

J

Nr 114

Politechnika Warszawska

№ 13.

CZERWIEC — 1929.

№ 13.

WARSZAWSKIE TOWARZYSTWO POLITECHNICZNE.



SPRAWOZDANIA I PRACE

COMPTES RENDUS DE LA SOCIÉTÉ POLYTECHNIQUE DE VARSOVIE

WYDANE Z ZAPOMOGI
AKADEMJI NAUK TECHNICZNYCH W WARSZAWIE



TREŚĆ:

Wyznaczenie współrzędnych geograficznych
Obserwatorium Politechniki Warszawskiej —
A. Kwiatkowski i J. Niewiarowski.

O zastosowaniu wysokowytrzymałościowej stali
do mostów — *A. Pszenicki.*

28-37 O konstrukcji inwersorów. — *S. Garlicki.*

Sprawozdanie z posiedzeń W T. P.

SOMMAIRE:

Détermination des coordonnées géographiques
de l'Observatoire de l'Institut d'Astronomie
pratique de l'Ecole Polytechnique de Var-
sovie — *A. Kwiatkowski et J. Niewiarowski.*

L'emploi d'un acier supérieur pour la con-
struction des ponts — *A. Pszenicki.*

Sur la construction des inverseurs — *S. Garlicki.*
Comptes rendus de séances.

NAKLAD WARSZAWSKIEGO TOWARZYSTWA POLITECHNICZNEGO

WARSZAWSKIE TOWARZYSTWO POLITECHNICZNE

SPRAWOZDANIA I PRACE

TREŚĆ: *A. Kwiatkowski i J. Niewiarowski* — Wyznaczenie współrzędnych geograficznych Obserwatorium Politechniki Warszawskiej. *A. Pszenicki* — O zastosowaniu wysokowytrzymałościowej stali do mostów. *S. Garlicki* — O konstrukcji inwersorów. Sprawozdanie z posiedzeń W. T. P.

BIBLIOTEKA
POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ
Warszawa, Pl. Jedności Robotniczej 1

Inż. A. KWIATKOWSKI i inż. J. NIEWIAROWSKI.

WYZNACZENIE SPÓŁRZĘDNYCH GEOGRAFICZNYCH OBSERWATORJUM POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ.

(Praca, referowana na posiedzeniu naukowym W. T. P. dn. 26.I.1929 r.).

Jedno z pierwszych zadań, jakie przypadły nowopowstałemu (w tymczasowej siedzibie) Obserwatorium, było wyznaczenie współrzędnych geograficznych słupa centralnego.

Z obu współrzędnych, szerokości i długości geograficznych, tylko wyznaczenie pierwszej współrzędnej mogło być wykonane astronomicznie, wskutek tego, że obserwatorowie rozporządzali jednym narzędziem i pozostawali obaj na jednym i tym samym punkcie obserwacyjnym, wzajemnie sobie pomagając. Przedmiotem publikacji niniejszej jest zdanie sprawy z wyników obserwacji, dokonanych przez autorów metodą Piewcowa. Obserwacje metodą Zingera miały jedynie na celu wykazanie, w jakim stopniu może ona zastąpić stosowaną zazwyczaj przy wyznaczaniu długości geograficznej metodę wyznaczeń czasu z przejść gwiazd przez południk.

Miejsce obserwacji i narzędzie.

Słup, z którego dokonywano obserwacji przejść gwiazd, mieści się w wieży nad Zakładem Fizycznym Politechniki. Opiera się on na sklepieniu łukowym, łączącym się ze ścianami zewnętrznymi budynku, a ponad nim wznosi się obracalna zapomocą przekładni trybowej kopuła z odsuwaniem na czas obserwacji ku górze skrzydłem. Widok, jaki się roztacza z kopuły, niczem nie jest krępowany, począwszy od poziomu aż do wysokości 82° (właściwość otworu). Na pierwszy rzut oka stałość słupa, z powodu własności budowy, nie wzbudza zbyt dużego zaufania. Łatwo dostrzegalne drgania jego są jednak natury krótkookresowej i powstają z powodu przylegania doń schodów, oraz stanowiącej z nimi pewną całość podłogi. Powiedzielibyśmy nawet, że konstrukcja łukowa na tej wysokości jest może lepsza, niż najlepiej izolowany słup, wyrzucony w górę do tak znacznej wysokości (5-e piętro).

Do wykonania nakreślonych powyżej zadań mieliśmy do dyspozycji narzędzie uniwersalne G. Heyde Nr. 9844, o średnicy kół poziomego i pionowego 18 cm., odczytywanych zapomocą mikroskopów z mikrometrami (podziałka bębena 5"). Załamana luneta narzędzia, o średnicy obiektywu 3,5 cm. i ogniskowej 35 cm., odznacza się dość dobrą optyką. Z dwu okularów, dających powiększenie 35 wzgl. 50, posiłkowaliśmy się najczęściej pierwszym. Oświetlenie pola widzenia było uskuteczniane zapomocą lampki elektrycznej, osadzonej na przeciwległym względem okularu końcu poziomej osi obrotu lunety. Siatka nitek, obracalna o 90° , składała się w wypadku naszym z 7 nitek poziomych, z których 3 centralne w odstępach 2,5', a pozostałe w odstępach 5', oraz z 2 nitek pionowych. Luneta jest wyposażona w mikrometr okularowy, choć nie robiliśmy z niego w serji naszych obserwacyj żadnego użytku. Oś obrotu lunety otacza sprzęgalny z nią w dowolnem położeniu lunety pierścień z libelą Horrebow o przewodzie 1,8". Narzędziu naszemu zarzucilibyśmy łatwość rozregulowywania się, spowodowaną zbytnią miękkością metalu, zastosowanego do śrub regulacyjnych.

Chronometry, jakimi posiłkowaliśmy się, pochodzą z firmy „Hamburger Chronometerwerke“ Nr. 972 (H_{\circ}) i Nr. 973 (H_{*}).

Sądząc z ich ruchu, wyprowadzanego systematycznie z porównań z rytmowemi sygnałami czasu, można je uznać za chronometry pierwszorzędne.

Wybór metod obserwacyjnych.

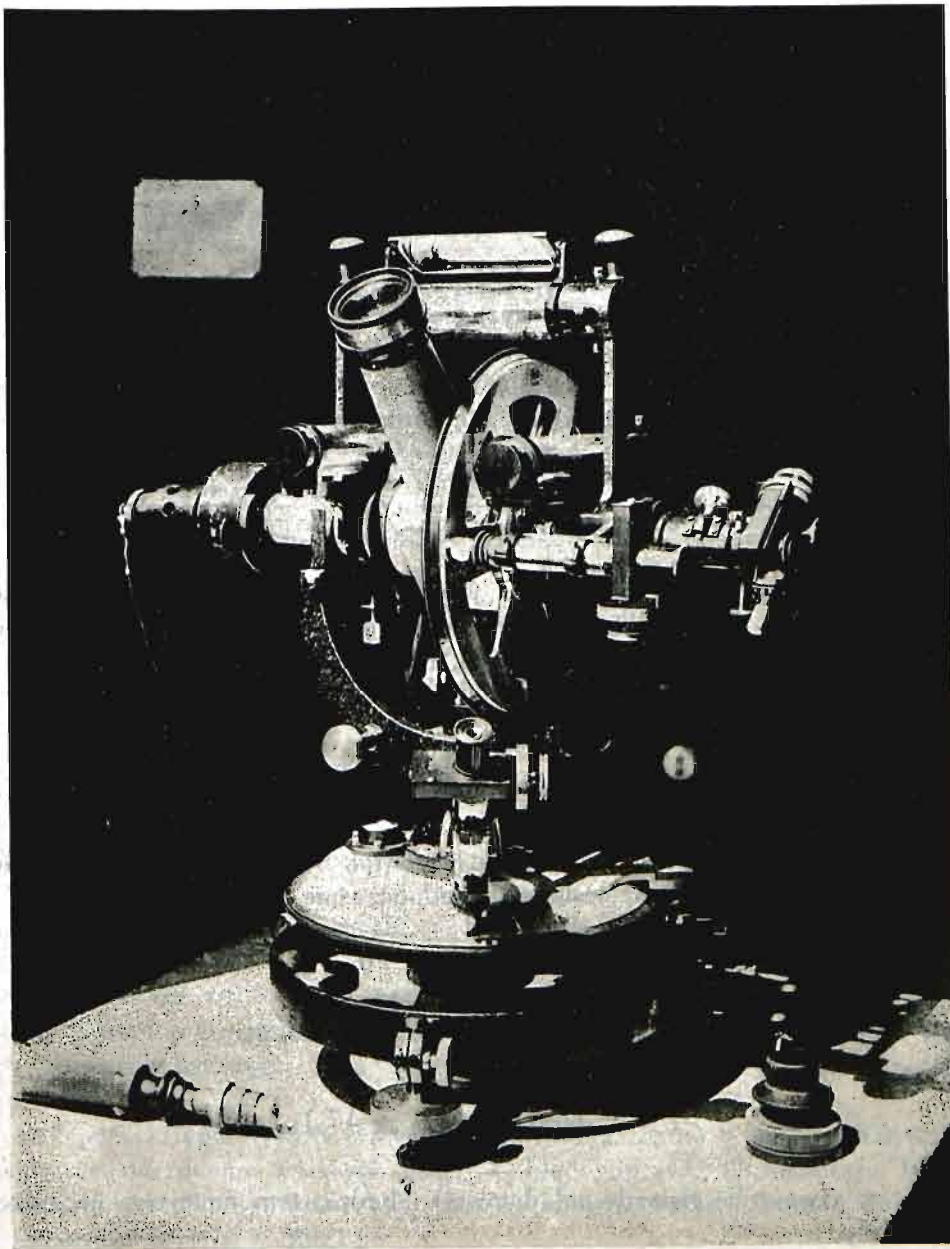
Analiza własności narzędzia naszego nie nastęcza żadnych wątpliwości, że wyznaczenie zapomocą niego obydwu spórzędnych geograficznych najlepiej da się osiągnąć metodami równych wysokości, Piewcowa i Zingera. Co do szerokości, ani metoda Horrebow-Talcott'a, ani metoda Struvego, nie mogły być w naszym wypadku zastosowane, dla obydwu bowiem małe narzędzie uniwersalne okazuje się niecelowem. Korzyści stosowania metody H.-T. są tem oczywistsze, im większą siłę optyczną posiada narzędzie i im lepiej wykonany jest mikrometr okularowy. Wreszcie, metody Struvego, polegające na obserwacjach przejść gwiazd okołozenitalnych przez pierwszy wertykał, nie mogliśmy stosować, z powodu własności kopuły, uniemożliwiających obserwacje gwiazd okołozenitalnych. Poza tem dla metody Struvego jedynie celowem jest narzędzie przejściowe.

Co do prowadzonych jednocześnie wyznaczeń czasu, mogących przy pewnem rozszerzeniu programu obserwacyj (drugi punkt obserwacyjny, wymiana obserwatorów, jednoczesny odbiór sygnałów czasu) służyć za podstawę do wyznaczenia różnicy długości geograficznej, — to i w tem zadaniu metoda Zingera wydała się w naszych warunkach celowsza, niż np. metody obserwacyj przejść gwiazd przez południk miejsca obserwacyj lub przez wertykał gwiazdy Biegunowej — metody, również domagające się narzędzia przejściowego.

Metoda Piewcowa.

Polega ona na zaobserwowaniu momentów przejść dwu gwiazd przez jedne i te same nitki poziome niezmienianej w wysokości lunety, więc w ściśle jednakowych wysokościach, lecz w różnych a jednak symetrycznie względem pierwszego położonych wertykałach i w znacznem oddaleniu od południka miejsca obserwacyj.

Posiłkując się zwykłemi oznaczeniami: φ — szerokość geograficzna punktu obserwacyj, α i δ — wznoszenie proste i zboczenie gwiazdy, z — odległość zenitalna, T — wskazanie



Narzędzie uniwersalne G. Heyde Nr. 9844.

chronometru, u — poprawka jego, B — biegun północny, Z — zenit miejsca obserwacji, G — gwiazda, — z trójkąta paralaktycznego BZG , w odniesieniu do każdej z gwiazd (1) i (2), tworzących parę, wyprowadzamy:

$$\cos z_1 = \sin \varphi \sin \delta_1 + \cos \varphi \cos \delta_1 \cos (T_1 + u - \alpha_1),$$

$$\cos z_2 = \sin \varphi \sin \delta_2 + \cos \varphi \cos \delta_2 \cos (T_2 + u - \alpha_2).$$

Z warunku:

$$z_1 = z_2,$$

lub

$$\sin \varphi \sin \delta_1 + \cos \varphi \cos \delta_1 \cos (T_1 + u - \alpha_1) = \sin \varphi \sin \delta_2 + \cos \varphi \cos \delta_2 \cos (T_2 + u - \alpha_2). \quad (1)$$

wynika, że, mając dane wartości $\alpha_1, \alpha_2, \delta_1, \delta_2$, oraz poprawkę u dla momentu średniego, z zaobserwowanych T_1 i T_2 z łatwością wyznaczmy φ .

W celu zbadania najdogodniejszych warunków obserwacji, zróżniczkujemy zasadniczy wzór (1) względem φ, T i u , uważając narazie α i δ za stałe. Po pewnych łatwych przekształceniach, na których nie będziemy się zatrzymywali, osiągniemy wzór następujący:

$$\Delta \varphi = \cos \varphi \frac{\sin \alpha_2 \Delta T_2 - \sin \alpha_1 \Delta T_1}{\cos \alpha_1 - \cos \alpha_2} - \cos \varphi \frac{\sin \alpha_1 - \sin \alpha_2}{\cos \alpha_1 - \cos \alpha_2} \Delta u. \quad (2).$$

Z wzoru (2) płynie wniosek, że, jeżeli gwiazdy, tworzące parę, obserwujemy w jednakowych, lecz różnie skierowanych odległościach azymutalnych od południka (symetrycznie względem pierwszego wertykału), to znaczy, jeżeli

$$\alpha_1 + \alpha_2 = 180^\circ,$$

a więc

$$\sin \alpha_1 - \sin \alpha_2 = 0,$$

wówczas błąd systematyczny Δu nie wpłynie na wynik $\Delta \varphi$, o ile ograniczyć się pierwszymi potęgami Δ . Dalej, ponieważ jest wtedy jednocześnie

$$\cos \alpha_1 + \cos \alpha_2 = 0,$$

więc wpływ błędu przypadkowego ΔT na φ wyrazi się wzorem:

$$\Delta \varphi = \frac{1}{2} \cos \varphi \operatorname{tg} a (\Delta T_1 - \Delta T_2). \quad (3),$$

(gdzie $a = \alpha_1 =$ azymutowi gwiazdy południowej) i będzie tem mniejszy, im bliżej południka obserwujemy.

Jednakowoż, w pobliżu południka zmiana w wysokości gwiazdy jest bardzo powolna, a tem samem błąd oceny momentu przejścia przez nitkę byłby większy. Dalej, zmiana w azymucie jest wówczas największa, co powoduje większy niepokój narzędzia i libeli Horrebow, przy obrocie narzędzia dokoła osi pionowej. Wreszcie, obserwacja pary gwiazd w pobliżu południka trwałaby zbyt długo, o ileby rozpiętość siatki nitek była znaczna (w naszym wypadku około 25').

W efemerydach par Seliwerstowa*), z których korzystaliśmy dla ułożenia programu obserwacji, przyjęto jako granice wartości azymutów gwiazd południowych $10^{\circ} - 40^{\circ}$.

Na mocy osiągniętych w przebiegu pracy doświadczeń naszych, wpływ błędów współrzędnych gwiazd jest rzędu wyższego, niż błąd ε_{φ} , wynikający z obserwacji na jednej nitce, porównywalny jest jednak z błędem ε_{φ} , wynikającym z obserwacji na kilku (7) nitkach.

Zakładając, że pozycje gwiazd fundamentalnych pierwszych 5 wielkości obciążone są obecnie błędami średnimi:

$$m_{\delta} = m_{\alpha} \cdot \cos \delta = \pm 0'' \cdot 3,$$

rozpatrzmy ich wpływ na wyznaczaną metodą Piewcowa szerokość φ . Różniczkując tym razem wzór (1) ze względu na zmienne φ , kąt godzinny t i zboczenie δ , otrzymujemy:

$$\Delta \varphi = - \cos \varphi \frac{\sin a_1 \cdot \Delta t_1 - \sin a_2 \cdot \Delta t_2}{\cos a_1 - \cos a_2} + \frac{\cos q_1 \cdot \Delta \delta_1 - \cos q_2 \cdot \Delta \delta_2}{\cos a_1 - \cos a_2},$$

albo kładąc:

$$a_1 + a_2 = 180^{\circ},$$

$$\Delta t_1 = - \Delta a_1, \quad \Delta t_2 = - \Delta a_2,$$

mamy:

$$\Delta \varphi = \frac{1}{2} \cos \varphi (\Delta a_1 - \Delta a_2) \operatorname{tg} a_1 + \frac{1}{2} (\cos q_1 \cdot \Delta \delta_1 - \cos q_2 \cdot \Delta \delta_2) \operatorname{seca}_1 \dots (4),$$

gdzie q_1 wzgl. q_2 jest kąt paralaktyczny gwiazdy S wzgl. N .

