwóch jednonumitowych teodolitów tak ze sobą połączonych, że mogą być przesuwalne razem bez zmiany wzajemnego położenia lub też jeden z nich może

zmieniać położenie względem drugiego, a nadto każdy z nich oddzielnie może się obracać około swojej osi. Wewnątrz limbusów mamy miejsce na umieszczenie płyt fotograficznych, których obrazy zapomocą systemu pryzmatów przenosimy do stereoskopu, umieszczonego na przodzie przyrządu.

Dwie po sobie następujące klisze, z których druga pokrywa w około 60% teren sfotografowany już na kliszy pierwszej, orientujemy względem siebie przez wywołanie efektu stereoskopijnego, poczem z izocentrow jednej i drugiej kliszy, które poprzednio protej manipulacji nastawiliśmy na centra teodolitów, mierzymy kierunki do odpowiednio wybranych, zidentyfikowanych i na kliszach zaznaczonych punktów.

Przyjmijmy trzy po sobie następujące klisze (rys. 4 a, b, c), z wyznaczonymi już izocentrami i wybranymi i na kliszach zaznaczonymi punktami A i B , (punktami tymi mogą być skrzyżowania dróg, naroża domów, przecięcia granic kultur, kopy siana, samotnie stojące drzewa i t. d.).



Rys. 5.

Klisze I-szą i II-gą, umieszczone w specjalnych tarczach, wkładamy do radialnego trjangułatora i orientujemy względem siebie przez wywołanie efektu stereoskopijnego na linii łączącej izocentra I i II. Skoro to się stało, przez skrócenie tarcz naprowadzamy wybrany na kliszy punkt A pod markę kołowo-punktową widoczną w mikroskopie a odgrywającą rolę figuranta wysłanego z tyczką na dany punkt, poczem odczytujemy na tarczach limbusowych kierunek z izocentrum I i II na punkt A . To samo czynimy z punktem B . Za zasadniczy kierunek (mirę) przyjmujemy n. p. kierunek od izocentrum na markę koło obrazu libeli. Oczywiście oprócz kierunków na punkty mierzymy również kierunki na izocentra. Następnie wyjmujemy kliszę lewą, na jej miejsce wstawiamy kliszę prawą a na miejsce

kliszy prawej wstawiamy kliszę III. Zapomocą identycznego sposobu postępowania otrzymujemy przy tym nowym układzie klisz, kierunki z izocentrow II. i III. do punktów A i B .

Po zestawieniu wykonanych obserwacji, otrzymamy około izocentrum II figurę, jak rys. 5.

W rozecie utworzonej około izocentrum II. pomierzyliśmy kąty 1, 2, 5, 6, 9, 10, 11, 12 a przez dopełnienie do 180° otrzymamy dalsze kąty 3, 4, 7, 8.

Przyjmując bazę I—II za daną i równą n. p. 100 (moglibyśmy również pomierzyć ją na radialnym trjangułatorze, ale do rachunku lepiej jest przyjąć jakąś okrągłą wartość), obliczamy wszystkie trójkąty i dochodzimy znowu do wartości dla I—II, wskutek nieuniknionych błędów pomiaru różnej od pierwotnie przyjętej. Z wielkości tej różnicy możemy stwierdzić ewentualny gruby błąd pomiaru kątów, przyjmując ją za podstawę wyrównania i wreszcie obliczyć błąd pomiarów. Doświadczenia Prof. Grubera wykazały, że średni błąd pomiaru jednego kąta na radialnym trjangułatorze nie powinien przekraczać jednej minuty. Postępując w podobny sposób z całym szeregiem klisz, odpowiednio nakrywających się, otrzymamy łańcuch rozet, związanych ze sobą długościowo i kąto. (Rys. 6).

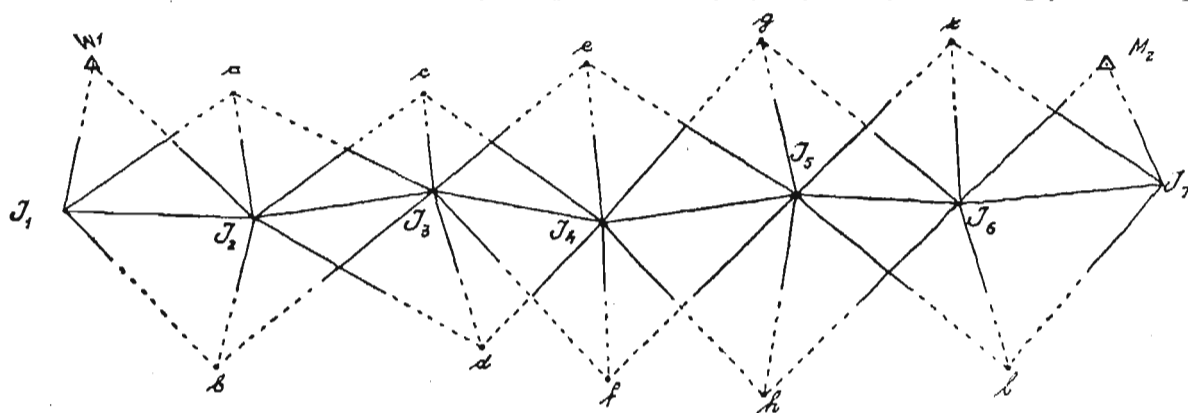
Współrzędne rzeczywiste obliczonego łańcucha rozet otrzymamy, jeżeli na pierwszej i na ostatniej płycie mamy obrazy punktów stałych o współrzędnych uzyskanych z po-

różnych wysokościach. Znaczne różnice wysokości są powodem dość dużych różnic linearnych. Na rys. 7 przy kliszy, równoległej do terenu, promień świetlny z punktu A na terenie przebiega kłiszę w punkcie „a”. Na planie sytuacyjnym punkt A powinien się odrzuć w punkcie A_1 . Gdyby promień świetlny wychodził z punktu A_1 , przebiłby kłiszę w punkcie a_1 . Odcinek $O_1 - a$, pomniejszony o odcinek $O_1 - a_1 = n = \Delta h \cdot \operatorname{tg} \alpha$. Wzór powyższy wskazuje, że „n” jest zależne tak od Δh jak i od odległości punktu „a” od punktu głównego płyty.

Przyjmując $\Delta h = 10 \text{ m}$, $h = 2100 \text{ m}$, wymiar płyty $18 \times 18 \text{ cm}$, $f = 21 \text{ cm}$ otrzymamy dla punktu leżącego na skraju płyty $n = 0.43 \text{ m/m}$, co w podziałce 1 : 5000 daje około 2.5 m.

