

TREŚĆ: Prof. inż. M. Rybczyński: Znaczenie gospodarcze zbiornika w Rożnowie. — Prof. Dr. inż. A. Rożański: Projekt zniesienia Ministerstwa Robót Publicznych. — Inż. Dr. A. Chmielowiec: Żelbetowe słupy teowe mimoosiowo ściśnięte. (Dokończenie). — Inż. Z. Pałka: Głębokie studnie fundamentowe ze zredukowanym tarcieciem w czasie opuszczania. — Wiadomości z literatury technicznej. — Bibliografia. — Kongresy i Zjazdy. — Zebrania i odczyty w Towarzystwie. — Odezwa Pol. Tow. Politechnicznego.

Prof. Inż. Mieczysław Rybczyński.

## Znaczenie gospodarcze zbiornika w Rożnowie<sup>1)</sup>.

Wyrównanie odpływu, uzyskane przez budowę zbiornika obok bezpośrednich korzyści w postaci lepszej możliwości wykorzystania siły wodnej, daje też korzyści pośrednie, związane z powiększeniem odpływów niskich i zmniejszeniem odpływów wysokich.

Z pierwszego korzysta rolnictwo, o ile w planach ulepszeń rolnych leżą nawodnienia, oraz żegluga.

W warunkach opadowych doliny Dunajca kwestja nawodnień jest mniej aktualna, zresztą ilość wody Dunajca, nawet przy najniższym jego stanie, zawsze na te cele wystarcza. Natomiast duże znaczenie może mieć podniesienie stanów niskich dla żeglugi.

Zmniejszenie objętości przepływu wód wielkich, może uczynić nieaktualną sprawę obwałowania Dunajca powyżej Zgłobic, zmniejszy koszt utrzymania komunikacji drogowych, ułatwi regulację Dunajca, i zmniejszy koszt konserwacji już wykonanych robót.

Ujęcie w cyfry tych korzyści jest trudne, da się jednak w dużym przybliżeniu obliczyć.

### Wpływ na żeglugę.

Plan gospodarczy dla zbiornika, opracowany dla 30-lecia 1898—1927 r., pozwala na oznaczenie dodatkowej objętości wody wypływającej ze zbiornika w czasie niskich stanów i na porównanie zwiększonych w ten sposób przepływów z naturalnymi przepływami rzeki.

Ponieważ przy stanach niskich, rzeka pozostaje w korycie uregulowanym, przeto powierzchnia wody się prawie nie zmienia mimo podniesienia zw. w. o kilka decymetrów, stąd można przyjąć, że suma strat skutkiem parowania i przesiąkania nie ulegnie zmianie, i że niemal cała nadwyżka przedostanie się do ujścia Dunajca a tem samem i do Wisły.

Chcąc znaleźć wpływ na stany wody w Wiśle, należy zmienić przepływy Wiślane, uwzględniając zmiany, jakie wprowadzi zbiornik.

W tym celu potrzebne są w poszczególnych punktach Wisły krzywe przepływu dla poszczególnych lat. Ponieważ pomiary wykonywane tylko w niektórych latach i na niektórych wodoskazach, więc przedewszystkiem należało się przekonać, czy i kiedy stan koryta w poszczególnych stacjach wodoskazowych ulegał zmianom.

Bliższe badania nakazały odrzucić wodoskaz w Pawłowie i w Nizinach jako ulegające zbyt wielkim zmianom. Z pozostałych Karsy wykazują obniżenie dość znaczne, bo wyż 0,3 m. W okresie 1901—1905 zmiany są minimalne tak, że można ten okres objąć jedną krzywą przepływu. Niewielkie też różnice wykazuje okres 1921—1928. Podobne przesunięcie wykazuje też wodoskaz w Dąbrowie wrzawskiej; dwa okresy dadzą się tam jeszcze dokładniej ująć 2-ma krzywami przepływu.

Porównanie przepływów w Karsach i Dąbrowie wrzawskiej daje wystarczającą zgodność w obu okresach, ze stosunkiem współczynników spływu, obliczonym w swoim czasie dla poszczególnych wodoskazów i różnych stanów wody w operacie hydrologicznym Wisły górnej.

<sup>1)</sup> Praca niniejsza związana jest ideowo z ogłoszoną w Nr. 18/31 pracą Prof. Dr. K. Pomianowskiego p. t.: „Hydrologja Dunajca w Rożnowie“ (P. R.).