Drugi wyraz wzoru (4) przedstawia wpływ błędów w deklinacjach gwiazd na wyznaczoną szerokość φ . W południku wyraz ten przyjąłby postać:

$$\Delta \varphi_{\delta} = \frac{1}{2} (\Delta \delta_1 + \Delta \delta_2).$$

W miarę oddalania się od południka, w granicach zmian azymutu od 10° do 40° , wpływ błędu $\Delta \delta_1$ (gwiazda S) pozostawałby w grubym przybliżeniu jednakowy i bliski 1 ($\cos q_1 \cdot \operatorname{seca}_1 \approx 1$), zaś wpływ błędu $\Delta \delta_2$ (gwiazda N) malałby szybciej i wyniósłby w dygresji 0.

Pierwszy wyraz wzoru (4) wskazuje, że wyznaczanej wartości φ nie obciążają stałe części błędu systematycznego wnoszeń prostych danego katalogu gwiazd, zaś udział wszystkich innych składowych ich błędów jest tem mniejszy, im bliżej południka obserwujemy.

Dalej, postać tego wyrazu prowadzi do wniosku, że na φ nie oddziałują — o ile dopuszczalne jest odrzucenie wyższych potęg Δ : błąd poprawki chronometru, błąd osobisty (stały) obserwatora w ocenie momentów przejść T , oraz wpływ aberacji dobowej gwiazd, ciągle w założeniu: $a_1 + a_2 = 180^{\circ}$.

Wprawdzie warunek ostatni jest spełniony w efemerydach par Seliwerstowa, jednakowoż jedynie dla nitki środkowej. Narzuca się przeto pytanie, w jakim stopniu niespełnienie tego warunku dla nitki bocznych, łącznie ze znacznym błędem u , oddziałują na

*) I. Seliwerstow. Efemerydy gwiazd dla wyznaczenia szerokości z odpowiadających wysokości (ros.).

wyznaczaną wartość φ . Odpowiedź na to znajdziemy, kładąc w drugim wyrazie wzoru (2) lub zmodyfikowanym wzorze (3):

$$a_1 + a_2 = 180^\circ - \Delta a.$$

Wpływ ten wyrazi się:

$$(\partial\varphi)'' = -\frac{15}{2} \sin 1' \cdot \cos\varphi \cdot (\Delta a)' \cdot (\Delta u)^S;$$

dla: $\varphi = 52^\circ.2$, $\Delta a = \mp 15'$, $\Delta u = 1^S$, będzie: $\partial\varphi = \pm 0''.02$.

Tak więc, przy obliczaniu błędu obserwacji na poszczególnych nitkach, należałoby uwzględnić wpływ $\partial\varphi$. Na średnią wyniku byłby on bez znaczenia, ze względu na symetrię nitek bocznych względem nitki środkowej.

Zauważmy wreszcie, że, z powodu warunku ($z_1 = z_2$), wpływ refrakcji na obserwowane z jest dla obu gwiazd identyczny, pomijając zmiany refrakcji w czasie trwania obserwacji jednej pary oraz ewentualne odmienne jej oddziaływanie w różnych wertrykałach*).

Na niewielką zmianę w wysokości osi optycznej lunety, zachodzącą w przejściu od jednej gwiazdy do drugiej, wskazuje przesunięcie się pęcherzyka libeli Horrebów ($i_1 - i_2$), wyrażone w wartości kątowej τ jednej podziałki libeli:

$$\Delta z = (i_1 - i_2) \cdot \tau,$$

któremu odpowiada zmiana w szerokości:

$$\Delta\varphi_i = \frac{1}{2} (i_1 - i_2) \cdot \tau \cdot \sec a_1 \dots \dots \dots (5)$$

przyczem i_1, i_2 są średnie położenia pęcherzyka libeli $H. - T.$ podczas obserwacji gwiazdy S wzgl. $N.$ Znak powyższej poprawki jest dodatni, jeżeli, jak to było w przypadku naszych obserwacji, zero podziałki libeli znajduje się bliżej obiektywu lunety.

Tak otrzymaną poprawkę $\Delta\varphi_i$ dodajemy do φ , wyprowadzanego na mocy wzoru (1)

lub też wzoru:

$$\operatorname{tg}\varphi = D (\cos\delta_1 \sin t_1 - \cos\delta_2 \sin t_2) \dots \dots \dots (6),$$

w którym

$$1 : D = \sin\delta_1 - \sin\delta_2.$$

Redukcji obserwacji dokonywaliśmy w ten sposób, że wzór (6) przeliczaliśmy siedmiocyfrowo dla nitki środkowej, otrzymując $\varphi^{(o)}$, zaś obserwacje na nitkach bocznych uwzględnialiśmy na mocy wzorów różnicowych:

$$\begin{aligned} \varphi^{(i)} &= \varphi^{(o)} + \Delta\varphi^{(i)}, \\ t^{(i)} &= t^{(o)} + \Delta t^{(i)}, \end{aligned} \dots \dots \dots (7),$$

$$\Delta\varphi^{(i)} = 15 D \cdot \cos^2 \varphi_o \left[\cos\delta_1 \sin \left(t_1^{(o)} + \frac{1}{2} \Delta t_1^{(i)} \right) \cdot \Delta t_1 - \cos\delta_2 \sin \left(t_2^{(o)} + \frac{1}{2} \Delta t_2^{(i)} \right) \cdot \Delta t_2 \right],$$

liczonych czterocyfrowo.

*) Por. pracę prof. dr. F. Kępińskiego: Sur la détermination de la latitude géographique de l'Observatoire Astronomique de l'Université de Varsovie. 1929.

Pary gwiazd, zaobserwowane metodą Piewcowa.

Zaczerpnięte one zostały, jak już powiedzieliśmy powyżej, z efemeryd Seliwerstowa, posiłkującego się oznaczeniami gwiazd na mocy Rocznika Berlińskiego (Berliner Astronomisches Jahrbuch) lub Connaissance des Temps na rok 1910. Co zaś do miejsc pozornych gwiazd, obliczone one zostały według B. J., z wyjątkiem oznaczonych gwiazdką, których pozycje zaczerpnięte wprawdzie z C. d. T., zredukowane zostały do systemu B. J.

Nr. pary według Seliw.	Numeracja gwiazd według B. J. lub C. d. T.	wielkość	Nr. pary według Seliw.	Numeracja gwiazd według B. J. lub C. d. T.	wielkość
117	N 569 γ UMi	3,1	166a	S 543 ζ Boo m.	4,6
	S 423 δ Leo	3,4		N 723 δ Dra	3,2
119	N 433 λ Dra	4,1	168	S 492 43 Com	4,3
	S 1335* 37 LMi	4,8		N 433 λ Dra	4,1
120	N 138 5H Cam	4,7	169	N 723 δ Dra	3,2
	S 337 α Cnc	4,3		S 584 α Ser	4,3
124	N 1421* ξ UMa	3,8	178	S 578 α CrB	2,3
	S 472 α Dra	3,9		N 670 ψ Dra	4,9
127	N 357 d UMa	4,6	182	N 395 9H Dra	5,0
	S 1335* 37 LMi	4,8		S 526 α Boo	0,2
130	N 344 σ^2 UMa	4,9	183	N 759 α Cep	4,4
	S 1335* 37 LMi	4,8		S 583 β Ser	3,7
131	N 664 ω Dra	4,9	186	N 670 ψ Dra	4,9
	S 488 ϵ Vir	3,0		S 593 ϵ CrB	4,2
135	S 488 ϵ Vir	3,0	187	N 729 τ Dra	4,6
	N 693 φ Dra	4,2		S 618 β Her	2,8
137	N 639 ζ Dra	3,2	188	N 387 30H UMa	4,9
	S 507 τ Boo	4,5		S 513 η Boo	2,8
138	S 423 δ Leo	3,4	192	N 472 α Dra	3,9
	N 260 24H Cam	4,8		S 1844* ϵ Boo	2,6
139	N 639 ζ Dra	3,2	197	N 809 β Cep	3,3
	S 513 η Boo	2,8		S 640 α Her	3,5
142	S 507 τ Boo	4,5	203	S 641 δ Her	3,2
	N 664 ω Dra	4,9		N 747 ϵ Dra	4,0
143	N 260 24H Cam	4,8	211	S 643 π Her	3,4
	S 444 β Leo	2,2		N 2307* 36 Dra	5,0
147	S 513 η Boo	2,8	219	S 674 ξ Her	3,8
	N 670 ψ Dra	4,9		N 747 ϵ Dra	4,0
149	N 521 α Dra	3,6	228	N 729 τ Dra	4,6
	S 502 17H CVn	5,0		S 681 σ Her	3,8
159	N 729 τ Dra	4,6	230	N 554 2H UMi	4,9
	S 543 ζ Boo m.	4,6		S 2105* ζ Her	2,9
160	N 357 d UMa	4,6	238	N 472 α Dra	3,9
	S 1585* 23 Com	4,9		S 640 α Her	3,5
161	N 260 24H Cam	4,8	243	N 472 α Dra	3,9
	S 488 ϵ Vir	3,0		S 656 α Oph	2,1
166	N 569 γ UMi	3,1	248	S 690 109 Her	3,9
	S 534 ρ Boo	3,8		N 590 ζ UMi	4,3

Zestawienie wyników wyznaczenia φ

$\varphi = 52^{\circ}13' +$

A. K.

Nr pary Data	117	119	120	124	127	130	131	135	137	138	139	142	143	147	149	159	160	161	166
	1926.III.13	20,28	—	21,65	21,89	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
IV.11	—	—	—	—	—	—	20,63	—	21,42	—	—	21,80	—	22,00	—	20,39	—	20,96	—
IV.14	—	—	—	—	21,83	—	—	—	—	—	20,26	—	—	—	—	21,10	—	—	20,65
IV.16	—	21,60	22,52	21,08	20,11	20,94	—	21,19	—	—	—	21,37	—	21,37	—	—	—	—	—
IV.25	—	—	—	—	21,20	20,94	—	—	21,53	—	—	20,84	—	20,61	—	—	22,30	—	—
V. 1	—	—	—	—	—	20,95	—	—	22,73	—	—	20,82	—	22,18	—	—	19,41	—	—
V.11	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	20,82	—	—	21,29
φ_i^m	20,28	21,60	22,08	21,48	21,05	20,94	20,63	21,19	21,89	—	20,26	21,21	—	21,54	—	20,77	20,86	20,96	20,97
n_i	1	1	2	2	3	3	1	1	3	—	1	4	—	4	—	3	2	1	2
v	+80	-52	-100	-40	+3	+14	+45	-11	-81	—	+82	-13	—	-46	—	+31	+22	+12	+11

J. N.

1926.III.13	—	—	—	—	—	—	21,04	—	—	20,77	—	—	20,93	—	—	—	—	—	—
IV.13	—	—	—	20,62	21,46	—	—	—	19,94	—	—	22,15	—	—	20,84	20,96	—	—	21,43
IV.15	—	22,24	—	21,43	—	—	—	21,32	—	—	20,86	19,94	—	20,12	—	19,98	—	—	—
IV.22	—	—	—	—	—	19,31	—	—	22,61	—	—	—	—	—	—	—	—	—	20,00
IV.26	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	20,75	—	—
IV.30	—	—	—	—	—	—	—	—	21,71	—	—	20,74	—	20,12	—	—	—	—	—
V. 6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
V.10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
φ_i^m	—	22,24	—	21,02	21,46	19,31	21,04	21,32	21,42	20,77	20,86	20,94	20,93	20,12	20,84	20,47	20,75	—	20,72
n_i	—	1	—	2	1	1	1	1	3	1	1	3	1	2	1	2	1	—	2
v	—	-127	—	-5	-49	+166	-7	-35	-45	+20	+11	+3	+4	+85	+13	+50	+22	—	+25

według wieczorów i par.

A. K.

$\varphi = 52^{\circ}13' +$

166a	168	169	178	182	183	186	187	188	192	197	203	211	219	228	230	238	243	248	Średnia z wieczoru	Ilość par
—	20,97	—	—	—	—	20,56	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	21,07"	5
—	—	20,50	—	20,99	—	—	—	21,37	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	21,12	9
—	—	19,18	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	20,60	15
—	19,64	—	19,16	—	—	—	20,94	—	—	—	21,13	—	—	—	—	—	—	—	20,92	12
20,51	21,23	—	20,37	—	—	—	21,37	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	21,09	10
22,44	20,96	—	—	—	20,79	—	20,44	—	—	20,10	—	—	—	—	—	—	—	—	21,08	10
—	21,85	—	21,67	—	—	—	21,96	—	—	20,93	21,93	22,00	21,22	20,95	—	21,52	20,60	21,61	21,41	13
21,48	20,93	19,84	20,40	20,99	20,79	20,56	21,18	21,37	—	20,52	21,53	22,00	21,22	20,95	—	21,52	20,60	21,61	—	—
2	5	2	3	1	1	1	4	1	—	2	2	1	1	1	—	1	1	1	—	64
— 40	+ 15	+ 124	+ 68	+ 9	+ 29	+ 52	— 10	— 29	—	+ 56	— 45	— 92	— 14	+ 13	—	— 44	+ 48	— 53	—	—

J. N.

—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	22,02	—	—	—	—	—	—	—	21,19"	4
—	—	20,71	21,43	—	—	—	20,41	—	20,51	—	—	—	—	—	—	—	—	—	20,95	11
—	—	21,15	19,27	—	—	—	19,08	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	20,54	10
—	20,33	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	20,56	4
21,18	21,55	—	19,08	—	—	—	19,65	—	—	21,48	—	21,94	—	—	—	—	—	—	20,80	7
20,50	—	—	—	—	—	—	20,42	—	—	21,33	—	—	—	—	—	—	—	—	20,80	6
—	—	—	20,78	—	—	—	22,16	—	21,41	—	21,51	20,83	21,39	20,84	22,05	—	—	—	21,37	8
—	21,99	—	21,13	—	—	—	21,90	—	21,38	—	20,74	20,60	21,99	19,46	21,38	21,50	22,33	—	21,31	11
20,84	21,29	20,93	20,34	—	—	—	20,60	—	21,10	21,40	21,42	21,12	21,69	20,15	21,72	21,50	22,33	—	—	—
2	3	2	5	—	—	—	6	—	3	2	3	3	2	2	2	1	1	—	—	61
+ 13	— 32	+ 4	+ 63	—	—	—	+ 37	—	— 13	— 43	— 45	— 15	— 72	+ 82	— 75	— 53	— 136	—	—	—

Libela Horrebow.

Odgrywająca niemal główną rolę w zastosowanych metodach obserwacji, libela Horrebow była bardzo starannie zbadana na egzaminatorze Hildebrandta Nr. 57015, którego śruba mikrometryczna wyposażona jest w tarczę o obwodzie, podzielonym na 180 części. Jedna część $p = 0''.996 \pm 0''.002$.

Badania libeli przy różnych wartościach temperatury t wykazały znaczną zależność τ od t .

Data	t	τ
1926.II.28	+ 3,9 °C	1,713''
III.27	+ 9,4	1,753
IV. 9	+ 13,1	1,786
„ 15	+ 15,4	1,815
„ 25	+ 23,5	1,887

Zależność tę ujęliśmy we wzór następujący:

$$\tau = 1,807'' + (t^0 - 15^0) \cdot 0,0094'' \quad (\pm 0,005'')$$

i posilkowaliśmy się odpowiednią tablicą, ułatwiającą obliczenie wartości τ dla wartości t poszczególnego wieczoru.

Dyskusja wyników wyznaczenia φ .

Po zgrupowaniu par, zaobserwowanych przez obu obserwatorów na Est i Wes od południka, otrzymano jako średnie zwykle:

Est	z 89 par :	$\varphi = 52^0 13' 20,98'' \pm 0,08''$
West	z 36 par :	$21,14 \pm 0,11$

Różnica rezultatów tych dwu grup leży w granicach błędów średnich, przeto o jakichkolwiek anomaljach lokalnych wnioskować nie można.