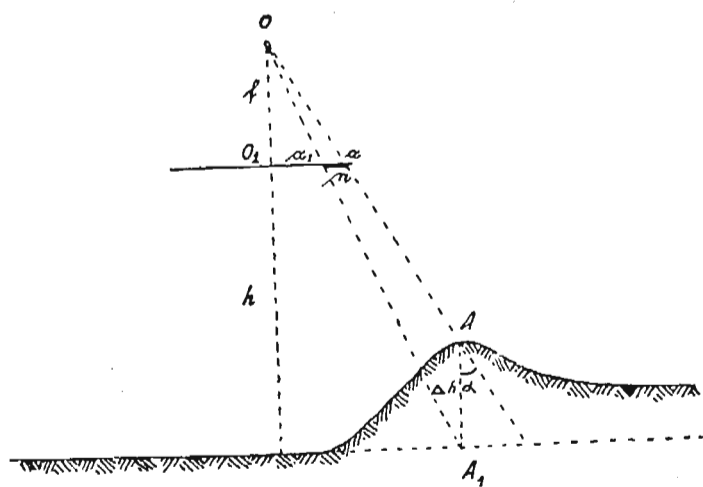
Wpływ różnic wysokości da się jednak usunąć, jeżeli znamy wysokości terenu, bo obliczone poprawki możemy wprowadzić przy nanoszeniu podkładu geodezyjnego.

Zapoznawszy się ogólnie z metodą, przejdźmy do prac terenowych, wykonanych w ubiegłym roku przez Biuro



Rys. 6.

miaru ziemskiego. Wówczas włączamy tę punkty w rozetę I-szą i ostatnią i obliczamy ich współrzędne w przyjętym układzie tymczasowym. Odległości punktów stałych, obliczone z danych rzeczywistych i danych przyjętych, tworzą stosunek, który pozwala na obliczenie poprawki, o którą należy zwiększyć wszystkie współrzędne punktów rozetowych, aby otrzymać współrzędne właściwe. Jeżeli $L =$ odległości obliczonej ze współrzędnych prawdziwych, $L_1 =$ odległości obliczonej ze współrzędnych tymczasowego obliczenia rozet, a $m =$ podziałka, to $\frac{1}{m} = \frac{L_1}{L}$.



Rys. 7.

Współrzędne uzyskane tym sposobem, naniesione na pokład geodezyjny, będą mogły służyć do przetworzenia kliszy we właściwy plan sytuacyjny tylko wówczas jednak, jeżeli wybrane przez nas punkty terenowe nie leżały na

Melioracji Polesia i do wykonywanych obecnie prac biurowych. W ciągu kilku niespodziewanie pogodnych dni października ubiegłego roku zdjęto fotograficznie rzeki Horyń, Styr, Stochód, Prypec od Pińska do granicy, oraz rzeki węzła pińskiego na łącznej długości około 1000 km bieżących, pokrywając zdjęciem pas szerokości około 1800 m. Fotografowano kamerą szeregową Zeiss'a o ogniskowej 21 cm, siłę światła obiektywu 4.5, z trzymotorowego samolotu typu Fokker, dostarczonego wraz z załogą przez linie lotnicze Lot. Zdjęcia wykonano na specjalnych filmach lotniczych, dostarczonych przez fabrykę Perutza w Monachjum, z wysokości około 2100 m. Kasety ładowano 55 metrami filmu, co przy 60% pokryciu, umożliwiło wykonanie na jednej taśmie przeszło 200 km b. terenu. Wywołanie, utrwalenie i wysuszenie filmów przeprowadzono w aparatach wyrobu firmy Corex w Berlinie, pozwalających na jednorazowe operacje z 26—27 metrami filmu.

Podstawy geodezyjne dla tych zdjęć są dwójakiego rodzaju. Dla rzek: Styru, Stochodu i węzła pińskiego założono wieńcową sieć trjangułacyjną o bokach od 8—15 km. W pobliżu punktów trjangułacyjnych usytuowano po 2 punkty terenowe, związane z danym punktem trjangułacyjnym a zamarkowane na terenie białymi krzyżami z drzewa o ramionach 4-metrowej długości. Dla Horynia i górnej części Styru założono punkty podstawowe w większej ilości przez utworzenie łańcuszków trójkątów o bokach od 800 do 1200 m, jednakże tylko na części Horynia markowano te punkty krzyżami w sposób ciągły. Przeważnie markowano tylko grupy punktów co 4—5 kilometrów. W ten sposób postąpiono i z Prypecią, markując jednak punkty co 10 do 12 kilometrów. Różnorodność markowania punktów podstawowych była celową i miała na celu przeprowadzenie na wielką skalę doświadczeń co do możliwości stosowania metodynadirowej trjangułacji przy maksymalnych odległo-

ściach punktów podstawowych, co dla dalszych prac w Polsce tą metodą będzie miało niepoślednią wartość.

Ze względu na interesy Biura meljoracji prace biurowe rozpoczęte w styczniu po dostarczeniu radjalnego trjanguлятора i przeszkoleniu personelu zogniskowały się na rzece Horyń. Dotychczasowe rezultaty są zupełnie dobre. Na 100 pierwszych obserwacji kątowych otrzymano średni błąd pomiaru jednego kąta ± 0.97 ; po obliczeniu współrzędnych (dla kontroli wybrano do doświadczeń odcinek, na którym każdy punkt łańcuszka trójkątów był markowany w terenie znakiem, ale traktowano te punkty jako wybrane na kliszy), otrzymano na odległości 6 km między stałymi znakami różnice we współrzędnych, danych i otrzymanych z pomiaru terenowego, od 0.5 m do 3.8 m. Różnice te w podziałce 1:5000 wyrażają się w 0.1 — 0.7 m/m. Na te różnice wpływają jednak bezwątpienia i różnice wysokości terenu w górnym biegu Horynia, które przy pomiarze terenowym były wyeliminowane.



Ryc. 8.

Przetwarzanie zdjęć dokonywane jest na przetworniku Zeiss'a t. zw. S. E. G., który z końcem stycznia fabryka nadesłała do Brześcia. Odbitki i powiększenia wykonuje się prawie całkowicie na papierze krajowym, fabryki Alfa w Bydgoszczy, który przy odpowiedniej obróbce zupełnie nie ustępuje papierom zagranicznym, a jest znacznie tańszym.

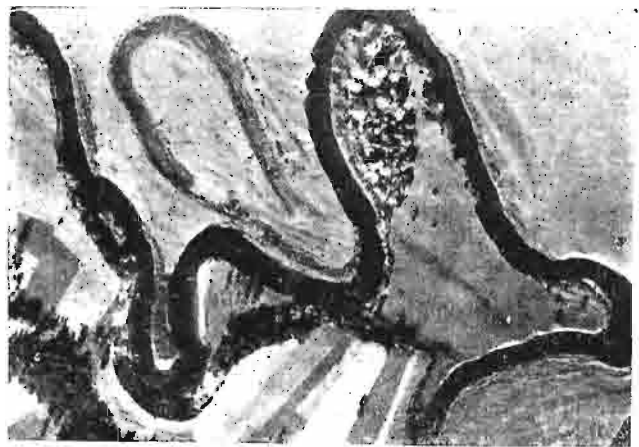


Ryc. 9.