Chcąc ocenić wpływ błędów obserwacji na wyznaczaną szerokość φ , utworzyliśmy odchylenia v_i wartości poszczególnych φ_i od średniej φ_i^m dla każdej, conajmniej 3 razy zaobserwowanej pary gwiazd:

$$v_i = \varphi_i^{(m)} - \varphi_i.$$

Stąd jako średni błąd obserwacyjny wartości na φ z jednej pary, niezależny od błędów pozycji gwiazd, otrzymaliśmy:

$$\varepsilon_0 = \pm \sqrt{\frac{[vv]}{n-1}} = \pm \begin{matrix} 0,62'' \text{ A. K.} \\ 0,89 \text{ J. N.,} \end{matrix}$$

gdzie n liczba poszczególnych obserwacji przynajmniej 3 razy zaobserwowanych par. Przyjmując dalej jako błąd średni wartości na φ z jednej pary, w założeniu, że na obserwacje oddziałują jedynie błędy pozycji gwiazd*),

$$\varepsilon_p = \pm 0,20'',$$

*) Na mocy wzoru (4) i rozważań prof. dr. F. Kępińskiego w cytowanej powyżej pracy.

otrzymalibyśmy jako błąd średni faktycznie wyznaczonej wartości φ_i^m z n_i razy obserwowanej pary:

$$\varepsilon_{\varphi}^i = \pm \sqrt{\frac{\varepsilon_0^2}{n_i} + \varepsilon_p^2}$$

Stąd, na mocy zależności między ε_{φ}^i i wagą p_i , wyprowadzonym w powyższej tabelicy średnim wartościom φ_i^m należy nadać wagi p_i , według załączonej tabelki:

A. K.			J. N.		
n_i	ε_{φ}^i	p	n_i	ε_{φ}^i	p
1	$\pm 0,65''$	0,27	1	$\pm 0,91''$	0,14
2	0,48	0,50	2	0,66	0,27
3	0,41	0,69	3	0,55	0,39
4	0,37	0,86	5	0,45	0,59
5	0,34	1,00	6	0,41	0,68

Wówczas z ważenia średnich wartości φ_i^m wynika

	A. K.	J. N.
ostateczna wartość φ	$= 52^{\circ} 13' 21,08''$	$52^{\circ} 13' 20,97''$
błąd średni	$= \pm \sqrt{\frac{[p v v]}{[p] (n-1)}} = \pm 0,09''$	$\pm 0,10''$

Szerokość geograficzna słupa centralnego Obserwatorium Politechniki, po uwzględnieniu błędu średniego powyższych wyników, jest więc:

$$52^{\circ} 13' 21,03'' \pm 0,067'' \quad (\text{Epoka } 1926.3).$$

Na zasadzie tachymetrycznego dowiązania się do reperu niwelacyjnego st. m. Warszawy otrzymaliśmy wysokość słupa centralnego Obserwatorium nad poziomem morza Bałtyckiego:

$$H = +144,2 \text{ m.}$$

Obserwacje, o których była mowa powyżej, były przeplatane obserwacjami metodą Zingera, w celu wyznaczania jednocześnie czasu, a także dopełniane odbiorem rytmowych sygnałów czasu z wieży Eiffla oraz z Nauen.

Z nagromadzonego tym sposobem materiału obserwacyjnego wyprowadziliśmy jako długość geograficzną, liczoną od Greenwich, tegoż słupa centralnego Obserwatorium:

$$\lambda_E^{Gr} = 1^h 24^m 2,4^s.$$

Wartość powyższa, na mocy tego, co powiedziane było na wstępie, oraz wobec nieprzeprowadzenia badań dodatkowych nad błędem osobistym każdego z obserwatorów, uważać musimy za prowizoryczną, jakkolwiek jest ona dość zgodna z wartością, otrzymaną drogą dowiązania geodezyjnego do Obserwatorium Astronomicznego Uniwersytetu Warszawskiego (Vide: Przegląd Mierniczy № 1 z roku 1927).



Prace powyższe wykonane zostały pod kierownictwem pana profesora d-ra F. Kępińskiego, który nie szczędził nam swych cennych wskazówek ani drogiego czasu, za co na tem miejscu składamy Mu najserdeczniejsze podziękowanie.



Détermination des coordonnées géographiques de l'Observatoire de l'Institut d'Astronomie pratique de l'Ecole Polytechnique de Varsovie,

par M. A. KWIATKOWSKI et M. J. NIEWIAROWSKI.

RÉSUMÉ.

Dans les pages précédentes il a été rendu compte d'une série d'observations effectuées à l'aide d'un petit instrument universel de Heyde*), selon la méthode de Piewzow au dit Observatoire. Les résultats obtenus par chacun des deux observateurs ont été donnés dans la table précédente. L'examen de cette table contenant toutes les valeurs particulières de φ , aussi bien que ses moyennes φ_i^m (ces dernières provenant de l'observation d'une même paire d'étoiles) a conduit à l'erreur moyenne d'une seule détermination de φ , abstraction faite de l'erreur de position des étoiles:

$$\begin{aligned} \varepsilon_0 &= \pm 0,62'' \quad A. K. \\ &\quad \pm 0,89 \quad J. N. \end{aligned}$$

et à la détermination de la latitude recherchée:

$$\begin{aligned} \varphi &= 52^\circ 13' 21,08'' \pm 0,09'' \quad A. K. \\ &\quad 20,97 \quad \pm 0,10 \quad J. N. \end{aligned}$$

d'où il ressort définitivement:

$$\varphi = 52^\circ 13' 21,03'' \pm 0,067'' \quad (\text{époque } 1926.3).$$

*) Ouverture de l'objectif 35 mm, distance focale 35 cm, grossissement appliqué 35, une division du niveau Horrebow 1,8".

A la série d'observations qui vient être mentionnée est venue s'associer une autre série d'observations des mêmes observateurs d'après la méthode de Zinger, pour déterminer l'heure locale.

En se basant sur cette seconde série d'observations et la réception simultanée des signaux rythmés des temps de la tour Eiffel et de Nauen, il a été déduit d'une façon provisoire comme valeur de la longitude du même centre de l'Observatoire:

$$\lambda_E^{Gr} = 1^h 24^m 2.4^s,$$

non exempte de l'influence des erreurs personnelles des observateurs, mais se trouvant par hasard en accord avec une détermination correspondante de λ par une jonction géodésique à l'Observatoire Astronomique de l'Université de Varsovie.



Par une jonction tachéométrique à un repère de nivellement de la ville de Varsovie la hauteur du même centre de l'Observatoire au dessus du niveau de la mer Baltique a été déduite, comme il suit:

$$H = + 144,2 \text{ m.}$$



Widok
Obserwatorium
Astronomicznego

Politechniki
Warszawskiej

Prof. A. PSZENICKI.

O ZASTOSOWANIU WYSOKOWYTRZYMAŁOŚCIOWEJ STALI DO MOSTÓW.

(Praca referowana na posiedzeniu naukowym W. T. P. dn. 11.V.1929 r.)

Sprawa stosowania wysokowytrzymałościowej stali do mostów coraz częściej podnosi się w prasie technicznej i w przemyśle metalowym. Podnoszona ona była również na zjeździe mostowym w Wiedniu. Nie jest to sprawa nowa. W Rosji przed dwudziestu laty robiono próby stosowania stali węglistej do mostów, lecz po zbudowaniu jednego mostu o rozpiętości koło 21 m na drodze żel. Moskiewsko-Kazańskiej zaniechano dalszej budowy, gdyż kosztował ten most drożej od mostów zbudowanych z żelaza zwykłego mostowego i nadto zauważono pewne pęknięcia, które powstały przy dużych mrozach.

Inne stale wysokogatunkowe stosowane były już dawno w mostach. Tak kable wiszącego mostu Bruklińskiego (1883 r.) były zrobione ze stali tyglowej.

Stal nikłowa zastosowana była w mostach Manghatańskim, Blekwelskim, Kwebebskim. Stal ta o wysokiej wytrzymałości jest znacznie droższa od żelaza zwykłego (koło 45%) i dlatego też do mostów zwykłych rozpiętości nie nadaje się ze względów ekonomicznych. W mostach dużych rozpiętości stosuje się ona do tych części, do których żelazo zwykle nie nadaje się ze względu na swoją niewielką wytrzymałość.

W mostach bardzo dużych rozpiętości, gdzie waga własna mostu wywiera dominujące znaczenie na naprężenia, zaś obciążenie ruchome gra rolę drugorzędną, stosują do różnych części różne gatunki stali: węglistą, krzemową i nikłową, jak to miało np. miejsce w moście Filadelfijskim. Dotychczas do mostów, jak wiadomo, stosowano przeważnie stal miękką martenowską o krańcowej wytrzymałości od 37 do 45 k/mm² i tylko w niektórych częściach mostów, jak to łożyska, przeguby, stosuje się stal łana lub kuta węglista o wytrzymałości granicznej znacznie wyższej. Rozważymy tutaj rodzaj stali, która zaczyna wchodzić w użycie do budowli kolejowych, tak zwana stal krzemowa. Stal ta oznaczona przez H — 41 (Verkstoff — Handbuch Stahl und Eisen 1927) ma następujący skład chemiczny:

C	Si	Mn	P	S
%	%	%	%	%
0,08 — 0,18	0,80 — 1,2	0,50 — 1,00	0,04	0,04

Stal ta normalnie po wywalcowaniu daje wytrzymałość krańcową na rozerwanie od 48 — 60 k/mm² przy granicy płynności od 30 — 45 k/mm² i wydłużeniu od 32% do 21%.

Niemieckie warunki techniczne wymagają, by stal stosowana w budownictwie kolejowym miała wytrzymałość graniczną na rozerwanie nie niższą od 48 k/mm^2 przy granicy płynności nie niższej, jak 36 k/mm^2 i wydłużeniu najmniej 22% .

Granica sprężystości tej stali równa się $0,8 - 0,9$ granicy płynności. Przyjmując niższą granicę, otrzymamy granicę sprężystości $28,8 \text{ k/mm}^2$.

Tę wielkość przyjmiemy przy dalszych rozważaniach, mając na względzie, że w ustrojach mostowych granica sprężystości nie powinna być przekraczana.

Przy obliczaniu mostów przyjmujemy zazwyczaj tylko naprężenia od sił osiowych, odrzucamy natomiast naprężenia drugorzędne, powstające wskutek sztywności węzłów. Wpływ dynamiczny obciążeń ruchomych uwzględniamy tem, że siły od obciążenia ruchomego mnożymy przez współczynniki dynamiczne, które w zależności od długości obciążenia danego dźwigara, wywołującego największe siły osiowe w danych prętach, przyjmujemy od $1,625$ do $1,125$.

Również nie trudno jest przyjąć pod uwagę i wszelkie inne siły dodatkowe, wpływające na naprężenia w elementach mostu, jako to uderzenia boczne parowozu, przeciążenie dźwigarów, siły powstające przy hamowaniu pociągu na moście, parcie wiatru. Nie uwzględniamy natomiast niedokładności w wykonaniu konstrukcji, gdyż takowa trudna jest do oceny, jak również nie uwzględniamy nienależytego naciągu prętów, które przesztynniają dany układ, o ile mamy do czynienia z układami przesztynwionymi (statycznie niewyznaczalnymi). Osiąganie należytych naciągów, chociaż nie jest niemożliwe, jest jednak dość trudne, a także i kosztowne. Te czynniki musimy zatem pokrywać pewnym zapasem, pewnym niedociągnięciem do granicy sprężystości.

Naprężenia drugorzędne, powstające od sztywności węzłów, zależne są od układu dźwigarów, długości przedziałów, sztywności prętów i stosunku długości prętów do ich szerokości i sztywności samych węzłów.

Naprężenia drugorzędne, powstające od sztywności węzłów, obliczane przez różnych autorów, oceniane są w dość znacznych granicach. Przyjmiemy je według Bazanta i średnio ocenimy je na 45% od naprężeń zasadniczych osiowych. Oczywiście naprężenia te powstają tak od obciążenia ruchomego, jak również i od obciążenia stałego. Od obciążenia stałego możnaby te obciążenia sprowadzić prawie do zera przez odpowiednie zestawienie dźwigarów tak, by pręty zestawionego dźwigara, spoczywającego na rusztowaniach, otrzymywały naprężenia drugorzędne odwrotnego znaku, przez odpowiednie odchylenie prętów względem ich osi. Jednak takie wykonanie zestawienia dźwigarów byłoby związane ze znacznymi trudnościami i podrożyłoby w znacznym stopniu wykonanie mostu.

Uwzględniając tylko siły od obciążenia pionowego i wpływ dynamiczny tych obciążeń, nie możemy przekraczać od tych sił naprężeń

$$K' = \frac{2880}{1,45} = 1986 \text{ k/cm}^2,$$

a, mając na uwadze pewną niedokładność w wykonaniu konstrukcji, przyjmiemy $K' = 1950 \text{ k/cm}^2$.

Siły od parcia wiatru w zależności od rozpiętości dźwigarów i dla dźwigarów o rozpiętości od 75 do 120 m stanowią od 23% do 34% całkowitych sił tak od obciążeń pionowych, jak i od sił poziomych. Dla dźwigarów większych rozpiętości np. 160 m z kratą rzadką o dużych przedziałach siły od wiatru są nieco mniejsze, lecz nie spadają poniżej 27% .

Pasy dźwigarów głównych są zazwyczaj na tyle sztywne w porównaniu do sztywności tężników podłużnych, że wpływ sztywności węzłów tężników podłużnych jest znikomy na pasy, przeto wpływ sztywności tych węzłów na pasy może nie być brany w rachubę.

Przyjmujemy średnio, że siły od parcia wiatru stanowią 33% od całkowitych sił osiowych, otrzymywanych od obciążeń pionowych i parcia wiatru. By przeto naprężenia nie przekroczyły granicy sprężystości, to nie powinny one przekraczać przy zwykłych obliczeniach po uwzględnieniu wpływu dynamicznego, parcia wiatru, sił hamowania, przeciążenia etc.

$$K = \frac{2880}{0,67 \times 1,45 + 0,33} = \frac{2880}{1,3} = 2215 \text{ k/cm}^2, \text{ czyli okrągło } 2200 \text{ kg/cm}^2.$$

Jeżeli weźmiemy zwykłe żelazo, obecnie stosowane w mostach, to przy granicy sprężystości 20 k/mm², otrzymamy odpowiednio dopuszczalne naprężenia:

a) Przy obciążeniach pionowych

$$K_r = \frac{2000}{1,45} = 1379 \text{ k/cm}^2, \text{ lub okrągło } 1350 \text{ k/cm}^2.$$

b) Przy obciążeniach pionowych i parciu wiatru

$$K = \frac{2000}{1,3} = 1538 \text{ k/cm}^2, \text{ lub średnio } 1520 \text{ k/cm}^2.$$

Stosunek zatem dopuszczalnych naprężeń dla stali krzemowej i żelaza obecnie stosowanego wynosi:

$$\mu = \frac{1950}{1350} = 1,44.$$

Aby rozważyć, jaką można osiągnąć ekonomję w wadze budowy wierzchniej mostu, przy zastosowaniu wyżej wskazanych dopuszczalnych naprężeń, musimy przyjąć pewien stosunek wagi żelaza poszczególnych części budowy wierzchniej do całkowitej wagi żelaza i do całkowitej wagi budowy wierzchniej, a to dlatego, że nie wszystkie części w jednakowym stopniu zależą od mniejszej lub większej wytrzymałości danego materiału. Są części, których waga jest odwrotnie proporcjonalna do dopuszczalnej wytrzymałości, są takie, których waga się nie zmienia, i są takie, których waga nawet się zwiększy przy zastosowaniu materiału o wyższym dopuszczalnym naprężeniu.

Do pierwszych należą wszystkie zasadnicze pręty rozciągane danego dźwigara, pręty ściskane o niewielkiej wysmukłości, belki poprzeczne i podłużne, do drugich pręty ściskane o wysmukłości przekraczającej 100 — 110, wszelkie stężenia, wymiary których zależą nietylko od wytrzymałości materiału, z którego są zrobione, ile od względów konstrukcyjnych, wreszcie niektóre stężenia trzeba będzie stosować silniejsze, przy zwiększonych naprężeniach w belkach, aby stateczność danych belek mieć należycie zabezpieczoną.

W niżej przytoczonej tablicy podany jest podział wagi żelaza trzech przęseł o rozpiętościach 47,6 m, 75 m i 120 m, projektowanych dla kolei normalnotorowej według jednakowych warunków technicznych i przez jednego i tego samego projektodawcę. Dlatego wzięte są projekty przez jedną i tę samą osobę projektowane, gdyż we wszystkich trzech tych projektach w jednakowym stopniu uwydatnia się subiektywizm projektodawcy i przeto rezultaty otrzymane, są lepiej porównawcze. Oprócz tych trzech rozpiętości wzięte jest pod rozwagę i przęsło o rozpiętości 102 m mostu drogowego. W tablicy tej podane są rzeczywiste wagi poszczególnych części mostu; te same poszczególne części wagi mostu w odsetkach w stosunku do całej wagi danego przęsła; w nawiasach i również w odsetkach dane są te wagi w stosunku do wagi żelaza mostu, za wyjątkiem nawierzchni (szyny, kontrszyny, mostownice, deski, poręcze i cała nawierzchnia przęsła drogowego).

TABLICA.

Rozpiętość teoretyczna przęsła		47,6 m.	75 m.	120 m.	102 m. drogowy	
Części przejazdowe	Waga belek	kilogr.	20639	39615	74301	72300
		%	13,52 (11,39)	14,23 (12,19)	10,76 (9,71)	11,47 (6,02)
	Waga stężeń i dodatków konstrukcyjnych	kilogr.	12245*)	12352	24562	86124
		%	8,02	4,44	3,56	13,67 (7,17)
Dźwigary główne	Waga Pasów	kilogr.	69350	124302	368902	270350
		%	45,42 (38,27)	44,65 (38,26)	53,42 (48,23)	42,89 (22,50)
	Waga Kraty	kilogr.	29189	51992	123837	102612
		%	19,12 (16,11)	18,67 (16,00)	17,93 (16,19)	16,28 (8,54)
	Waga stężeń	kilogr.	6227	21516	41081	47286
		%	4,08	7,73	5,95	7,5%
Tężniki	Waga	kilogr.	15022	28629	57845	51678
		%	9,84	10,28	8,38	8,20
Całkowita waga żelaza		kilogr.	152672	278406	690528	630350
Całkowita waga przęsła		kilogr.	181232	324906	764928	1201560
*) Włączona jest waga chodników, która nie należy od dop. naprężeń, gdyż zastosowane są profile ze względów konstrukcyjnych, a nie wytrzymałości.						

Aby przejść od wagi mostów zaprojektowanych przy dopuszczalnych naprężeniach K do wagi przy dopuszczalnych naprężeniach K' należy mieć na uwadze, że waga mostu przy zwiększonych dopuszczalnych naprężeniach zmniejszy się nie tylko dlatego, że dopuszczalne naprężenie zostało zwiększone, a przeto przekroje prętów odpowiednio się zmniejszają, lecz również wskutek zmniejszenia się sił w prętach od wagi własnej, która się zmniejszy na skutek zwiększonych dopuszczalnych naprężeń.

Wprowadzimy następujące oznaczenia:

G i G_x waga mostu zależna od dopuszczalnych naprężeń odpowiednio przy danych i zwiększonych dopuszczalnych naprężeniach.

S_1 i S'_1 siły w prętach zależne odpowiednio od wagi G i G_x .

S_2 siły w prętach od obciążenia niezależnego od naprężeń dopuszczalnych.

α — stosunek sił w prętach od obciążenia stałego zależnego od dopuszczalnych naprężeń do całkowitego, t. j. stałego i ruchomego z wiatrem, o ile ostatni jest miarodajnym przy wyznaczeniu przekrojów pręta.

μ — stosunek dopuszczalnych naprężeń zwiększonego do danego.

Zakładając, że współczynniki ustrojowe pozostają jednakowe tak przy danym, jak przy zwiększonym dopuszczalnym naprężeniu, możemy przyjąć, że wagi prętów są proporcjonalne do sił, a zatem i wagi części mostu zależne od sił są proporcjonalne do tych sił. (Przyjmujemy, że geometryczne wymiary dźwigarów pozostają bez zmian). Możemy zatem napisać następujące cztery równania, oznaczywszy przez K dopuszczalne naprężenie w danym moście.

$$\frac{S_1 + S_2}{K} = \delta \cdot G; \quad \frac{S'_1 + S_2}{\mu \cdot K} = \delta \cdot G_x; \quad \frac{S_1}{S'_1} = \mu; \quad \frac{S_1}{S_1 + S_2} = \alpha.$$

Z tych równań otrzymujemy wagę mostu przy nowych dopuszczalnych naprężeniach w postaci:

$$G_x = G \frac{(1 - \alpha)(\mu - 1) + 1}{\mu^2} \dots \dots \dots (a).$$

Wagę własną G należy rozłożyć na dwie części: jedna, która jest niezależna od dopuszczalnych naprężeń żelaza i druga zależna.

Waga zależna od dopuszczalnych naprężeń dla wyżej przyjętych rozpiętości mostów stanowi odpowiednio:

$$\begin{aligned} 11,39 + 38,27 + 16,11 &= 65,76\% \\ 12,19 + 38,26 + 16,00 &= 66,45\% \\ 9,71 + 48,23 + 16,19 &= 74,13\% \\ 6,02 + 22,50 + 8,54 &= 37,06\% \end{aligned}$$

Spółczynniki α otrzymują się następujące dla pasów i kraty.

Rozpiętości		47,6 m.	75 m.	120 m.	102 m. drogowy
Spółczynniki α	Dla pasów	16,98	20,42	25,29	27,46
	Dla kraty	10,97	11,66	22,37	23,20
	Dla części przejazd.	1,88	2,57	2,70	4,67

Wagi G_x przy zwiększonych dopuszczalnych naprężeniach otrzymują się odpowiednio dla powyższych przęseł ze wzoru (a).

$$\begin{aligned} G_x &= 0,6584 G_p + 0,6712 G_{kr} + 0,6905 G_c = 0,5207 G \text{ — dla } 47,6 \text{ m.} \\ G_x &= 0,6511 G_p + 0,6697 G_{kr} + 0,6890 G_c = 0,5138 G \text{ — dla } 75,0 \text{ m.} \\ G_x &= 0,6408 G_p + 0,6470 G_k + 0,6887 G_c = 0,5324 G \text{ — dla } 120 \text{ m.} \\ G_x &= 0,6362 G_p + 0,6452 G_{kr} + 0,6845 G_c = 0,4564 G \text{ — dla } 102 \text{ m.} \end{aligned}$$

W tych wzorach G_p , G_{kr} i G_c oznaczają odpowiednio wagi pasów, kraty i części przejazdowej zależne od dopuszczalnych naprężeń. Wielkości wag w odsetkach wzięte z tablicy.

Zmniejszenie wagi odpowiednio wynosi:

$$\begin{aligned} 13,52 + 45,42 + 19,12 - 52,04 &= 25,99\% \\ 14,22 + 44,65 + 18,67 - 51,38 &= 26,17\% \end{aligned}$$

$$10,76 + 53,42 + 17,93 - 53,24 = 28,87\%$$

$$11,46 + 42,81 + 16,28 - 45,64 = 24,91\%$$

Aby przyjść do ostatecznych wniosków co do dogodności stosowania stali do mostów, należy rozpatrzyć poszczególne pozycje, z których się składa cena jednej tonny wykonanego mostu.

Cena jednostkowa za tonnę konstrukcji mostowej składa się z następujących pozycji:

- 1) Cena żelaza wynosi 52,10% ogólnej ceny
- 2) Przewozy wynoszą 4,30% „ „
- 3) Pomalowanie wynosi 3,85% „ „
- 4) Robocizna w warsztatach wynosi 23,08% ogólnej ceny
- 5) Montaż bez rusztowań „ 16,67% „ „

Z wyżej wymienionych pozycji pozycja trzecia pozostaje bez zmiany, gdyż ilość kwadratowych metrów powierzchni malowania albo się wcale nie zmieni, albo się zmieni znikomo mało, gdyż, dążąc do zachowania sztywności prętów, będziemy musieli stosować do prętów złożonych profile cieńsze, pozostawiając natomiast inne ich wymiary te same.

Pozycja piąta, można uważać, że również pozostanie bez zmiany, gdyż koszt montażu na miejscu głównie zależy od ilości nitów stawianych na miejscu przy montowaniu, a liczba takich albo się nie zmieni, albo też wzrośnie. Procentowo ilość nitów w stosunku do tonny konstrukcji wzrośnie. Założymy jednak, że pozycja ta zmniejszy się o 10% (przenoszenie części na rusztowaniach), przeto montaż wyniesie $16,67 \times 0,9 = 15,00\%$.

Pozycja druga — przewóz — zmniejszy się lecz nie proporcjonalnie do wagi, gdyż do kosztów przewozu dochodzą zwykle inne pozycje niezależne od wagi. Założymy, że koszt przewozu przy zmniejszeniu wagi od 27% do 30% spadną do 25%, zatem cena przewozu za tonnę wyniesie $4,30 \times 0,75 = 3,23\%$.

Pozycja czwarta — obróbka w warsztatach — wzrośnie, gdy ma się do czynienia z żelazem twardszem. Przypuszczam, że nie przesadzimy, jeżeli zwiększenie kosztów przyjmujemy o 12%, t. j. $23,08 \times 1,12 = 25,85\%$.

Cztery pozycje t. j. przewóz, malowanie, robocizna i montaż wyniosą $3,23 + 3,85 + 25,85 + 15,00 = 47,93\%$.

Na żelazo pozostaje $1,00 - 0,4793 = 0,5207 = 52,07\%$.

Ponieważ waga żelaza zmniejsza się o 26,2% i 28,9%, przeto cena na żelazo wyższej wytrzymałości mogłoby wynosić

$$\frac{52,07}{0,738} = 70,56\% \quad \text{i} \quad \frac{52,07}{0,711} = 73,2\%$$

czyli o 18,5% i 21,1% więcej od ceny na żelazo zwykłe, obecnie stosowane (52,10%). Przy wzroście jednak cen na żelazo wyższej wytrzymałości od 19% do 21%, żadnej ekonomji byśmy nie otrzymali.

O ile jednak cena żelaza pozostałaby ta sama, to moglibyśmy zyskać ekonomję nieprzekraczającą jednak 19% dla mostów o rozpiętości 75 m. i 20% dla mostów o rozpiętości 120 m.

Ze wzoru

$$G_x = G \frac{(1 - \alpha)(\mu - 1) + 1}{\mu^2}$$

widać, że dla dużych rozpiętości, dla których α wzrasta, ekonomja w wadze może być znaczna. Tak przy rozpiętości mostu 160 m. zmniejszenie wagi może być do 33%.

Rozpatrzmy obecnie, jaki wpływ ma zwiększenie dopuszczalnych naprężeń na sztywność mostu.

Za miarę sztywności przyjmujemy zwykle stosunek strzałki ugięcia od obciążenia ruchomego do rozpiętości.

Strzałkę ugięcia w danym węźle n otrzymujemy ze wzoru:

$$f = \frac{1}{E} \sum \frac{S_i \cdot S_n \cdot l_i}{F_i}$$

Oznaczając odpowiednio przez F_x i F przekrój pręta przy zwiększonych dopuszczalnych naprężeniach i normalnych, przez β stosunek wagi mostu przy tychże naprężeniach do wagi mostu przy normalnych naprężeniach, przez μ stosunek dopuszczalnych naprężeń zwiększonych do normalnych i przez α stosunek sił S_1 od wagi własnej mostu zależnej od dopuszczalnych naprężeń do $S_1 + S_2$ całkowitych sił, mamy następujące równania:

$$S_1 + S_2 = KF, \quad S_1\beta + S_2 = \mu KF, \quad S_1 = \alpha(S_1 + S_2),$$

z których otrzymujemy

$$F_x = F [1 - \alpha (1 - \beta)] \frac{1}{\mu}$$

Wstawiając znaczenie F_x do wzoru na ugięcie, otrzymujemy strzałkę ugięcia przy zwiększonych dopuszczalnych naprężeniach

$$f_x = \frac{\mu}{1 - \alpha (1 - \beta)} \cdot \frac{1}{E} \sum \frac{S_i S_n l_i}{F_i}$$

Jeżeli przyjmiemy $\alpha = 0,33$; $\beta = 0,67$; $\mu = 1,44$ (dla przęsła 120 m.), to mamy:

$$f_x = 1,62 \cdot \frac{1}{E} \sum \frac{S_i S_n l_i}{F_i} = 1,62 f,$$

t. j. strzałka ugięcia wzrasta o 62%.

Wzrost strzałki ugięcia pociąga za sobą zwiększenie naprężeń drugorzędnych.

Lecz nie tylko ogólne ugięcie dźwigarów wzrasta przy zwiększeniu dopuszczalnego naprężenia.

Najdogodniejsza wysokość belek poprzecznych i podłużnych o przekroju stałym otrzymuje się ze wzoru:

$$h = \sqrt{\frac{600 M_{max}}{\alpha^2 (220 \delta + 3F) k_g}}$$

Jeżeli do tego wzoru wstawić grubość ścianki $\delta = 1$ cm i 0,8 cm. odpowiednio do normalnego dopuszczalnego naprężenia i zwiększonego, $\alpha = 0,9$ i $F = 20$ cm², to przy k_g i $1,44 k_g$, otrzymamy wysokość belki

$$h_1 = \sqrt{\frac{600 M_{max}}{0,91 (220 + 60) k_g}} = 1,53 \sqrt{W}$$

$$h_2 = \sqrt{\frac{600 M_{max}}{0,91 (220 \cdot 0,8 + 60) 1,44 k_g}} = 1,39 \sqrt{W}.$$

Strzałka ugięcia belki nie może być wyrażona wzorem:

$$f = \gamma \cdot \frac{l^2 k_g}{E \cdot h}$$

Wstawiając do tego wzoru odpowiednie wartości, otrzymamy następujący stosunek strzałki ugięcia belek przy zwiększonych i danych dopuszczalnych naprężeniach.

$$f_2 = 1,585 f_1$$

Zatem strzałka ugięcia wzrasta o 58,5%.

Zwiększenie strzałki ugięcia pociąga za sobą zwiększenie falistości toru, zwiększenie zaś falistości toru w swej konsekwencji zwiększa dynamiczny wpływ. Zauważyć przytem należy, że falistość toru jest drugim czynnikiem, który najwięcej wpływa na zwiększenie współczynnika dynamicznego, jak to wykazały doświadczenia przeprowadzone przez amerykańskie towarzystwo „American Railway Engineering and Maintenance of Way”.

Z wyżej podanych rozważań wynika, że w naszych warunkach przy wskazanych stosunkach poszczególnych pozycji, składających się na cenę jednostki wagi konstrukcji mostowej, przy cenie jednej tonny stali krzemowej od 20 do 30% większej od żelaza zwykłego, pod względem ekonomicznym nic byśmy nie zyskali, natomiast pod względem sztywności stracilibyśmy znacznie. Pod względem eksploatacyjnym prawdopodobnie wydatki również by wzrosły, gdyż stal krzemowa podlega silniejszemu rdzewieniu niż stal zwykła mostowa.

Stal krzemowa jednakże mogłaby mieć zastosowanie do mostów rozbieralnych, dla których zmniejszenie wagi gra pierwszorzędą rolę.

Chociaż przy zwiększonych dopuszczalnych naprężeniach ugięcie belek jezdni wzrasta, to należy zauważyć, że ugięcie to naogół jest małe, przeto w mostach kolejowych dwutorowych stal krzemowa mogłaby się nadawać na belki poprzeczne, które przy stosowaniu stali zwykłej mostowej otrzymują się ciężkie.

Tutaj jednak już powstaje kwestja stosowania w mostach materiałów mieszanych o różnych wytrzymałościach. Stosowanie materiałów o różnych wytrzymałościach jest możliwe, jednak sposób wykonania takich konstrukcyj mostowych wymagałby specjalnych warunków, których w naszych wytwórniach my, zdaje się, tymczasem nie mamy.

* *
*

Inż. Z. BALICKI w uzupełnieniu wywodów prelegenta pragnie podać kilka szczegółów, dotyczących wykonania mostu ze stali krzemowej. Mówca miał możność oglądania w sierpniu 1928 r. montażu pierwszego w Szwajcarii mostu z takiej stali.

Most ten przez rzekę Aarę pod Brügg na linii Bern - Biel jest kratową belką ciągłą pod jeden tor, o rozpiętości 2×55 m, przyczem wysokość kraty, wynosząca 6,7 m, zwiększa się nad środkową oporą do 10 m.

Oszczędność na budowie tego mostu miała wynosić, według ówczesnego oszacowania jej przez inżynierów Generalnej Dyrekcji Kolei Szwajcarskich: na materiale do 30%, na kosztach zaś niespełna 20% w porównaniu z żelazem zlewnem.

Materiał konstrukcyjny, według oświadczeń tych inżynierów, okazał się w obróbce warsztatowej trudniejszym nieco od żelaza zlewnego, ale wykazał zato cechy nadzwyczajnej jednolitości, skutkiem czego świdry i noże przy heblarkach ulegały równomiernemu zużyciu, nie łamiąc się jednak tak często, jak przy obróbce żelaza zlewnego. Cechą charakteryzującą jednolitość materiału miał być fakt, że przy obróbce wióry otrzymywano kilkumetrowej długości. Firma wykonywująca w warsztacie konstrukcję tego mostu miała się podjąć roboty za cenę taką samą, jak dla konstrukcyj z żelaza zlewnego.

Co do nitowania konstrukcji na montażu, to według wyjaśnień, udzielonych mówcy przez majstra, kierującego tą robotą na budowie, nity ze stali krzemowej mają być trudniejsze do zabicia od nitów z żelaza zlewnego. Dla porównania majster ten przytoczył przykład, że drużyna niciarzy, która, pracując przy pomocy młotków pneumatycznych, mogła

w ciągu dnia roboczego zabić około tysiąca nitów żelaznych — przy użyciu nitów ze stali krzemowej wykonywała ich dziennie nie więcej, niż trzysta.

Odnosnie przytoczonych przez inżynierów szwajcarskich oszczędności procentowych w porównaniu z żelazem zlewnem, mówca zauważa, że most pod Brügg, jako jednotorowy i wysoki, posiada konstrukcję bardzo korzystną w myśl wywodów prelegenta, z uwagi na przewagę prętów, w których możliwa jest znaczna oszczędność na materiale przy większej jego wytrzymałości. Dlatego też możliwym jest, że oszczędność na ciężarze, wyprowadzona przez prelegenta średnio na 25%, w danym konkretnym wypadku mogła być cokolwiek wyższa — co tylko, zdaniem mówcy potwierdza w praktyce ścisłość założeń i wywodów teoretycznych prelegenta.

Wreszcie w kwestji oszczędności na koszcie mostu, mówca podkreśla różnicę warunków szwajcarskich i polskich: Szwajcarja otrzymuje materiał żelazny z hut Lotaryngji i Niemiec po cenach prawie tych samych, jakie istnieją w Polsce. Wobec jednak wysokiego kursu franka szwajcarskiego i droższych kosztów utrzymania niż w Polsce, materiał żelazny wypada w Szwajcarji znacznie taniej niż u nas. Odwrotnie przedstawiają się koszty robocizny, które w Szwajcarji są kilkakrotnie wyższe niż w Polsce. W tych więc warunkach możliwa jest w Szwajcarji większa oszczędność przy zastosowaniu stali krzemowej zamiast żelaza zlewnego, niż to mogłoby mieć miejsce w Polsce.