Dla braku miejsca niemożliwą jest rzeczą przeprowadzić szczegółową analizę różnicy, jaka istnieje między normalnym planem sytuacyjnym a fotoplanem, wymienię więc tylko cechy charakterystyczne tej różnicy, występujące już na pierwszy rzut oka. Normalny plan sytuacyjny przedstawia granice własności kultur, budynki z oznaczeniem ich użytkowości, wody, drogi, koleje, znaki pomiarowe, słupy graniczne i t. d., oznaczone co do ich znaczenia przyjętymi znakami konwencjonalnymi. Fotoplan różni się od planu normalnego tem, że zawiera wszystkie szczegóły i wszystkie przedmioty, znajdujące się na terenie w chwili zdjęcia według ich z góry widzianego kształtu. Budynki mieszkalne i gospodarcze, o ile cechą ich różnicy nie jest poziomy rzut konstrukcji dachowej, przedstawiają się identycznie, drogi możemy klasyfikować jedynie na zasadzie ich naturalnej szerokości i istnienia rowów przydrożnych, granice własności możemy wyznaczyć dopiero wówczas, jeżeli są zarazem granicami kultur. Jeżeli sfotografowaliśmy las o gęstych istykających się ze sobą koronach drzew, to ścieżka

czy też droga leśna, ukryta pod tymi koronami, nie uwidoczni się na planie. Również nie uwidocznią się na planie punkty pomiarowe, repery, kamienie graniczne i wszystkie inne przedmioty małe. Oczywiście, gdyby chodziło o obrazy takich punktów, możemy je odpowiednio zaznaczyć na terenie, w naturalnej jednak postaci nie będziemy w stanie takich przedmiotów na obrazie wyszukać.

Natomiast, pomijając zupełnie kwestję tanioci i szybkości zdjęć, fotoplan przewyższa plan normalny takimi zaletami, które są dla każdej pracy inżynierskiej wprost nieocenione. Przede wszystkim uderza naturalność i żywość, z jaką oczom naszym przedstawia się teren na fotoplanie. Światła i cienie, na których najdrobniejszą różnicę reaguje płyta fotograficzna, naadają każdemu przedmiotowi plastykę, która sprawia, że już po małej wprawie w czytaniu fotoplanu widzimy teren z całym bogactwem szczegółów naturalnych i przynajmniej z grubsza ocenianą i widzianą rzeźbą terenu. Wiadomą jest rzeczą, że stosunek ilości wody w głębszej wpływa na rośliny nie tylko pod względem ich bujniejszego czy słabszego rozwoju, ale również pod względem odcieni w kolorycie. Oko ludzkie rzadko tylko jest w stanie rozróżnić te drobne różnice, natomiast płyta fotograficzna chwytą najdrobniejsze zmiany koloru roślin taksamo, jak reaguje na najdrobniejsze różnice w wilgotności gruntu. Na terenach poleskich klisze fotograficzne uwidoczniły całą historję rzek o dsetek lat, wszystkie dawne, nieistniejące już na gruncie koryta, pozwalając niemal na odtworzenie biegu życia rzeki od bardzo dawnych czasów aż do stanu obecnego. Stan wilgotności terenów przyrzecznych, zanotowany jest z dokładnością właściwą fotografii, nie dającą się zastąpić żadną inną metodą a nadto stan ten dotyczy nie tylko wilgotności terenowej, ale i podterenowej. Rzeka sama przedstawia się na fotoplanach, łącznie z kryjącymi się niekiedy do 1 metra pod wodą mieliznami i stopniowaniem

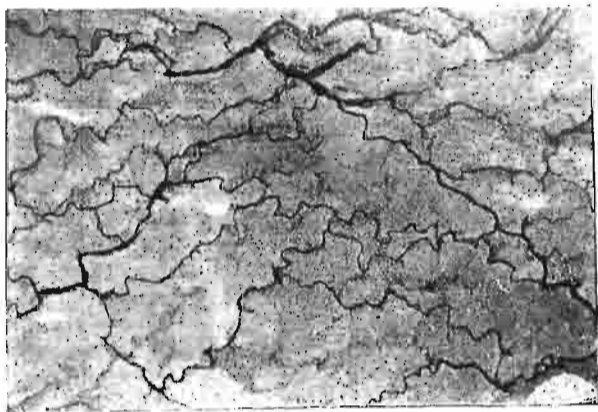


Ryc. 10.

koloru wody, zależnie od głębokości dna. Szybkość z jaką się wykonuje zdjęcie całej rzeki (na długości 200 i więcej kilometrów w ciągu kilku godzin) umożliwia otrzymanie planu rzeki przy tym samym stanie wody, rzecz, która dla studentów nad charakterem rzeki ma olbrzymią wartość. Na takim planie występują jasno cechy istotne spływu, wyrobienie się profilów, możliwość zastosowania naturalnych a zupełnie pewnie z fotoplanu odczytanych warunków wyrobienia się profilów dla projektu regulacji, układania się spadów wody. Możliwość wykonania drugiego zdjęcia rzeki przy wodzie wielkiej w sposób tani i szybki daje dalej jasny i niewątpliwy wgląd w przyczyny zabagniania się terenów przyrzecznych, rozmiary dokładne zalewów i ujawnia przeszkody, na które napotyka przy odprowadzaniu wód wiosennych. Jeżeli się jeszcze weźmie pod uwagę, że inżynier, projektujący nową trasę regulacyjną, ma do czynienia z planem sytuacyjnym o szerokości sytuacji prawie dwóch kilometrów, na których znajduje wszystkie szczegóły umożliwiające mu najtańsze i najbardziej do warunków dostosowane

projektowanie, to staje się fotoplan istotnie niezmiernie cennym dokumentem podstawowym dla jego pracy.

Uzupełnienie fotoplanu datami wysokościowymi jest w stosunku do normalnego postępowania ogromnie proste i tanie. Inżynier, prowadzący ciąg niwelacyjny, nie potrzebuje tego ciągu nawiązywać sytuacyjnie, gdyż na fotoplane każdy zidentyfikowany szczegół terenowy jest już nawiązaniem, całkowicie wystarczającym do wkreślenia ciągu niwelacyjnego w sytuację. Dwa odpowiednio nakrywające się zdjęcia włożone w stereoskop dają jeszcze możliwość wglądu w teren, przedstawiający się stereoskopie jako bryła, co znowu dla prac biurowych jest wielkiej wagi, bo nawet niezający terenu inżynier może kreślić projekty z całą pewnością, że będą odpowiadały celowi. Inżynier meljoracyjny, znajdzie w fotoplane warunki umożliwiające mu już z góry bez niwelacji nawet, zaprojektowanie najwłaściwszej sieci drenów, ponieważ, różny stopień wilgotności gruntu, naturalne spadki wód głębszych i kierunki tych spadków są zarejestrowane przez płytę z niewątpliwą dokładnością. Dla gospodarstwa leśnego zdjęcia lotnicze są jedyną metodą umożliwiającą najdoskonalsze i najbardziej wnikliwie prowadzenie studjów nad rozwojem drzewostanów.