* * *

Prof. HUBER: Interesujące studjum porównawcze ciężaru mostów z żelaza zlewnego dotychczas u nas powszechnie używanego i stali krzemowej o wyższych własnościach wytrzymałościowych, stosowanej od lat kilkunastu z powodzeniem w krajach ościennych, zakończył Sz. Prelegent wnioskami nacechowanymi pewnym sceptycyzmem co do korzyści z wprowadzenia nowego materiału do budowy mostów stałych w Polsce.

Nieco korzystniejsze światło rzuca — jak się zdaje — na tę kwestję przykład z praktyki szwajcarskiej przytoczony w dyskusji przez p. inż. Balickiego.

Pozwolę sobie również zacytować inny świeższy jeszcze przykład opisany przez szwajcarskiego inżyniera A. Bühler'a w № 16 pisma „Die Bautechnik” z r. 1929. Jest to most kolejowy belkowy o dwu przęsłach po 52,5 m rozpiętości w świetle. Wykonanie tego mostu ze stali krzemowej zamiast „St. 37” dało zmniejszenie ciężaru własnego o 25%, a kosztów każdego przęsła o 10%. W stosunkach szwajcarskich korzyść gospodarcza konstrukcji ze stali krzemowej pojawia się przy rozpiętościach ponad 50 m.

Obróbka według sprawozdania Bühlera nie nastęrczała żadnych specjalnych trudności. Nitowanie również. Trudności sprawiało tylko usuwanie nitów źle założonych.

Elementy konstrukcyjne ze stali krzemowej winny być zamawiane nieco dłuższe i przycinane, ażeby się pozbyć końcowych krawędzi zbyt twardych.

Jeżeli badanie wytrzymałościowe „na zmęczenie” dało wyniki nieco mniej korzystne w stosunku do wytrzymałości doraźnej, aniżeli dla „St. 37”, to fakt ten nie może mieć w naszym przypadku znaczenia praktycznego. W mostach bowiem jest okres zmienności obciążenia zbyt długi, ażeby można mówić o niebezpieczeństwie zmęczenia, a nadto działanie obciążeń zmiennych jest przerywane stosunkowo znacznymi pauzami, w których materiał ma czas „wypocząć”. Pod tym względem niema więc żadnych obaw.

Nieco inaczej ma się rzecz z podniesionym w wykładzie zarzutem mniejszej sztywności mostów ze stali wysokowartościowej, oraz ze wspomnianą w dyskusji większą skłonnością stali krzemowej do rdzewienia. Jednakże i te zarzuty nie wydają mi się zbyt groźne dla nowego materiału. Zabezpieczenie od rdzewienia wymaga tylko drobnego zwiększenia czujności w konserwacji mostu, gdyż stwierdzona laboratoryjnie różnica szybkości rdzewienia żelaza zlewnego i stali krzemowej jest nieznaczna.

Większe ugięcia dźwigarów ze stali krzemowej — jak wykazał Sz. Prelegent — nie dadzą się w praktyce uniknąć. Stąd większa falistość toru uważana za jedno ze źródeł działań dynamicznych obciążenia ruchomego, obok podniesionego również przez Prelegenta wpływu przeciwwag kół parowozowych.

Atoli uwarunkowana mniejszą sztywnością konstrukcji falistość toru wywołuje wogóle skutek dynamiczny, nieznaczny w porównaniu do tego, jaki zależy od przeciwwag, a zwłaszcza od uderzeń na stykach szyn i nierównościach jezdni mostów drogowych.

Nie widzę też trudności w zastosowaniu konstrukcji mieszanej w razie potrzeby. Niebezpieczeństwo zamiany materiału da się łatwo uniknąć przez próbowanie twardości każdej podejrzanej części przy montażu jednym z licznych prostych, a niedrogich sklerometrów, w rodzaju tych, jakie oddawna mają zastosowanie w warsztatach mechanicznych.

* *
*

Inż. Stanisław PLEBIŃSKI nadesłał następujące uzupełnienie:

Należy wyrazić podziękowanie p. prof. A. Pszenickiemu za poruszenie tak obecnie aktualnej sprawy zastosowania stali krzemowej w budownictwie mostowym i cywilnym, przewodniczącemu zaś p. prof. Czopowskiemu — za umożliwienie kołom fachowym dyskusji w tej sprawie.

Aczkolwiek jestem gorącym zwolennikiem stosowania w budownictwie mostowym i cywilnym materiałów udoskonalonych, a więc i stali wysokowartościowej i nie zupełnie podzielam niektóre wywody prelegenta, to jednakże stwierdzić muszę, że referat prof. A. Pszenickiego opracowany został starannie i rzuca pewne, choć może nieco jednostronne, światło na omawianą sprawę.

O sprawie tej miałem sposobność wspomnieć w drugim odczycie, jaki wygłosiłem w listopadzie r. ub. w Stowarzyszeniu Techników w Warszawie w związku ze sprawozdaniem z obrad II-go Międzynarodowego Kongresu budowy mostów w Wiedniu. Zaznaczyłem wtedy, że sprawie stosowania stali krzemowej (St. Si.) poświęcił Kongres sporo uwagi.

Problem stali krzemowej i wogóle wysokowartościowej omawiany był wyczerpująco przez szereg wybitnych inżynierów, a między innymi przez prof. Gehlera z Drezna, inż. Bühlera z Berna Szwajcarskiego, dr. inż. Bohny ze Sterkrade, dyrektora Zakładów Kruppa dr. Erlinghagena, prof. St. Kunickiego z Warszawy i wielu innych. Już wtedy zaznaczyła się jak gdyby pewna różnica w poglądach: podczas kiedy np. prof. Gehler, dr. inż. Bohny i inni okazali się gorącymi zwolennikami stali krzemowej, dr. Erlinghagen uważał, że stal ta nie jest ostatnim wyrazem stali wysokowartościowej i że dalsze udoskonalenie tej stali osiągnąć można przez zastosowanie stali z domieszką krzemu, miedzi (w małej odsetce), manganu, chromu lub niklu przy różnych stosunkach i kombinacjach.

Dr. Erlinghagen zakomunikował również, że Zakłady Kruppa prowadzą od pewnego czasu systematyczne badania nad nowymi gatunkami stali, które być może wyjaśnią w krótkim czasie najwłaściwsze stopy dla stali wysokowartościowej różnych gałęzi techniki.

Nie przesądzam oczywiście, jaki kierunek zwycięży w technice mostowej i jaki gatunek stali uznany tu będzie za najodpowiedniejszy, już dziś jednakże muszę zaznaczyć, że stosowanie stali wysokowartościowej (węglistej krzemowej) zatacza coraz szersze kręgi. Ze stali tej budowane są ostatnio nie tylko wielkie mosty amerykańskie i ich części składowe, lecz również i średnie mosty europejskie w Anglii, Francji, Szwajcarii, Austrii, Niemczech, a nawet w Rosji Sowieckiej.

Na dziedzińcu fabrycznym w Zakładach Witkowickich w Czechosłowacji widziałem części przęsła dla mostów kolejowych linii Uralskich, wykonane ze stali krzemowej w sposób rzeczywiście wzorowy i nie pozostawiający nic do życzenia. Oglądałem również plany dźwigarów pierwszego, wykonanego ze stali krzemowej, mostu austriackiego w Grazu (Schönaubrücke) o rozpiętości 61,4 mtr. i systemie łukowym, dwuprzegubowym.

Budowa tego mostu ze stali krzemowej — według danych jego konstruktora dr. inż. K. Holcmajera — okazała się znacznie tańszą od projektu budowy mostu żelaznego, a nawet żelazo-betonowego.

Oszczędność wydatków, osiągnięta w Niemczech przy budowie mostów kolejowych ze stali węglistej i krzemowej w porównaniu z budową mostów żelaznych okazała się na podstawie danych przytoczonych przez dr. Komerella (p. artykuł inż. R. Schanzer'a z dn. 4. III. 1927 r. Zschrift des Oester. Ing. Arch. Ver.) następująca:

- 1) dla mostu kolejowego jednotorowego o rozpiętości 38 mtr.:
 - a) przy użyciu stali węglistej (St. 48) — 10,4%
 - b) „ „ „ krzemowej (St. Si.) — 15,1%
- 2) dla mostu kolejowego jednotorowego o rozpiętości 60 mtr.:
 - a) przy użyciu stali węglistej (St. 48) — 12,1%
 - b) „ „ „ krzemowej (St. Si.) — 17,8%

Według artykułu dr. Bohny'ego oszczędność wydatków przy użyciu stali krzemowej w porównaniu z żelazem zlewnem wynosi:

dla przęsła 1 = 50 mtr.	od 10% — 15%
„ „ 1 = 100 „	od 12% — 18%
„ „ 1 = 150 „	od 15% — 21%
„ „ 1 = 200 „	od 18% — 25%

Są to odsetki jak widzimy dość znaczne.

Pomyślne również rezultaty dało stosowanie stali wysokowartościowej w ustrojach mostów żelazo-betonowych, jak o tem świadczą badania wiedeńskie prof. Saliger'a w r. 1928, zwłaszcza przy użyciu cementów wysokowartościowych, o których wspomniałem w pierwszym moim odczycie: wygłoszonym w październiku r. ub. w Stowarzyszeniu Techników przy opisie mostu Plougastel pod Brestem we Francji.

Tak więc użycie stali wysokowartościowej, węglistej, krzemowej czy innej, daje konstruktorom do ręki nowy udoskonalony materiał budowlany, dzięki któremu mogą oni nie tylko zwiększać rozpiętość przęsła mostów i projektować ustroje w sposób więcej śmiały, estetyczny i stosunkowo lekki, lecz osiągać nawet pewne, mniejsze lub większe oszczędności materialne. Sądzę tedy, że należałoby i u nas w Polsce zająć się poważnie sprawą stali wysokowartościowej.

Pierwszy głos mieć tu będą zapewne nasze wielkie Zakłady Hutnicze i Stalownie oraz Fabryki mostowe, które wzorem takichże Zakładów Amerykańskich i Zachodnio Europejskich powinnyby zająć się badaniem stali wysokowartościowej i studjami w tej dziedzinie, przystępując do walcowania profili z tejsze stali na użytek budownictwa mostowego i cywilnego, choćby w niewielkim na początku stopniu. W przeciwnym razie Polska Technika mostowa może się wkrótce znaleźć na szarym końcu.

Prof. A. Pszenicki nadesłał następujące wyjaśnienie:

Z przytoczonych danych przez p. inż. Z. Balickiego wynika, że wywody moje, po-
niekąd teoretyczne, w zupełności zgodne są z praktycznymi rezultatami osiągniętymi przy
budowie mostu przez rzekę Aarę pod Brügg na linii Bern-Biel.

Jeżeli przyjąć, że praca nitowania kosztowała trzy razy więcej przy stawianiu nitów
ze stali krzemowej w porównaniu z nitami ze stali zwykłej i że obróbka w warsztatach
stali krzemowej jest nieco trudniejsza, to przyjęte przezemnie podrożenie robocizny mostów
w warsztatach ze stali krzemowej o 12% jest w zupełności uzasadnione.

Profesor Huber podał dane inżyniera Bühlera dotyczące mostu o rozpiętości 52,5 m,
z których to danych wynika, że ciężar mostu zmniejszył się o 25%.

Wywody moje dotyczące mostu o rozpiętości 47,6 m. sprowadzają się do zmniej-
szenia ciężaru o 25,99%, czyli 26%, zatem w niczem nie przeczą danym inż. Bühlera.

Że obróbka nie nastęrcza żadnych „specjalnych trudności” o tem nie wątpię, lecz,
że będzie ona nieco droższa, również jestem przekonany. Słabe maszyny, zdatne do obróbki
stali zwykłej mostowej, będą musiały być zastąpione przez silniejsze, a to spowoduje urzą-
dzenie nowych instalacji, które trzeba będzie amortyzować i przez to zwiększyć koszta
robocizny. Obróbka ręczna dłutami pneumatycznymi będzie bezwzględnie mniej wydajna,
a zatem i droższa dla stali krzemowej, niż dla stali zwykłej.

Kwestji zmęczenia materiału w swym referacie nie podnosiłem i wagi wielkiej
sprawie tej już oddawna nie nadaję.

Sprawę nieuwzględniania zmienności naprężeń w mostach wysunąłem w Radzie
Technicznej przy Ministrze Komunikacji w swym referacie, dotyczącym projektu mostu przez
rzekę Bug pod Terespołem 5-go grudnia 1927 r. Natomiast zwróciłem uwagę na to, że
pręty ściskane o wysmukłości większej od 100 dają prawie jednakową wytrzymałość tak dla
stali krzemowej, jak i dla stali zwykłej.

Najważniejszą dla mnie sprawą, jest sprawa sztywności, która znacznie spada przy
stosowaniu wysokich dopuszczalnych naprężeń i z tego jedynie powodu referat mój jest
nacechowany „pewnym sceptycyzmem”. Aby utrzymać dotychczasową sztywność mostów
przy stosowanych u nas rozpiętościach, trzeba będzie znacznie zwiększać wysokość dźwi-
garów, a to będzie powodować projektowanie ich o nienajdogodniejszej wysokości pod
względem wagi. Jeżelibyśmy stosowali stal szlachetniejszą od stali krzemowej do mostów
zwykłych rozpiętości, to na sztywności stracilibyśmy jeszcze więcej, gdyż, jak wiadomo,
moduł Jounga dla stali np. niklowej jest niższy niż dla stali zwykłej obecnie stosowanej
do mostów.

Stosowanie konstrukcyj mieszanych nie uważam za wykluczone, jak to zresztą sam
zaznaczyłem w swym referacie, lecz do tego obecnie warunków odpowiednich nie mamy.
Zresztą sami wytwórcy wypowiedzieli się przeciw konstrukcji mieszanej, gdy o tem za-
szła mowa.

L'emploi d'un acier supérieur pour la construction des ponts.

R É S U M É.

Lorsqu'il y a question de l'emploi d'un acier supérieur pour la construction des ponts, on a en vue l'acier au silicium, dont la résistance à la rupture est comprise entre 48—60 kg/mm², la limite d'étirage au moins égale à 36 kg/mm², et l'allongement au moins égale à 22%, la limite élastique de cet acier étant ca: 28,8 kg/mm².

En tenant compte de tout qui a l'influence sur les efforts produit par l'action des charges verticales à l'exception des efforts secondaires, qui peuvent atteindre d'après M. Bazant une valeur égale à 45% due aux forces axiales, l'effort admissible dû aux forces axiales sous l'action des charges verticales prend la valeur $K = \frac{2880}{1,45} = 1986 \text{ kg/cm}^2$, ou ca: 1950 kg/cm².

D'autre part si on admettrait, que les forces horizontales sont 33% des toutes les forces axiales, et en raison d'une rigidité insuffisante des pièces des membrures en comparaison avec les barres de la poutre principale, nous négligeons l'influence des pièces assemblées et nous prenons comme la tension admissible à cause des forces axiales et horizontales la valeur:

$$K_r = \frac{2880}{0,67 + 1,45 + 0,33} = \frac{2880}{1,30} = 2215 \text{ kg/cm}^2,$$

ou 2200 kg/cm².

Pour l'acier employé jusqu'a présent, dont la limite élastique est 20 kg/mm², les tensions admissibles seront $K = \frac{2000}{1,45} = 1379 \text{ kg/cm}^2$, ou 1350 kg/cm², $K_r = \frac{2000}{1,3} = 1538 \text{ kg/cm}^2$, ou ca: 1520 kg/cm².

Le rapport des tensions admissibles d'acier au silicium à l'acier ordinaire est égale

$$\mu = \frac{1950}{1350} = 1,44.$$

En introduisant les notations suivantes:

- G et G_x — les poids de la construction du pont exécuté en acier ordinaire et au silicium, qui dépendent des tensions admissibles.
- S_1 et S'_1 — les efforts des barres, qui dépendent de G et G_x .
- S_2 — les efforts des barres, qui ne dépendent pas des tensions admissibles.
- α — le rapport des efforts dans les barres, dus à la surcharge constante uniformément répartie laquelle dépend des tensions admissibles, à la surcharge totale.
- μ — le rapport des tensions admissibles pour l'acier au silicium et l'acier ordinaire nous pouvons écrire les équations suivantes:

d'où

$$\frac{S_1 + S_2}{K} = \delta \cdot G; \quad \frac{S'_1 + S_2}{\mu K} = \delta \cdot G_x; \quad \frac{S_1}{S'_1} = \mu; \quad \frac{S_1}{S_1 + S_2} = \alpha,$$

$$G_x = G \frac{(1 - \alpha) (\mu - 1) + 1}{\mu^2}.$$

D'après cette équation on aperçoit, que si α augmente, G_x diminue, c. à. d. le poids propre pour les grandes portées des ouvrages diminue.

Pour les portées de 48 — 120 m. on peut réaliser l'économie en poids propre environ de 25% — 29%.

Le champs d'applications dépend naturellement du rapport de prix d'acier au silicium à l'acier ordinaire, ainsi que du rapport du prix de ces matériaux, la main d'oeuvre par unité de poids du ponts.

La rigidité du pont.

En signifiant par $-F_x$ et F la section d'une barre en acier au silicium respectivement en acier ordinaire, $-\beta$ le rapport de poids des ponts en acier au silicium et en acier ordinaire, $-\mu$ le rapport admissible du travail du metal et α le rapport de l'effort S_1 produit par le poids propre de la construction du pont (en fonction des tensions admissibles) à $S_1 + S_2$ c. à d. des efforts totales, nous pouvons écrire les équations:

$$S_1 + S_2 = KF, \quad S_1 \beta + S_2 = \mu KF_x,$$

$$S_1 = \alpha (S_1 + S_2) \text{ d'où } F_x = F [1 - \alpha (1 - \beta)] \frac{1}{\mu}.$$

La flèche pour les sections F_x est

$$f_x = \frac{1}{E} \sum \frac{S_i S_n 1_i}{F_x} = \frac{\mu}{1 - \alpha (1 - \beta)} \cdot \frac{1}{E} \sum \frac{S_i S_n 1_i}{F} = \frac{\mu}{1 - \alpha (1 - \beta)} \cdot \frac{1}{E} \cdot f.$$

Pour la portée de l'ouvrage 120 m, $\alpha = 0,33$, $\beta = 0,67$, $\mu = 1,44$,

$$f_x = 1,62 f$$

c. à d. la flèche augmente 62%.

Dans les poutres à âme pleine le rapport de la hauteur de la poutre en acier au silicium à la poutre en acier ordinaire sera

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1,39}{1,56} = 0,91$$

et on obtient le rapport des flèches

$$\frac{f_1}{f_2} = 1,585$$

c. à d. l'augmentation 58,5%.

D'après cela on peut dire, que pour les petites portées l'emploi d'acier au silicium est indiqué, si son prix sera peu élevé par rapport au prix d'acier ordinaire, en négligeant la rigidité du pont.

Mais si le prix d'acier au silicium sera plus élevé que le prix d'acier ordinaire (dans cet exemple 20% — 30%) malgré qu'on obtient aucune économie dans l'ouvrage, on perd beaucoup sur la rigidité.

On peut obtenir une économie en appliquant dans la construction du pont simultanément l'acier au silicium et l'acier ordinaire.

En cas où la diminution du poids propre joue un rôle important par exemple dans les ponts militaires, l'emploi d'acier au silicium est indiqué.

L'application d'acier au silicium peut avoir lieu dans les pièces des ponts à double voie ferrée, parce que étant normalement en acier ordinaire elles sont assez légères.

Prof. STANISŁAW GARLICKI.

O KONSTRUKCJI INWERSORÓW.

Inwersorem nazywamy przyrząd, złożony z drążków, leżących na jednej płaszczyźnie (lub na płaszczyznach równoległych) i tak ze sobą przegubowo połączonych, że przy zmianie formy przyrządu trzy punkty O , M i N , z których każdy należy do innego drążka, zmieniają swe względne położenie, *pozostając zawsze na jednej prostej i dając stały iloczyn odległości OM i ON* . Wartość tego stałego iloczynu nazywamy *potęgą inwersora*; zależnie od tego, czy potęga ta jest dodatnia lub ujemna, t. j. czy punkty M i N leżą po tej samej stronie punktu O , czy po przeciwnych jego stronach, odróżniamy *inwersory hiperboliczne* i *eliptyczne*. Jeżeli unieruchomimy punkt O układu i zmusimy punkt M do opisywania dowolnej figury płaskiej (ograniczonej jedynie skończonymi wymiarami przyrządu), to punkt N opisze figurę przekształconą przez inwersję; — jeżeli np. punkt M opisywać będzie jakiegokolwiek koła nieprzechodzące przez punkt O (który jest środkiem inwersji), to punkt N opisze również koło, — jeżeli wszakże koło opisywane przez punkt M przechodzi przez środek inwersji O , to punkt N opisywać będzie prostą. Zapomocą inwersorów możemy więc przekształcić ruch obrotowy na ruch prostoliniowy i nawzajem.

Powszechnie znane są dwa inwersory: sześciodrążkowy *Peaucellier'a* i czterodrążkowy *Hart'a* (Rys. 7 i 5), mniej znany jest inwersor *Perrolaz'a* (fig. 11). Czyżby nie było więcej możliwych inwersorów?, — a jeżeli są, to w ilu istnieją odmianach i jaka jest ogólna zasada ich konstrukcji? — oto pytania, na które zamierzam dać tutaj odpowiedź.

Z podanej wyżej definicji inwersora wynika, że zmiana jego formy zależy musi od jednego parametru; jeżeli bowiem z trzech punktów O , M , N unieruchomimy dwa którekolwiek, to trzeci również zostanie unieruchomiony. Otóż najprostszymi układami przegubowymi, których odkształcanie zależy od jednego parametru, są *czworoboki przegubowe*; to też każdy inwersor składać się będzie albo z jednego tylko czworoboku przegubowego (*inwersory czterodrążkowe*), albo z dwóch czworoboków przegubowych, spojonych ze sobą dwiema parami boków przyległych (*inwersory sześciodrążkowe*).

Jeżeli jednak zrezygnujemy z postulatu jednoparametrowej zmienności formy inwersora, to można będzie wskazać przyrządy znacznie prostszej budowy, bo złożone z *trzech* tylko drążków tak ze sobą przegubowo połączonych, że punkty O , M , N , z których każdy należy do innego drążka, — *o ile będą zmuszone pozostawać na jednej prostej*, — zachowywać będą stały iloczyn odległości OM i ON . Przyrządy takie nazywam *inwersorami niezupełnemi*; ich poprawne działanie wymaga bowiem pewnego dodatkowego urządzenia, zapewniającego spójność punktów O , M , N .

Inwersory niezupełne mogą być tylko dwóch typów:

Typ A (fig. 1) składa się z drążków OL , LM i LN , połączonych przegubowo w spólnym punkcie L , przytem drążki LM i LN są równej długości $LM = LN = b$, podczas gdy długość a drążka OL jest albo większa od b (inwersor hiperboliczny h_1), albo mniejsza od b

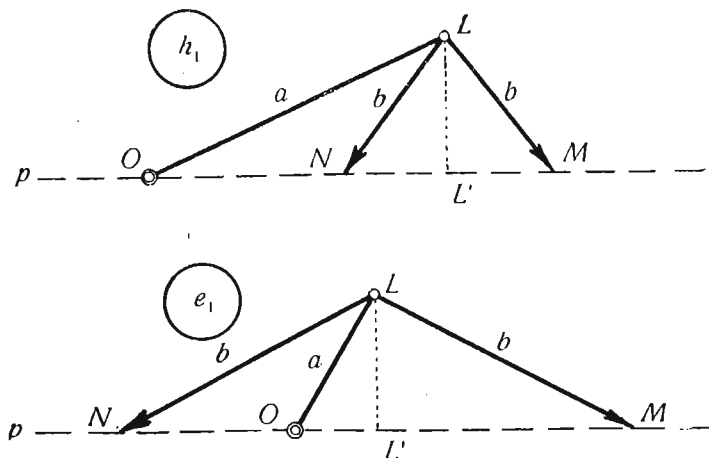


Fig. 1.

(inwersor eliptyczny e_1). — Jeżeli punkty O , M i N leżą na jednej prostej p , a punkt L' jest rzutem prostokątnym punktu L na tę prostą, to w obu przypadkach:

$$OM = OL' + L'M, \quad ON = OL' - NL',$$

skąd zważywszy, że $L'M = NL'$, znajdziemy

$$OM \cdot ON = OL'^2 - L'M^2 = OL^2 - LM^2 = a^2 - b^2.$$

Typ B (fig. 2) składa się z drążków PQ , PM i QN różnych długości o przegubach P i Q ; przytem punkt O jest takim punktem drążka PQ , który go dzieli w stosunku długości PM i QN wewnątrz (h_2 i e'_2) lub zewnątrz (h'_2 i e_2), tak, że jeżeli $PM = a$, $OP = b$, to $QN = ma$ i $QO = mb$. Poprawne działanie przyrządu wymaga 1^o, aby punkty O , M , N pozostawały na jednej prostej p i 2^o, aby w położeniu początkowym drążki PM i QN nie były równoległe. Gdy te dwa warunki są spełnione, to oznaczając literami P' i Q' rzuty punktów P i Q na prostą p , mamy

$$OM = P'M + OP', \quad ON = Q'N - Q'O.$$

Gdy punkt O leży między punktami P i Q (h_2 i e'_2), to

$$Q'N = m \cdot P'M, \quad Q'O = m \cdot OP',$$

skąd

$$OM \cdot ON = m (P'M^2 - OP'^2) = m (PM^2 - OP^2) = m (a^2 - b^2).$$

Gdy punkt O leży poza punktami P i Q (h'_2 i e_2), to

$$Q'N = -m \cdot P'M, \quad Q'O = -m \cdot OP',$$

skąd

$$OM \cdot ON = m (OP'^2 - P'M^2) = m (OP^2 - PM^2) = m (a^2 - b^2).$$

W obu więc przypadkach iloczyn $OM \cdot ON$ ma wartość stałą, — w pierwszym przypadku wartość ta jest dodatnia, gdy $a > b$, — w drugim, — gdy $a < b$. Ze względów praktycznych (dla uniknięcia t. zw. „martwych” położeń) bierzemy zazwyczaj $a < b$; w przy-

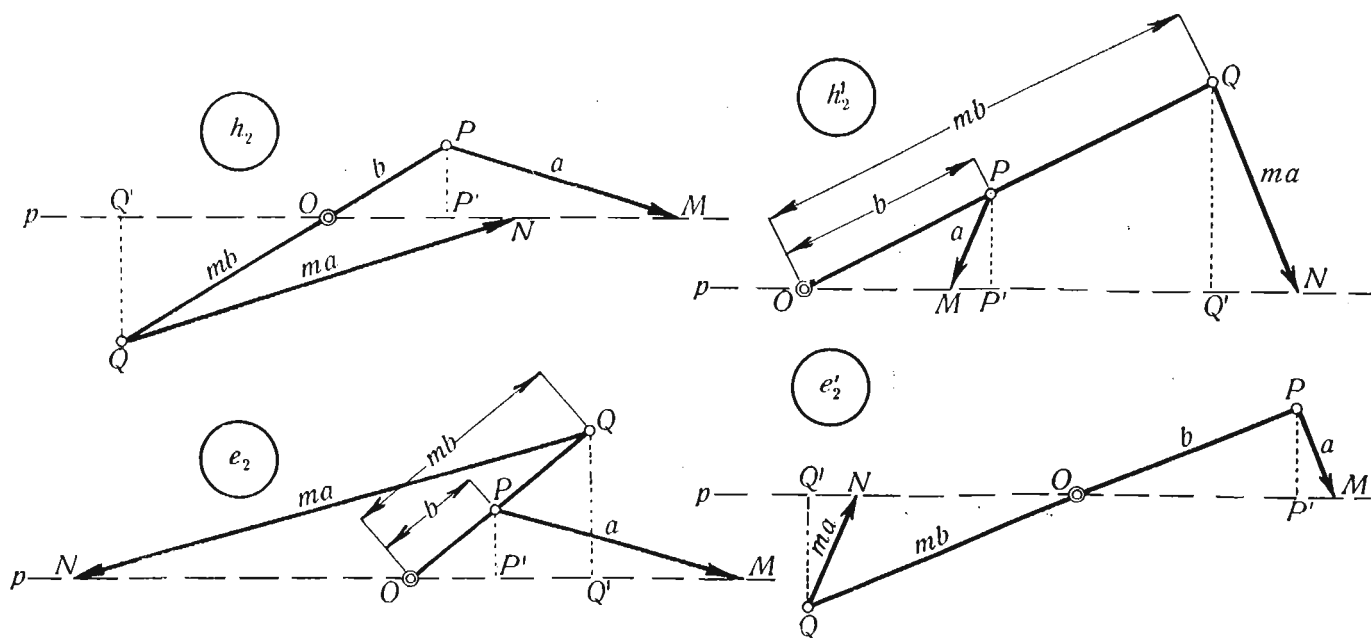


Fig 2.

padku hiperbolicznym, t. j. gdy $OM \cdot ON > 0$, punkt O leży wówczas między punktami P i Q (h_2), — w przypadku eliptycznym, t. j. gdy $OM \cdot ON < 0$, punkt O leży poza punktami P i Q (e^2).

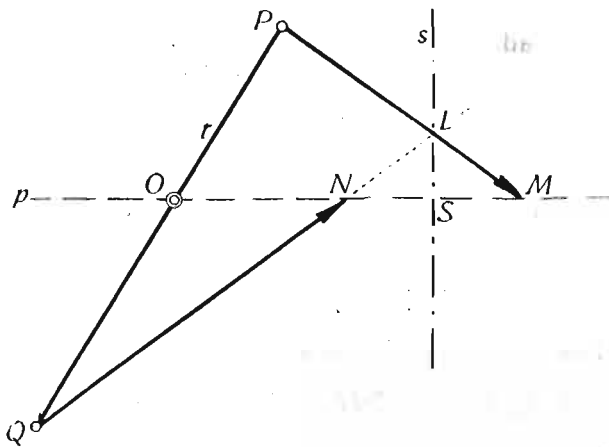


Fig. 3.

Zauważmy, że proste PM i QN tworzą z prostą p kąty spełniające. Stąd wynika następująca ogólna konstrukcja inwersora niepełnego typu B o danej potędze (dodatniej lub ujemnej): Obrawszy na jakiegokolwiek prostej p (fig. 3) trzy punkty O, M, N w taki sposób, aby iloczyn $OM \cdot ON$ równał się danej potędze, wystawiamy w środku S

odcinka MN prostopadłą s do prostej p i na tej prostopadłej obieramy gdziekolwiek punkt L ; łączymy LM i LN , poczem z punktu O prowadzimy jakąkolwiek sieczną r prostych LM i LN ; punkty przecięcia P i Q wraz z punktami O , M i N wyznaczają jeden z inwersorów niepełnych typu B o danej potędze.

Dla danego położenia punktu L na prostej s dwa są szczególnie ważne położenia siecznej r :

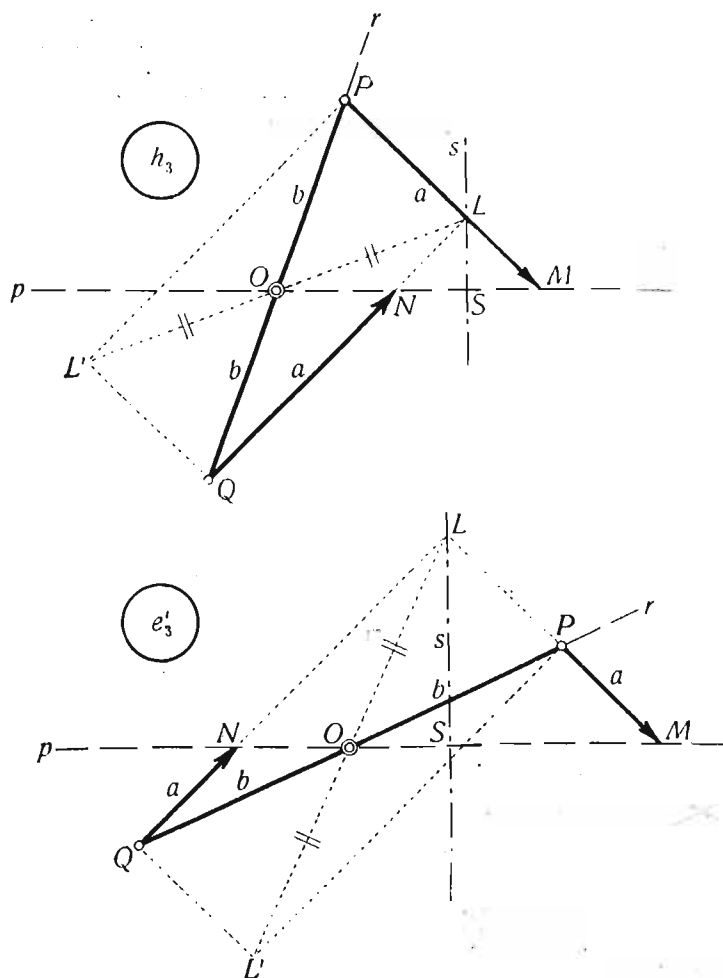


Fig. 4.

1^o gdy sieczna r przecina proste LM i LN w punktach P i Q symetrycznych względem punktu O (Rys. 4); dla wyznaczenia takiego położenia prostej r należy zbudować równoległobok, którego środkiem jest punkt O , a bokami proste LM i LN ; otrzymany inwersor składa się z trzech drążków, z których dwa są równe: $PM = QN = a$, a trzeci $PQ = 2b$ albo jest mniejszy od ich sumy (h_3), albo od niej większy (e'_3); potęga inwersora w każdym przypadku równa jest $a^2 - b^2$.