Ryc. 11.

Systematyczne, co pewien czas wykonywane, zdjęcia wykazują najdokładniej różnice we wzroście drzew, uwidaczniają tereny zagrożone, kierunek rozwijania się szkodliwych dla lasu chorób, wreszcie są najlepszym materiałem dla sporządzenia planu gospodarki leśnej. Przeprowadzone już prace w Niemczech wykazały, że na podstawie fotoplanu obliczać można najzupełniej dokładnie masę drzewną

lasu, przyczem koszt takiego szacunku są znacznie niższe aniżeli wykonanie tej samej pracy drogą zwykłą.



Ryc. 12.

Każda nowa metoda pracy musi przejść przez ogniowe próby, musi zwalczyć dawne przyzwyczajenia, przekonać niedowiarków, wreszcie zdać zwycięzko szereg egzaminów zanim zostanie w całej pełni uznana. Aerofotogrammetria nie jest wyjątkiem z reguły, ale wierzyć trzeba, że ten egzamin zda w krótkim czasie i z dobrym postępem. W miarę rozwoju prac fotolotniczych, będzie Biuro Meljoracji Polesia publikować informacje, które zainteresowanym kołom technicznym pomogą do wyrobienia sobie zdania o tej nowej metodzie zdjęć sytuacyjnych. Nie ulega jednak już dzisiaj wątpliwości, że zapowiadane przez Ministerstwo Robót Publicznych rozpoczęcie prac nad regulacją Wisły, zacznie się od wykonania fotoplanów Wisły, co będzie drugim z rzędu na wielką skalę eksperymentem aerofotogrammetrycznym, który wywiedzie nasze Państwo ze stanu dotychczasowego spoczynku w tej dziedzinie prac na wielką drogę studjów fotogrammetrycznych, po której kroczą już od szeregu lat inne narody.

Ryc. 8 i 9 przedstawiają odcinki zdjęć rzeki Horyń, ryc. 10 wycinek z fotoplanu, uzyskanego przez powiększenie na przetworniku Zeiss'a. Ryc. 11 przedstawia wycinek ze zdjęcia Stochodu, na którym widać gmatwaninę koryt, ryc. 12 wreszcie odcinek Prypeci z układem zarośli nadrzecznych, wytworzonych przez wylew rzeki.

Wiadomości z literatury technicznej.

Drogi.

— **Fundamentem dla nawierzchni dammannowskiej**¹⁾ zajmuje się Inż. H. Lesser w Nr. 6 *Die Strasse*. Utało się mniemanie, iż nawierzchnia ta wymaga szczególnej troskliwości w odniesieniu do fundamentu. Tymczasem autor zupełnie słusznie zaznacza, iż dla każdej nawierzchni bitumicznej dobry fundament jest rzeczą podstawową, że więc pod tym względem nawierzchnia Dammanna nie stawia jakichkolwiek odmiennych wymogów poza, niejako normalnymi.

Przy drogach tłuczniowych i żwirowanych, najlepszym sposobem wytworzenia fundamentu będzie zerwanie starej nawierzchni i ponowne jej ułożenie, przy założeniu jednak, że stara nawierzchnia posiada pokład dolny. Nieobojętną jest tutaj odpowiednia grubość, co musi być za pomocą sondowania stwierdzone. Fundament ten musi być ciężkim wałem dostatecznie dobrze stężony. Dobre rezultaty otrzymuje się nadto wtedy, gdy wykonany fundament może być na okres paru tygodni po jego wykonaniu oddany do ruchu, celem dalszego

stężenia. Jednakże autor zaznacza równocześnie, że moment ten przy nawierzchni dammannowskiej jest w odróżnieniu do innych typów nawierzchni asfaltowych na gorąco, o tyle mniejszej wagi, że masa dammannowska jest podatną i komprymującą się sama pod wpływem ruchu, dozwala również bez żadnej szkody dla siebie na dalsze stężenie się fundamentu już po jego pokryciu.

Przy jezdniach brukowanych, które mają być pokryte nawierzchnią bitumiczną, należy zbadać czy podłoże jest dostatecznie wytrzymałe. Wszelkie bowiem późniejsze ruchy w bruku, wywołane niewytrzymałością podłoża, mogą się przykro odbić na całości nawierzchni.

Mając na uwadze możliwość pewnych ruchów w fundamencie stosuje się obecnie z reguły wykonanie pomiędzy fundamentem a istotną nawierzchnią warstwy pośredniej, składającej się z czystego mialu kamiennego przemieszanego z masą dammannowską.

Również zalecenia godnym jest pewne zgrubienie krańcowe nawierzchni, podobnie jak przy jezdniach betonowych, przyczem pamiętać należy o bocznym obramieniu, najlepiej brukowem.

W końcu zajmuje się autor sprawą powłoki gotowej nawierzchni bitumami, celem uczynienia jej w okresie kompry-

¹⁾ W Polsce wprowadzonej pod nazwą komdrobitu.

mowania nieprzepuszczalną, przyczem zaleca wybór do tego celu tego rodzaju środków, któreby nie wpływały ujemnie na szorstkość nawierzchni dammannowskiej, będącej ceną cechą tego typu jezdni.

— **Budowy dróg dla pieszych i cyklistów w Nadrenji** opisuje W. Fest w Nr. 6 *Die Strasse*. Olbrzymi rozwój ruchu samochodowego w prowincji nadreńskiej uniemożliwił stosunki na drodze dla ruchu pieszego i cyklistów. Trzeba przytem pamiętać, iż $\frac{1}{6}$ ludności Niemiec używa roweru dla celów użytkowych, wskutek czego ten typ ruchu musi znaleźć stosowne uwzględnienie. Wobec tego zdecydowała się prowincja nadreńska na budowę 750 km dróg dla pieszych i cyklistów kosztem 11 milionów M., przyczem wydatek ten rozłożono na szereg lat.

Projekt obejmuje gęstszą sieć na północ od Kolonii ku granicy holenderskiej, rzadszą w południowej partji górzystej. Jest rzeczą charakterystyczną, iż pomimo przegranej wojny i wynikających stąd znacznych ciężarów materialnych, znajdują się w Niemczech poważne środki, na cele, które u nas byłyby wprost nie do pomyslenia nawet na tych odcinkach dróg, które wykazują bardzo żywy ruch samochodowy. E. B.

Lotnictwo.

— **Lotnictwo europejskie w 1930 r.** W grudniu r. ub. odbyła się w Berlinie na zaproszenie „International Air Traffic Association“ komisja lotnicza europejska, mająca w dziedzinie lotnictwa międzynarodowego takie same znaczenie jak europejskie konferencje rozkładów jazdy na kolejach. Przy stole obrad zebrało się 22 państw. Przedmiotem obrad konferencji poza sprawą rozkładów lotów na poszczególnych szlakach były sprawy ogólne, dotyczące przewozu osób, pocztą i towarów.

Dotychczasowe rozkłady lotów dzieliły się na 2 sezony, letni i zimowy po 6 miesięcy, obecnie przyjęto ich rozdział na letni od 1 maja do 31 sierpnia, zimowy od 1 listopada do 28 lutego, resztę czasu zajmują okresy przejściowe: jesieni i wiosenny.

Rok 1930 zaznaczy się dużym zwiększeniem linii lotniczych z wyjątkiem niemieckich, które dzięki środkowemu położeniu Niemiec, uległy redukcji. Na ważniejszych liniach wznowiono zaniechane jazdy niedzielne. Na poszczególnych liniach zwiększono znacznie prędkość przelotów.

Zabiegi konkurencyjne doprowadziły do utworzenia linii Czechosłowackiej Praga-Lipsk-Rotterdam-Londyn, współzawodniczącej z Niemcami.

Z nowych linii zanotować należy dzienne połączenie Oslo z Berlinem, Wiedniem i Budapesztem, oraz linię Berlin, Wiedeń, Belgrad, która będzie przedłużona przez Uskub do Salonik. Pozatem zasługuje na uwagę kombinowane połączenie lotniczo-kolejowe Barcelony z Paryżem, Londynem i Amsterdamem. (*Inżynier Kolejowy* 1. III. 1930).

Umowa lotnicza, zawarta ostatnio między Polską a Rumunją stwarza stałą komunikację lotniczą, łączącą oba te państwa i umożliwiającą równocześnie połączenie lotnicze Morza Bałtyckiego z Morzem Czarnym. Umowa wejdzie w życie po jej ratyfikowaniu prawdopodobnie w połowie b. r.

Nowa linja będzie prowadziła przez Lwów, Czerniowce, Gałac do Bukaresztu z lądowaniem w powyższych miejscowościach. Inż. A. W. Krüger.

Drogi żelazne.

— **Nowa linja transpirenejska** została oddaną do użytku publicznego 16 lipca 1929. Łączy ona Tuluzę z Barceloną przez wschodnią część Pirenejów. Nowa linja skraca drogę między Paryżem a Barceloną o 107 km.

Na razie pasażerowie muszą się przesiadać w Puyecerdą, ale rząd hiszpański postanowił urządzić dla tej linii aż do Barcelony tor normalny. Taki tor francuski będzie się znajdował wewnątrz szerokiego. (*Bulletin du Congrès des chemin de fer* 18/1929).

— **O regeneracji złącz szynowych** pisze inż. B. Hummel w *Przeglądzie Technicznym* (zeszyt 2 z dn. 15 stycznia 1930).

Regeneracja czyli odnawianie złącz szynowych (łupków, podkładek i t. d.), praktykowana od kilkunastu lat we Francji i Niemczech, dopiero od niedawnego czasu stała się przedmiotem zainteresowania ze strony kolei polskich.

Odnawianie to polega na przywracaniu zużytem t. j. wytartym, i wygniecionym w pewnych miejscach żelazom łącznikowym, takich wymiarów i kształtu, aby je uczynić zdatnymi do dalszego użytku. W tym celu rozżarza się je do białości, poczem prasuje pod dużym ciśnieniem w matrycach, posiadających zasadnicze wymiary takie, jakie powinno mieć to żelazo.

Ponieważ jednak trzeba zkadś zapożyczyć nieco materiału, aby skompenzować braki na powierzchniach, które uległy zużyciu, przeto albo w matrycach, albo w stemplach pras są pewne występy, które wygniatają wgłębienia w takich miejscach żelazów, gdzie uszczuplenie materiału jest nieszkodliwe z punktu widzenia wytrzymałości i przesuwają go w te miejsca, gdzie go brak.

W Polsce Ministerstwo komunikacji wysłało komisję, złożoną z kilku inżynierów, do Niemiec i Francji w celu zbadania tych urządzeń tak w zakładach prywatnych, jak i rządowych, a Warszawską Fabryka Budowy parowozów, nabywszy od „Norddeutsche Eisenbahnwerkstätte“ licencję patentową, zaproponowała M. K. zawarcie sześcioletniego kontraktu, w myśl którego podejmuje się u siebie i swoim kosztem urządzenia oddziału regeneracyjnego przy zagwarantowaniu pracy i określonych cen.

Instalacja taka jest stosunkowo kosztowną, a opłacać się może tylko tam, gdzie nieistnieje zbyt różnorodna ilość typów nawierzchni. W Niemczech np. zakłady takie pracują nie dla wszystkich 30 dyrekcji, a tylko dla 18-tu północno-środkowych, z wyłączeniem południowych, gdzie typy nawierzchni są mniej znormalizowane. Inż. A. W. Krüger.

Mosty.

— **Most dla tramwaju elektrycznego na S. Bernardino pod Intra** opisuje prof. Santarelllo w *Ann. dei Lav. Publ.* (1929II str. 1144). Jestto most łukowy żelbetowy z pomostem dołem i ścięgnem poziomem o rozpiętości w świetle 74 m i strzałce 15.6 m. Przekrój łuku jest ijowy, 2.70 m wysoki. Słupy wiszące są żelbetowe.

— **Normy dla nitów mostowych** ogłoszono w Polsce. Średnica otworu nitowego $d_0 = d_n + 1 \text{ mm}$.

Dla $d_0 =$	10	13	16	19
długość trzpienia 12 do 60,		14 do 75,	18 do 90,	22 do 115,
	22	25	28	
	26 do 135,	32 do 145,	36 do 153,	
	31	34	37	
	42 do 170,	48 do 180,	55 do 180.	

— **O stosowaniu w konstrukcjach korzystnych naprężeń i odkształceń** pisze Dr. Szelażowski w *Przegl. Techn.* (1929 str. 847). Autor omawia sposób Freyssineta regulowania naprężeń w łukach żelbetowych zapomocą lewarów hydraulicznych w kluczu. Dalej opisuje autor wstawienie trzeciego dźwigara dla wzmocnienia mostu na Wiśle w Toruniu. Przed włączeniem go do konstrukcji należało wywołać ugięcie, odpowiadające obciążeniu, które powinien przenosić w przyszłości. Uczyniono to też zapomocą lewarów hydraulicznych. Zasadę tę zastosowano też do zmniejszenia naprężeń drugorzędnych w belkach Warren'a.