2^o gdy sieczna r przechodzi przez punkt L ; punkty P i Q są wówczas zebrane w tym punkcie; otrzymamy w tym przypadku inwersor niepełny typu A . (Rys. 1). Typ A inwersora niepełnego jest przeto przypadkiem szczególnym typu B .

Aby teraz z inwersora niepełnego typu *A* lub *B* uczynić inwersor zupełny, trzeba, jak to już zaznaczyliśmy, dołączyć do niego urządzenie, któreby zapewniało spółliniowość punktów *O*, *M*, *N*. — Otóż najprostszym takim urządzeniem jest drugi inwersor niepełny o tej samej potędze; przez połączenie dwóch inwersorów niepełnych o tej samej potędze można otrzymać wszystkie możliwe inwersory zupełne tej samej potęgi, — cztero i sześciodrążkowe.

Połączenie takie można osiągnąć dwoma sposobami:

I sposób da się zastosować tylko do inwersorów niepełnych typu *B*. Jakikolwiek inwersor tego typu ustawiamy tak, aby punkty *O*, *M* i *N* leżały na prostej *p* (fig. 5); figura symetryczna z tym inwersorem względem prostej *s*, prostopadłej do *p* w środku *S* odcinka

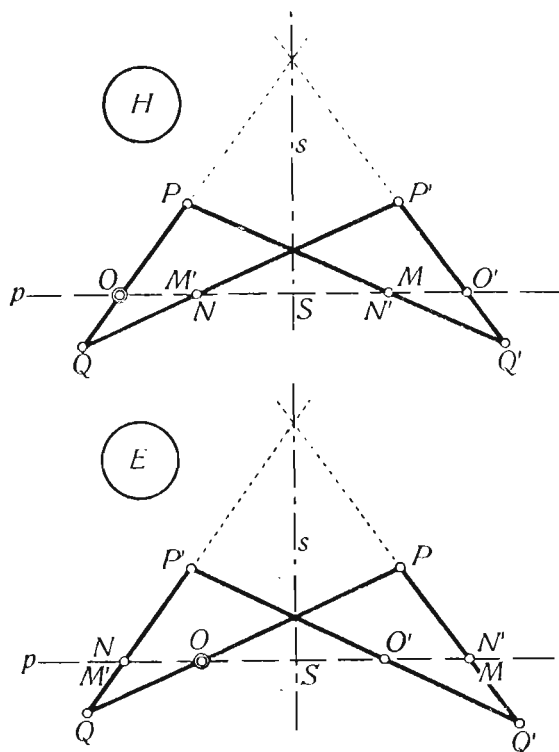


Fig. 5.

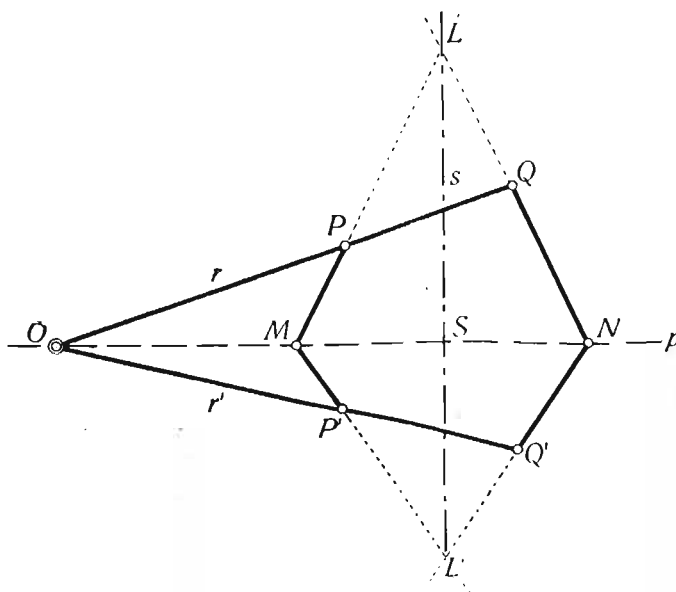


Fig. 6.

MN, będzie takim samym inwersorem $P'Q'O'M'N'$; oba inwersory spojone w punktach $M = N'$ i $N = M'$, utworzą razem t. zw. *przeciwrownoległobok przegubowy* $PQP'Q'$; punkty *O*, *M* i *N* są przecięciem trzech jego boków prostą *p*, prostopadłą do jego osi symetrii *s*. Jest to powszechnie znane, że wszystkim najprostszym inwersorem czterodrążkowym *Hart'a-Kempe'go*, zarazem hiperbolicznym (*H*) i eliptycznym (*E*), zależnie od tego, czy punkt *O* weźmiemy poza punktami *M* i *N*, czy też między nimi. Dodajmy, że nic nie stoi na przeszkodzie, aby prosta *p* wraz z punktami *O*, *M* i *N* leżała poza czworobokiem $PQP'Q'$, — t. j. aby punkty *O*, *M* i *N* były wzięte na przedłużeniach boków *PQ*, *PQ'* i *P'Q*.

II sposób. Dwa inwersory niepełne, jednakowe lub różne, tego samego typu lub różnych typów, ale zawsze tej samej potęgi, układamy na jednej płaszczyźnie tak, aby punkty O i O' , M i M' , N i N' parami do siebie przystały i w tych punktach łączymy je przegubowo. W ten sposób otrzymać możemy wszystkie możliwe formy inwersorów zupełnych sześciodrążkowych. Ogólna metoda konstrukcji inwersora zupełnego tego typu jest następująca (fig. 6): Na jakiegokolwiek prostej p obieramy znowu punkty O , M i N w taki sposób, aby iloczyn $OM \cdot ON$ równał się danej potędze (dodatniej lub ujemnej); w środku S odcinka MN wystawiamy prostopadłą s do prostej p i obieramy gdziekolwiek na tej prostopadłej dwa punkty L i L' różne od siebie wzajemnie i od punktu S ; każdy z tych dwóch punktów łączymy z punktami M i N , — poczem wyprowadzamy z punktu O jakąkolwiek sieczną $r = OPQ$ prostych LM i LN i jakąkolwiek sieczną $r' = OP'Q'$ prostych $L'M$ i $L'N$. Układ przegubowy, złożony z dwóch inwersorów niepełnych $PQOMN$ i $P'Q'OMN$,

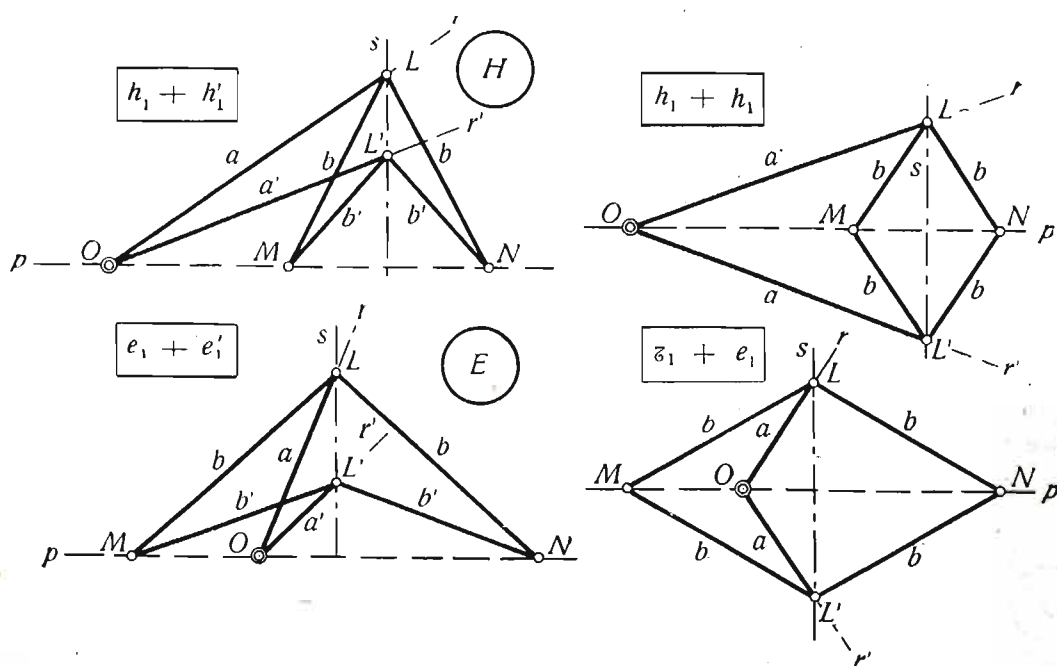


Fig. 7.

połączonych przegubowo w punktach O , M i N , jest najogólniejszym inwersorem sześciodrążkowym; — układ ten można zresztą rozważać także, jako złożony z dwóch czworoboków przegubowych $OPMP'$ i $OQNQ'$, które mają po dwa przyległe boki parami spojone: OP z OQ i OP' z OQ' . Od wyboru punktów L i L' na prostej s i siecznych r i r' , wychodzących z punktu O zależy będzie niezmiernie wielka różnorodność form tych inwersorów; łatwo się przekonać, że dla danej potęgi istnieje ∞^3 rozmaitych form inwersora. Najprostsze są trzy następujące:

(Typ *AA*). Prosta r przechodzi przez punkt L , prosta r' przez punkt L' (fig. 7); forma ta szczególnie będzie dogodna wówczas, gdy punkty L i L' będą symetryczne względem prostej p ; jest to powszechnie znany inwersor *Peaucellier'a*, złożony z dwóch inwersorów niepełnych typu *A*.

(Typ AB). Prosta r przechodzi przez punkt L ; prosta r' równoległa do prostej LM ma odcinek PQ w punkcie O podzielony na połowy (fig. 8); inwersor składa się z dwóch inwersorów niezupełnych: jeden typu A, drugi typu B. Przez zastąpienie drążka

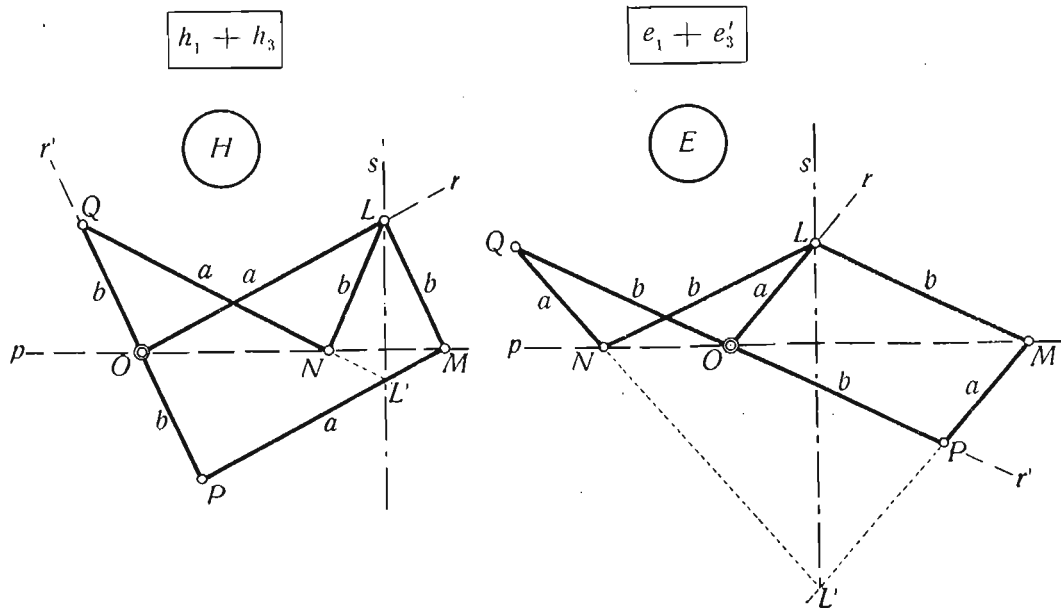


Fig. 8.

OL , albo drążka PM , równoległym do niego i równym mu drążkiem QR otrzymujemy dwie ciekawe modyfikacje tego typu (fig. 9 i 10).

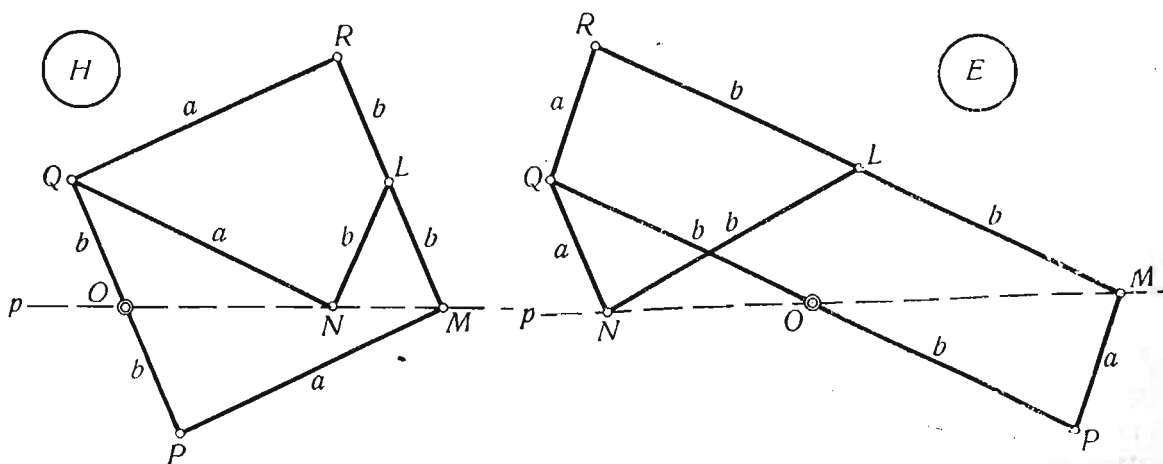


Fig. 9.

(Typ BB). Zarówno punkty L i L' , jak proste r i r' są symetryczne względem prostej p , — przytem punkt O jest środkiem zarówno odcinka PQ , jak odcinka $P'Q'$

(Perrolaz, fig. 11). Inwersor ten składa się z dwóch równych i symetrycznie względem prostej p położonych inwersorów niezupełnych typu B .

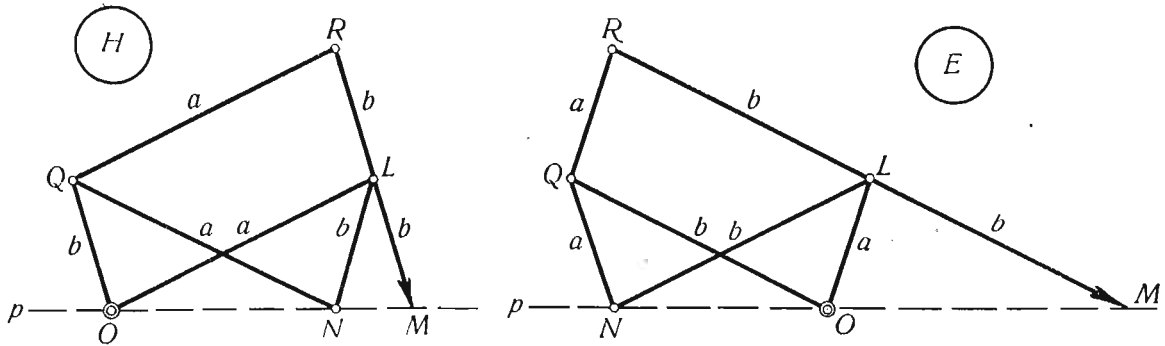


Fig. 10.

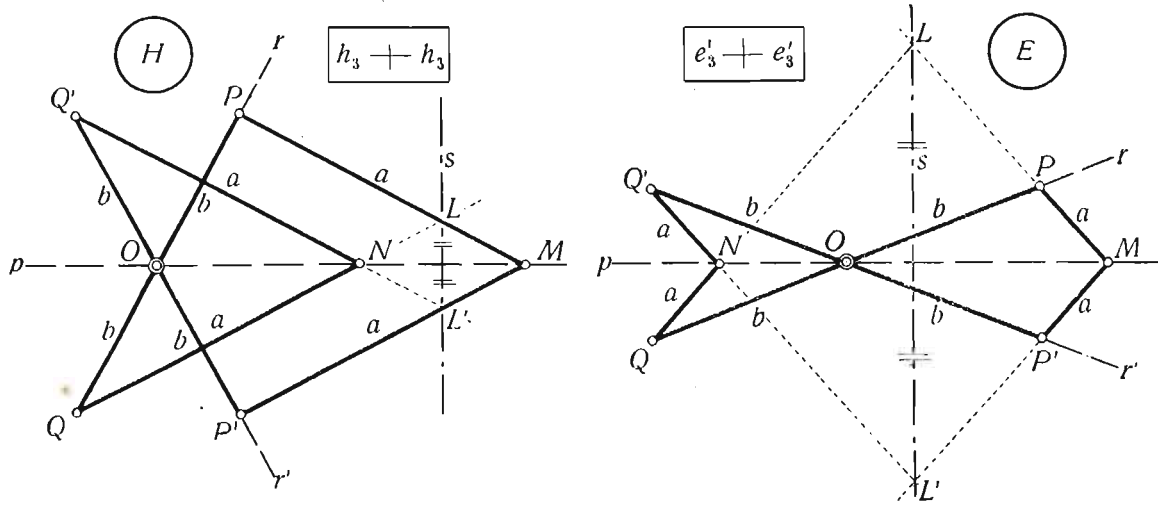


Fig. 11.