— **Most na Rio Dulce w Argentynie** opisuje Bohny w *Bautechnik* (1929 str. 501). Belki główne żelazne kratowe mają $l = 71 \text{ m}$. Są to belki wieloboczne zbieżne. W pierwszych dwu przedziałach przekątnie są ciągnione, w czterech środkowych urządzono przeciwprzekątnie. Ponieważ są one tęgie, układ jest czterokrotnie statycznie niewyznaczalny. Obliczono belkę jako statycznie niewyznaczalną i pokazało się, że różnice między obliczeniem dokładnem a przybliżonem są znikome. Most niesie kolej i drogę, odstęp belek głównych wynosi 11 m. Pomost drogowy niosą pukłówki, zwrócone stroną wypukłą

ku górze. Pukłówki te są 4.5 m długie a 1.2 m szerokie, nie wymagają one podparcia pośredniego.

— **Wzmocnienie żeliwnego mostu żelbetem** opisuje *Bautechnik* (1929 str. 540). Chodzi tu o most łukowy o rozp. 45.75 m Holt-Fleet na Severnie pod Worcester. Pasy górne i pasy dolne połączono płytami żelbetowymi, niektóre części belek otoczono żelbetem.

— **Wkładka żelbetowa łukowa w Halli**, łącząca ją z wyspą Forstwerder (*Deut. Bauz.* 1928_I str. 720) ma 47 m rozpiętości, 6.70 m strzałkę. Grubość w kluczu wynosi 30 cm, w węzłowie 45 cm, szerokość w kluczu 2.15, w węzłowie 2.80. Schody znajdują się bezpośrednio na sklepieniu, łuk jest bezprzegubowy.

— **Most żelbetowy na Sekwanie w Charcutois pod Paryżem**, opisuje prof. Birkenstock w *Deut. Bauz. Konstruktion* (1928 str. 79). Belki główne są kratowe wspornikowe wystające. Średnie przeszło ma $l = 135$ m, skrajne wystające 49.19 i 34.45 m, końce belki wystającej są obciążone ciężkimi portalami, które ważą 250 t względnie 500 t. Portale są 22.71 m wysokie. Most ten służy przedewszystkiem dla przeprowadzenia rozmaitych kabli wysokiego napięcia i także dla pieszych. Pasy mają kształt T, krzyżulce zaś są prostokątne. Jestto dotychczas największy most żelbetowy o belkach kratowych.

— **Most drogowy na Warcie** między Kostrzynem a Landsberg zaczęto budować wedle planów Bernharda (*Bautechnik* 1928 str. 532). Główne przeszło ma 90 m rozpiętości, dwa boczne po 25 m, most powodziowy jest 500 m długi, cały most około 700 m długi. więc jeden z najdłuższych w Niemczech.

— **Nowy typ mostów żelaznych, mosty trzypasowe** opisuje Dr. Tils w *Bautechnik* (1928 str. 578). Aby zmniejszyć koszt mostów żelaznych staramy się z jednej strony używać wyborowego materiału przy powiększeniu naprężeń dopuszczalnych i ciężaru własnego, z drugiej strony szukamy nowych kształtów belek głównych. Belki Schwedlera, Paulego, Luksego uważamy obecnie za przestarzałe, nawet łuk kratowy ze ścięciem ustępuje już z pola z powodu za wielkiego ciężaru. Mosty wiszące nazywają obecnie zbytkiem dla bogatych miast, dla kolei wogóle ich się prawie nie używa. Najczęściej używana jest belka kratowa równoległa lub ciągła przegubowa wieloboczna. Użycie stali wyborowej, zwiększenie naprężeń a zmniejszenie przekrojów wywołuje jednak wielkie ugięcie, aby je utrzymać w mierze powiększamy wysokość belek. Ale z powiększeniem wysokości wzrasta ciężar portali i tężników poprzecznych. Najkorzystniejszą wysokość otrzymujemy dla żelaza zlewnego (St. 37) $\frac{l}{8}$, dla stali wyborowej (St. 48) $\frac{l}{7}$, dla stali krzemowej (Si St.) $\frac{l}{6}$. Szerokość mostu stosujemy do przekroju wolnego przejazdu i otrzymujemy dla średnich rozpiętości dostateczną stałość poprzeczną, dla wielkich jednak rozpiętości stałość poprzeczna jest mała np. w moście w Kolonji $b = 9$ m, $l = 167.7$ m, $b:l = 1:18.6$, przy moście w Hochfeld $b = 9.2$, $l = 189$ m, $b:l = \frac{1}{20.3}$. Aby temu zaradzić, proponuje autor

nowy system mostów, któreby były w przekroju nie prostokątne lecz trójkątne. Na dole byłyby 2 pasy, górny tylko jeden. W ramach tego trójkąta mieści się przekrój wolnego przejazdu. Przy jeździe górą mamy 2 pasy górą, jeden dołem. Ustrój ten dałby się zastosować tylko dla wielkich rozpiętości, bo wymaga wielkich wysokości i tak dla mostów jednotorowych $b_1 = 8.2$, $h_1 = 10.0$ m, dla dwutorowych $b_2 = 12.1$, $h_2 = 14.5$ m. Autor podaje obliczenia ram trójkątnych i szczegóły konstrukcji.

— **Koszt utrzymania mostów żelaznych, kamiennych i filarów** omawia Schaper w *Bautechnik* (1928 str. 645). Dość ogólnie panuje przekonanie, że koszt utrzymania i trwałość mostów kamiennych są mniejsze, niż żelaznych. Schaper miał sposobność oglądać wiele mostów niemieckich z lat 1860 i późniejszych. Wiele najstarszych mostów kratowych z lat 1860 do 1870 znajduje się w zupełnie dobrym stanie i mogłyby jeszcze służyć wiele lat, gdyby nie wielki wzrost obciążeń. Wiele jednak mostów z lat 1870 do 1885 posiada znaczne błędy konstrukcyjne tak w belkach głównych jak i pokładzie.

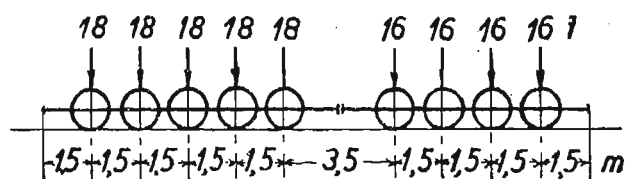
Na podstawie tych złych doświadczeń buduje się obecnie mosty żelazne bez tych błędów, spodziewać się więc należy, że będą długo stały, o ile obciążenie bardzo nie wzrośnie.

Stan jednak przyczółków i filarów kamiennych tych mostów żelaznych był z reguły opłakany. Zaprawa przeważnie wymyta, wskutek wstrząśnień mur rozluźniony, pod ciosami podporowemi skruszony, przyczółki często wybrzuszone. Aby zapobiec niszczeniu muru przez wstrząśnienia, zarządziły koleje niemieckie, że górne części filarów i przyczółków mają tworzyć jednolite ławy betonowe, wzmocnione pod łożyskami żelazem.

Stan dawnych mostów kamiennych jest także nie najlepszy. Pokrycia sklepień nieraz nie ma wcale albo częściowo, zamrożone przemoczone sklepienie częściowo się kruszy, zaprawa często wymyta. Nadsypka rozmokła często wywołuje wykruszenia niebezpieczne sklepienia. Koleje niemieckie mają ze starymi mostami kamiennymi niemniej kłopotu, niż z żelaznymi. Przy naprawach obecnie sklepienie pokrywa się całkowicie warstwą betonu, na co przychodzi powłoka. Nadsypki całkowitej unikamy, wymurując pachwiny. Prawda jednak pozostaje, że mosty kamienne łatwiej znoszą zwiększenie obciążenia.

— **Rosyjskie przepisy dla mostów drewnianych kolejowych** podaje *Bautechnik* (1929 str. 16). Jako obciążenie przyjąć należy najcięższe parowozy danego szlaku, najmniej jednak wedle rys. 1. Wozy należy przyjąć z jednej strony jako ciężar ciągły 7 t na 1 mb.

rys. 1.



Naprężenia dopuszczalne w kg/cm^2 są następujące:

Rodzaj naprężenia	Drzewo sosnowe		dębowe	
	średniej jakości	najlepszej jakości	średniej jakości	najlepszej jakości
W kierunku włókien:				
Ciągnięcie	110	130	135	160
Ciśnienie	70	85	85	100
Ścinanie	12	14	14	16
Zginanie	80	95	105	125
Ścinanie przy zginaniu	20	25	25	30
Ciśnienie na drewno czołowe	50	60	60	70
Prostopadle do włókien:				
Ścinanie	30	35	55	65
" dla klinów dębowych	—	—	50	60
Ciśnienie na szerokość > połowa prętu	25	30	35	40
Ciśnienie na szerokość < połowa prętu	35	40	45	55

Przy działaniu równoczesnem obciążenia i wiatru można podnieść naprężenia o 15%, dla drzewa mokrego wyżej 20%, należy zniżyć je o 20%. Dla mostów tymczasowych niżej 3 lat można podwyższyć o 20%, dla rusztowań o 40%.

Dla ciśnienia ukośnie do kierunku włókien należy przyjąć kąt między kierunkiem siły i włókien

	0	15	30	45	60	75	90°
sosna średniej jakości	50	42	35	31	28	26	25 kg/cm^2
" najlepszej "	60	48	40	36	33	31	30
dąb średniej "	60	51	45	41	38	36	35
" najlepszej "	71	58	50	46	43	41	40

Na wyoboczenie naprężenie jest 70 q kg/m^2

dla $\frac{l}{i} =$	5	10	20	30	40	50	60	70
$\varphi =$	0.966	0.961	0.862	0.793	0.724	0.655	0.586	0.517

dł. $\frac{l}{i}$	80	90	100	110	120	130	140	150
φ	0.448	0.379	0.310	0.256	0.215	0.184	0.158	0.138.

Dla pali należy przyjąć 50 φ do 60 φ wedle jakości.

Napężenia dopuszczalne podkładów kolejowych są:

	Sosna		Dąb	
	średniej jakości	najlepszej jakości	średniej jakości	najlepszej jakości
Ciągnięcie i ciśnienie	110	130	140	170
Ścinanie	28	34	35	42.

— **O budowie mostów niemieckich** w r. 1928 zdaje sprawę Schaper w *Bautechnik* (1929 str. 4). Mosty blaszane budują obecnie do 34 m rozpiętości ze względu na dobry wygląd (?), łatwiejsze utrzymanie, prostsze wykonanie i mniejszą wrażliwość na przeciążenie. Kraty używano przeważnie równobocznej z drugorzędnym podparciem. Belki są przeważnie prostopasowe równoległe, dopiero przy moście na Wezerze pod Löhne o $l = 71$ m zastosowano belki paraboliczne niezbieżne.

— **Most drogowy na Lechu pod Augsburg-Hochzoll** omawiają Knab i Hubinger w *Bautechnik* (1929 str. 24). Dźwigary są łukowe trójprzegubowe. Rzeka jest w tym miejscu 82 m szeroka wysunięciem przegubów o 36 m z każdej strony zmniejszono rozpiętość do 76.8 m, a że $f = \infty 6.45$ m, więc $f:l = 1:12$. Zbudowano 4 łuki dwa 2.62 m, dwa 3.10 m szerokie, szerokość mostu wynosi 17.44 m. Przekrój łuków jest skrzynkowy, w kluczu 1.4 m, na podporach 1.6 m wysoki. W jednej czwartej rozpiętości wysokość wynosi 2.0 m. Sklepienia pracują tylko na ciśnienie, wobec czego uzbrojenie wynosi tylko $\frac{1}{2}\%$. Największe ciśnienie wynosi 75 kg/cm². Przeguby są żelazne. Parcie poziome wynosi 5890 t, przyczółki są 20.6 m długie, każdy przyczółek ma 6000 m³ betonu.

Dr. M. Thullie.

BIBLIOGRAFJA.

Wykaz dzieł nabytych przez Bibliotekę Politechniki w II kwartale r. 1929.