Z tych trzech najprostszych form na uwagę zasługuje zwłaszcza forma AB i jej modyfikacje (fig. 8, 9, 10), gdyż ma ona „martwe” położenie jedynie w przypadku granicznym, gdy cały przyrząd układu się na jednej prostej.

Sur la construction des inverseurs.

R É S U M É.

On appelle *inverseur* un système articulé plan, déformable de telle sorte que trois points O, M, N , liés à trois différentes tiges, restent toujours en ligne droite et donnent le produit constant $OM \cdot ON$; la valeur constante, positive ou négative, de ce produit s'appelle la *puissance* de l'inverseur.

Si l'on fixe le point O et si l'on asujettit le point M à décrire une courbe quelconque, le point N décrit la courbe inverse à la première, O étant le centre d'inversion. L'inverseur peut donc transformer le mouvement circulaire en mouvement rectiligne ou inversement.

On connaît depuis longtemps les inverseurs de Peaucellier (Fig. 7), de Hart (Fig. 5) et de Perrolaz (Fig. 11); je me propose ici de démontrer qu'il existe une infinité des autres inverseurs, construits toujours sur un seul principe général.

Il résulte de la définition même d'inverseur que sa forme dépend d'un seul paramètre, — or les plus simples systèmes articulés dont la forme dépend d'un seul paramètre sont les quadrilatères articulés; en effet tout inverseur sera composé ou d'un seul quadrilatère articulé (inverseurs à quatre tiges) ou bien de deux quadrilatères articulés, liés entre eux de manière que deux cotés adjacents de l'un sont invariablement liés aux deux cotés adjacents de l'autre (inverseurs à six tiges).

Or, si l'on renonce au principe de la déformation à un seul paramètre, on peut indiquer les appareils beaucoup plus simples, composés de trois tiges seulement dont les points O, M, N , appartenant chacun à l'autre tige, conservent le produit constant $OM \cdot ON$, — à condition que ces points restent en ligne droite. Ces appareils, que j'appelle *inverseurs incomplets*, peuvent présenter deux formes seulement A et B .

La forme A (Fig. 1) est composée de tiges OL, LM, LN articulées par leur extrémité commune L , — si les longueurs de ces tiges sont a, b, b et les extrémités O, M, N glissent sur une droite, le produit $OM \cdot ON$ possède la valeur constante $a^2 - b^2$.

La forme B (Fig. 2) est composée de tiges MP, PQ, QN articulées entre elles dans l'ordre cité; si l'on prend sur la droite PQ le point O de sorte que

$$\frac{OQ}{OP} = \frac{QN}{MP} = m$$

et si les points O, M, N sont en ligne droite, on trouve facilement

$$OM \cdot ON = m (MP^2 - OP^2) \text{ ou } m (OP^2 - MP^2)$$

suivant que le point O est intérieur ou extérieur au segment PQ .

Pour une valeur donnée du produit $OM \cdot ON$ on peut construire une infinité des inverseurs incomplets de la forme B (Fig. 3): si O, M, N sont trois points en ligne droite tels que le produit $OM \cdot ON$ a la valeur donnée, on mène du point O une sécante quelconque d'un triangle isocèle LMN construit sur la base MN . Si la sécante issue du point O passe par le sommet L de ce triangle, on retombe sur la forme A qui est par conséquent un cas spécial de la forme générale B .

Pour arriver maintenant à l'inverseur „complet” il faudra ajouter à l'inverseur incomplet un dispositif ayant pour but de retenir les points O, M, N en ligne droite.

Le plus simple dispositif de ce genre est un autre inverseur incomplet de la même puissance; — je dis que *tout inverseur „complet” peut être composé de deux inverseurs „incomplets” de la même puissance.*

Or cette composition peut être effectuée de deux manières: la première nous conduit à l'inverseur de *Hart*, composé de quatre tiges seulement (Fig. 5), l'autre donne une infinité des inverseurs à six tiges (Fig. 6) dont les plus connus sont les inverseurs de *Peaucellier* (Fig. 7) et de *Perrolaz* (Fig. 11). En même temps on arrive aux formes nouvelles (Fig. 8, 9, 10) qui sont tout aussi simples, mais ne présentent pas de „positions mortes” (sauf les cas limites quand les six tiges de l'appareil se couchent sur une même droite).

SPRAWOZDANIA Z POSIEDZEŃ W. T. P.

Sprawozdanie z Zebrania Ogólnego Warszawskiego Towarzystwa Politechnicznego z dn. 14 stycznia 1928 r.

1. Otwiera posiedzenie prof. H. Czopowski, który zostaje obrany na przewodniczącego.

2. Odczytano i przyjęto protokół poprzedniego zebrania ogólnego W. T. P. z dnia 29 stycznia 1927 r. (wydrukowany w № 11 Sprawozdań i Prac).

3. Prof. C. Witoszyński odczytał następujące sprawozdanie z działalności W. T. P. w roku 1927.

Rok sprawozdawczy jest szóstym rokiem istnienia W. T. P. Liczba członków W. T. P. nie uległa zmianie w porównaniu ze stanem zeszłorocznym.

W roku ubiegłym wydano dwa zeszyty „Sprawozdań i Prac“, mianowicie № 11, zawierający prace prof. Trechcińskiego, inż. Nowaka i inż. Szczeniowskiego, oraz № 12 z pracami inż. Krupkowskiego i p. Polakowskiej-Manczarskiej. Posiedzeń naukowych odbyto cztery, mianowicie od 58 do 61, które wyszczególnione są w zeszycie 12-ym „Sprawozdań i Prac“ str. 83.

4. Prof. I. Radziszewski odczytuje następujące sprawozdanie rachunkowe W. T. P. za rok 1927, potwierdzone przez Komisję Rewizyjną.

Sprawozdanie rachunkowe Warszawskiego Towarzystwa Politechnicznego za rok 1927.

	Zł. gr.
<i>Wpływy:</i>	
Saldo ¹⁾ z r. 1926	4817.21
a) składki członkowskie	2060.—
b) ze sprzedaży wydawnictw T-wa	83.70
c) różne dochody:	
% z P. K. O.	20.19
z Banku Tow. Spółdz.	124.50
Razem	144.69
	7105.60

<i>Wydatki:</i>	
a) na wydawnictwa Towarzystwa	2353.47
b) wydatki kancelaryjne:	
α) inkaso składek	30.92
β) druk zaproszeń, papier kanc., praca biur., maszynistka, woźnym przy sali posiedzeń	124.40
γ) opłaty pocztowe	23.30
Razem	178.62
c) inne wydatki:	
α) stemple na kwitach	1.08
β) opł. manip. w P.K.O.	0.05
Razem	1.13
	2533.22
Saldo ²⁾	4572.38
Razem	7105.60

¹⁾ Saldo było utworzone:

a) z wkładów w Banku Tow. Spółdz.	3435.50
b) „ „ „ P. K. O.	1286.27
c) „ gotówki w kasie podręcznej	95.44
Razem	4817.21

²⁾ Saldo składa się:

a) z wkładów w Banku Tow. Spółdz.	3250.30
b) „ „ „ P. K. O.	1320.81
c) „ gotówki w kasie podręcznej	1.27
Razem	4572.38

5. Oba sprawozdania zebrani przyjmują do zatwierdzającej wiadomości, udzielając Zarządowi absolutorjum.

6. Wybory Zarządu:

Na przewodniczącego W. T. P. obrano jednogłośnie prof. H. Czopowskiego.

Do Zarządu wybrano większością głosów p. p. Wierzbickiego Witoszyńskiego, Ludomira Wolfkego i Taylora.

Komisję Rewizyjną pozostawiono w dotychczasowym składzie: p. p. B. Hummel, S. Płużański, J. Wojciechowski.

Przedstawiciele wydziałów:

Wydz. Inżynierji Ładow. — prof. H. Czopowski,
„ Geodezji — prof. E. Warchałowski,
„ Mechaniczny — prof. H. Mierzejewski,
„ Architektury — prof. C. Domaniewski,
„ Chemji — prof. C. Grabowski,
„ Elektryczny — prof. M. Wolfke.

Protokół Posiedzenia Zarządu W.T.P. z dnia 25 lutego 1928 r.

Obecni na posiedzeniu: prof. Czopowski, Grabowski, Warchałowski, Wierzbicki, Witoszyński, L. Wolfke, Taylor.

1. Zarząd ukonstytuował się, jak następuje: zastępcą przewodniczącego obrano p. Witoszyńskiego, skarbnikiem p. L. Wolfkego, sekretarzem p. Wierzbickiego.

2. Upoważniono przewodniczącego prof. Czopowskiego do podpisywania „Sprawozdań i Prac“ w charakterze Redaktora.

3. Na wniosek p. Wierzbickiego uchwalono uzyskać zgodę członków na potrącanie składek przy wypłatach poborów.

4. Uchwalono prosić skarbnika o rozwinięcie energicznej akcji w celu ściągnięcia zaległych składek od członków.

5. Uchwalono poczynić starania w celu pozyskania nowych członków wśród osób należących do składu Politechniki Warszawskiej, oraz zewnątrz.

6. Postanowiono rozesłać do członków cyrkularz z prośbą o przygotowywanie referatów.

Sprawozdanie z Posiedzeń Naukowych W.T.P. w roku 1928.

Posiedzeń naukowych odbyło się 10 w następującej kolejności:

Posiedzenie 62-e dn. 18.2.28. Referat prof. *Cz. Witoszyńskiego* p. t. **Urządzenia i prace Instytutu Aerodynamicznego Politechniki Warszawskiej.** Po referacie prof. Witoszyński zapoznał zebranych z urzędzeniami Instytutu Aerodynamicznego na miejscu.

Posiedzenie 63-e dn. 24.3.28. Referat prof. *H. Czopowskiego* o pracy własnej p. t. **Obliczenie ekonomicznego ciśnienia i temperatury wody powrotnej ogrzewania pompowego.** Referat był drukowany w Przeglądzie Technicznym 1928 r.

Posiedzenie 64-e dn. 28.4.28. Referat prof. *Cz. Grabowskiego* p. t. **Zadania maszynoznawstwa chemicznego.**

Posiedzenie 65-e dn. 20.10.28 poświęcone było sprawozdaniu z **II-go Zjazdu Międzynarodowego w Wiedniu**, odbytego w czasie od 23 do 28.9.28 w sprawie budowy mostów i konstrukcyj budowlanych. Referat sprawozdawczy wygłosił prof. *St. Kunicki*.

Posiedzenie 66-e dn. 17.11.28. Referat sprawozdawczy prof. *M. T. Hubera* ze **Zjazdu w Wiedniu** i dyskusja nad referatem prof. *St. Kunickiego* wygłoszonym na posiedzeniu 65-em.

Posiedzenie 67-e dn. 24.11.28. Referat inż. *J. Konarzewskiego* p. t. **O materiałach ogniotrwałych.**

Posiedzenie 68-e dn. 1.12.28. Referat sprawozdawczy prof. *M. Broszki* ze **Zjazdu w Wiedniu** poświęcony pracy zgłoszonej Zjazdowi przez referenta, a obejmującej teorię wyboczenia niesprężystego.

W roku 1929:

Posiedzenie 69-e dn. 26.1.29. Referat inż. *A. Kwiatkowskiego* p. t. **Wyznaczenie współrzędnych geograficznych Obserwatorium Politechniki Warszawskiej**, opracowany łącznie z inż. *Niewiarowskim*.

Posiedzenie 70-e dn. 29. 1. 29. Referat prof. *Löffler'a* z Politechniki Charlottenburgskiej p. t. **Wpływ zastosowania pary wysokoprężnej na gospodarkę energetyczną w przyszłości.**

Posiedzenie 71-e dn. 9. 2. 29. Referat doc. d-ra *J. Wiśniewskiego* p. t. **Mechanika ondulacyjna.**

Posiedzenie 72-e dn. 11. 2. 29. Referat d-ra *T. Felsztyna* p. t. **Zagadnienie prędkości początkowej pocisku karabinowego.**

Posiedzenie 73-e dn. 16. 3. 29. Referat prof. d-ra *M. Hubera* p. t. **Podstawy statyki płyt żelbetowych** i t. p. części konstrukcyjnych nowoczesnej obróbki.

Posiedzenie 74-e dn. 11. 5. 29. Referat d-ra *A. Pszenickiego* p. t. **O stosowaniu wysokowytrzymałościowej stali (sili-cium - stal) do mostów.**

Posiedzenie 75-e dn. 25. 5. 29. Referat prof. *St. Garlickiego* p. t. **O konstrukcji inwersorów.**

SPROSTOWANIE.

Do pracy inż. B. Szczeniowskiego p. t. „Zmiana szybkości przepływu jednostajnego”, drukowanej w № 11 SPRAWOZDAŃ i PRAC, zakradł się błąd. Mianowicie w cz. II-ej, § 1 (str. 54), we wzorach 6 i 7 przed znakiem \sum opuszczono $\left(\frac{r}{a}\right)$; poprawienie tego błędu powoduje zmianę wzorów 8 i 9, podanych na str. 55; powinno być mianowicie:

$$v_{z_1} = -\frac{1}{r} \frac{\partial \Psi_1}{\partial r} = Au \left\{ \pm 1 \mp \left[\sum_{m=1}^{m=\infty} \frac{(-1)^{m-1} \cdot e^{\pm 2m \frac{z}{a}} \cdot J_1' \left(2m \frac{r}{a} \right)}{m} + \frac{1}{2} \left(\frac{a}{r} \right) \sum_{m=1}^{m=\infty} \frac{(-1)^{m-1} \cdot e^{\pm 2m \frac{z}{a}} \cdot J_1 \left(2m \frac{r}{a} \right)}{m^2} \right] \right\}, \dots \dots \dots 8$$

$$v_{r_1} = \frac{1}{r} \frac{\partial \Psi_1}{\partial z} = Au \sum_{m=1}^{m=\infty} \frac{(-1)^{m-1} \cdot e^{\pm 2m \frac{z}{a}} \cdot J_1 \left(2m \frac{r}{a} \right)}{m} \dots \dots \dots 9$$

Powyższe wzory wyprowadzone zostały jedynie w celu udowodnienia zbieżności szeregów, wchodzących w ich skład, zaś te ostatnie po skorygowaniu zmianie nie uległy, zatem przytoczony w dalszym ciągu dowód ich zbieżności oraz treść dalszych paragrafów wspomnianej pracy, poprawek nie wymagają.

Editeurs: FÉLIX ALCAN, Paris — NICOLA ZANICHELLI, Bologne —
WILLIAMS & NORGATE, Londres — AKAD. VERLAGSGESELLSCHAFT,
Leipzig — G. E. STECHERT & Co, New-York — RUIZ HERMANOS,
Madrid — RENASCENÇA PORTUGUESA, Porto — THE MARUZEN
COMPANY, Tokyo.

„SCIENTIA”

REVUE INTERNATIONALE DE SYNTHÈSE SCIENTIFIQUE

Paraissant mensuellement (en fascicules de 100 à 120 pages chacun)

Directeur: EUGENIO RIGNANO.

EST L'UNIQUE REVUE à collaboration vraiment internationale.

EST L'UNIQUE REVUE à diffusion absolument mondiale.

EST L'UNIQUE REVUE de synthèse et d'unification du savoir,
qui traite les questions fondamentales de toutes les
sciences: histoire des sciences, mathématiques, astro-
nomie, géologie, physique, chimie, biologie, psychologie
et sociologie.

EST L'UNIQUE REVUE par conséquent qui, intéressant directement tous les Ingé-
nieurs cultivés par ses nombreux et importants articles de physique et de
chimie sur les propriétés fondamentales de la matière et de l'énergie, leur
offre aussi le moyen de connaître, sous une forme résumée et synthétique,
les plus grands problèmes de toutes les autres branches du savoir.

EST L'UNIQUE REVUE qui puisse se vanter d'avoir parmi ses collaborateurs les
savants les plus illustres du monde entier. Une liste de ceux-ci, comprenant
plus de 350 noms, est reproduite dans tous les fascicules.

Les articles sont publiés dans la langue de leurs auteurs, et à chaque fascicule est
joint un supplément contenant la traduction française de tous les ar-
ticles non français. Ainsi la revue est complètement accessible même à qui
ne connaît que la langue française. (Demandez un numéro spécimen gra-
tuit au Secrétaire Général de „Scientia”, Milan, en joignant à la demande, pour
remboursement des frais d'envoi, la somme de quatre francs en timbres-poste).

ABONNEMENT: L. 150.

BUREAUX de la REVUE: Via Carducci 22d — Milano (116).

Secrétaire Général de la Rédaction: Dr. Paolo Bonetti.

W sprawach W. T. P. oraz redakcyjnych i administracyjnych zwracać się należy do
Sekretariatu W. T. P., Warszawa, Politechnika; godziny 1—2 po poł. Telef. 196-02, (57).

REDAKTOR
H. CZOPOWSKI

WYDAWCA
WARSZAWSKIE T-wo POLITECHNICZNE

Zakład Drukarski Jan Ulasiewicz i Syn, Warszawa, Marszałkowska 49, Telef. 35-48.