I. Dział nauk ścisłych i przyrodniczych.

Thomson J. J. and Thomson G. P. Conduction of Electricity through Gases. 3. Ed. I. Vol. Cambridge 1928. St. 491. — Klein L. Unsere Wiesenpflanzen. 2. Aufl. Heidelberg 1924. St. 201. Td. 96. — Grossl R. u. Baudisch H. Mechanik der flüssigen Körper. 2. Aufl. Wien 1922. St. 280. — Fulliński B. Turbellaria-wirki. Warszawa 1926. St. 26. — Fulliński B. Ein Beitrag zur Keimblätterbildung der Araneinen. Cracovie 1912. St. 21. — Fulliński B. Die Entwicklungsgeschichte von Dendrocoelum lacteum. Oerst. Cracovie 1914. St. 2. Td. 2. — Fulliński B. Über das Restitutionsvermögen der Rhabdocoelen. Berlin 1922. St. 11. — Fulliński B. Teorja blastei. Lwów 1927. St. 15. — Fulliński B. Uwagi nad rodzajem wirka Typhloplanella Sekera. Lwów 1928. St. 25. — Fulliński B. Zagadnienia dojrzwania płciowego osobników męskich u kręgowców i człowieka. Lwów. 1929. St. 16. — Fulliński B. Rozmieszczenie geograficzne wyplawków krynicznych w paśmie Czarnogórskim na obszarze źródlisk Prutu. Lwów 1929. St. 81. — Rübel E. Geobotanische Untersuchungsmethoden. Berlin 1922. St. 290. Td. 1. — Timoshenko T. u. Lesseffe I. M. Festigkeitslehre. Berlin 1928. St. 484. — Nádai A. Der bildsame Zustand der Werkstoffe. Berlin 1927. St. 171. — Stabillini G. Sull'impiego degli albachi grafici alla risoluzione del compenso tra lo sterro ed il riporto. Bologna 1906. St. 29. Td. 3. — Stabillini G. Sui sistemi di proiezione assonometrica parallela. Bologna. St. 27. — Roewer C. Die Weberknechte der Erde. Jena 1928. St. 1116. — Hanström B. Vergleichende Anatomie des Nervensystems der wirbellosen Tiere unter Berücksichtigung seiner Funktion. Berlin 1928. St. 628. — Mekel J. Theorie van het tektonisch-gravimetrisch onderzoek. Delft 1928. St. 87. — Jong W. Over de kristalstructuren van arsenopyriet, borniet en tetraedriet. Delft. 1928. St. 43. — Welgel K. Badanie formuł empirycznych przy pomocy szeregów Taylora. Lwów 1928. St. 16. — Kłembowski Z. Rzut oka na zasadę budowy wzorów wytrzymałości. Wilno 1929. St. 47. Td. 1. — Betżycki S. Paleogeograficzny rozwój kielecko-sandomierskiego regionu. Radom 1929. St. 7. — Czapski S. u. Eppenstein O. Grundzüge der Theorie der optischen Instrumente nach Abbe. 3. Aufl. Leipzig 1924. St. 747. — Nunberg M. Morfologia narzędzi pyszczkowych larw i chrząszczy korników. Lwów 1929. St. 85. — Gruner P. Leitfaden der geometrischen Optik und ihrer Anwendungen auf die optischen Instrumente. Bern 1921. St. 148. —

Müller-Pouillet. Lehrbuch der Physik. I. Bd. 11 Aufl. Braunschweig. Frodl F. Die Höhlen des mährischen Karstes als Lagerstätten von Düngephosphaten. Brünn 1923. St. 37. — Białkowski A. Pokłady rudy żelaznej w ziemi Radomskiej i północnej części ziemi Kieleckiej. Dąbrowa Górnicza 1928. St. 21. (C. d. n.).

Kongresy i Zjazdy.

XII Zjazd Gazowników i Wodociągowców Polskich.

W dniach od 8—11. maja b. r. odbył się w Drohobyczu XII Zjazd Gazowników i Wodociągowców Polskich. Zjazd zgromadził przeszło 200 uczestników ze wszystkich dzielnic Polski, nie tylko ze sfer zawodowych, lecz także przedstawicieli nauki.

Na zjazd przybyli również: delegat czechosłowackiego Zrzeszenia Gazowników i Wodociągowców, przedstawiciele Ministerstwa, Wojskowości, Instytucyj państwowych i komunalnych.

Pod przewodnictwem prezesa Zrzeszenia Gazowników i Wodociągowców, inż. Czesława Świerczewskiego, który obchodził równocześnie jubileusz 40-letniej pracy w gazownictwie, obrady toczyły się głównie pod hasłem przesyłania gazu i wody na dalekie odległości.

Z tego zakresu i innych wygłoszono szereg referatów treści naukowej i gospodarczej, oraz po raz pierwszy omawiano problem rozprawiania gazów koksowych z Górnego Śląska w kierunku Częstochowy, Krakowa i Tarnowa, Bielska i Cieszyna, oraz Lublińca, wedle projektu inż. Konopki i Dr. inż. Szulcego.

Z zakresu stosowania koksu wygłosił ciekawy referat dyr. Klimczak z Bydgoszczy, o bilansie cieplnym mówił dyr. Seifert z Krakowa, o gazie ziemnym prof. Witkiewicz, prof. Jamróz, inż. Klewski, inż. Tomasiak, dyr. Żardecki, dyr. Piwoński i kilku innych. Omawiana też była normalizacja gazów palnych (inż. Krzyżkiewicz), gazolinarnie (inż. Pisarski), pochodzenie węgla (dyr. Wandycz), wreszcie gazowanie węgla brunatnego (prof. Deryng).

Równocześnie obradowała sekcja wodociągowo-kanalizacyjna, w której niezwykle ciekawe referaty wygłoszili: dyr. Instytutu Wodociągowo-Kanalizacyjnego inż. Piekarski, inż. Skoraszewski, inż. Rudolf, omawiając zagadnienia z zakresu budowy wodociągów i techniki sanitarnej.

Referaty o przewodach gazowych i wodociągowych wygłoszili dyr. Buzek z odlewni w Węgierskiej Górze, Dr. Szulce (o rurach żeliwnych), inż. Piekarski (o rurach betonowych) itp.

W czasie Zjazdu odbyły się Walne Zgromadzenia Zrzeszenia Gazowników i Wodociągowców Polskich, pod przewodnictwem prezesa Świerczewskiego i Związku Gospodarczego Gazowni i Zakładów Wodociągowych pod przewodnictwem prezesa Dziurzyńskiego z Poznania.

Uczestnicy Zjazdu wzięli również udział w wycieczkach zawodowych do Borysławia, gdzie oglądano szyby naftowe, oraz do Daszawy, skąd w r. 1928 przeprowadzono gaz do Lwowa oddalonego o 70 km.

Zjazd uchwalił szereg rezolucyj, z których najważniejsze idą w kierunku opracowania szczegółowego projektu gazyfikacji Polski, przez rozprawianie gazów ziemnych, gazów z koksu, oraz budowy centrali gazowych.

Tematem dalszych rezolucyj było stwierdzenie konieczności skomercjalizowania zakładów gazowych komunalnych i prowadzenie tych zakładów wedle zasad naukowej organizacji pracy.

Z zakresu wodociągów powzięto rezolucje w sprawie rur blaszanych i betonowych, oraz w kwestji stałego nadzoru samorządów nad oczyszczaniem wód ściekowych.

SPROSTOWANIE.

W artykule „Racjonalna ocena sprawności urządzeń do wytwarzania ciepła”, zamieszczonym w Nrze 12 *Czasop. Techn.* 1930, w nocie *) na stronie 229 ma być:

$$c_{p, H_2O, H_2S} = 0.372 + 0.000005 t + 0.000000067 t^2$$