W Chwałowicach ilość pomiarów była niedostateczną, to też dla skonstruowania krzywych przepływu musiano się uciec do wykorzystania stosunku współczynników spływu i związku wodoskazów. I tu wystarczyły dla dwu okresów 2 krzywe przepływu, a wzajemne ich położenie różni się znacznie mniej, bo średnio o 0,10 m (obniżenie).

Na tej podstawie można było nakreślić przebieg dziennych zmian w objętościach w poszczególnych latach między przepływem rzeczywistym, oraz przepływem uwzględniającym dodatkowe objętości dopływające w czasie niskich stanów ze zbiornika.

Obliczenie to wykonano w Karsach i w Chwałowicach dla 3-ech lat wybitnie suchych 1904, 1921 i 1928 r., oraz dla roku prawie że normalnego 1905.

Zmieniona krzywa przepływu pozwoliła na obliczenie odpowiadających zmienionym objętościom stanów wody, a zatem i różnic w poziomie wody, a w następstwie umożliwiła obliczenie nowych krzywych sumarycznych czasu trwania w okresie 275-dniowym żeglugi.

Próbne przeliczenie zmian w Dąbrowie wrzawskiej wykazało różnice minimalne w stosunku do Kars.

Wobec tego obliczeń szczegółowych dla Kars nie przeprowadzono. Wyniki otrzymane dla Kars można uważać za miarodajne dla całego odcinka: — Wisła od ujścia Dunajca do ujścia Sanu.

Natomiast wpływ zbiornika na przestrzeń Wisły poniżej Sanu zmniejsza się znacznie. Największe dodatki dzienne powiększają naturalny odpływ przy najniższych stanach w Karsach prawie w dwójnóś, podczas gdy w Chwałowicach podwyżka ta dochodzi tylko do 40%.

Zmiany w przepływach oraz ich częstotliwości w okresie żeglugi w roku najbardziej suchym (1904) w Karsach przedstawiają rys. 1 i 2.

Z tych obliczeń wynikają następujące zmiany w odpływach charakterystycznych:

Karsy

	W latach suchych						W roku norm.		W roku mokr.	
	1904		1921		1928		1905		1903	
	bez zbiorn.	ze zbiorn.	bez zbiorn.	ze zbiorn.	bez zbiorn.	ze zbiorn.	bez zbiorn.	ze zbiorn.	bez zbiorn.	ze zbiorn.
Absolutne minimum	32,0	54,0	33,0	39,0	50,0	54,0	57,0	68,0	92,0	113,0
Woda 245-dn.	46,0	68,0	39,0	52,0	63,0	78,0	86,0	90,0	134,0	142,0
Woda 215-dn.	70,0	78,0	45,0	58,0	70,0	86,0	107,0	107,0	162,0	174,0
Woda 183-dn.	86,0	90,0	51,0	63,0	84,0	95,0	127,0	127,0	188,0	190,0
Woda 153-dn.	101,0	107,0	77,0	79,0	99,0	106,0	150,0	150,0	224,0	226,0

W operacie hydrologicznym opracowanym w r. 1918 dla regulacji Wisły górnej, oznaczono normalne przepływy przy powyższych stanach charakterystycznych. Tym normalnym przepływom odpowiadają w różnych latach różne czasy trwania; otóż te czasy trwania ulegną względnie dużym zmianom skutkiem działania zbiornika.

## w Chwałowicach

	W latach suchych						W roku norm.		W roku mokr.	
	1904		1921		1928		1905		1903	
	bez	ze	bez	ze	bez	ze	bez	ze	bez	ze
	zbiorn.		zbiorn.		zbiorn.		zbiorn.		zbiorn.	
Absol. minimum	70,0	94,0	80,0	88,0	92,0	101,0	104,0	114,0	164,0	188,0
Woda 245-dn.	95,0	102,0	93,0	105,0	126,0	188,0	180,0	140,0	222,0	245,0
Woda 215-dn.	118,0	127,0	99,0	112,0	144,0	167,0	166,0	168,0	263,0	278,0
Woda 183-dn.	142,0	146,0	116,0	123,0	161,0	176,0	210,0	208,0	315,0	325,0
Woda 153-dn.	184,0	184,0	162,0	162,0	206,0	206,0	233,0	237,0	376,0	388,0

Ponieważ każdemu stanowi charakterystycznemu odpowiada inne zanurzenie łodzi, przeto przedłużenie czasu trwania jest równoznaczne z przedłużeniem czasu kursowania łodzi o pewnym zanurzeniu.

Przyjęto, że w Karsach ustanie żegluga, skoro woda spadnie poniżej średniego minimum, zaś w Chwałowicach, gdy woda spadnie o 0,2 m poniżej średniego minimum. Pełne zanurzenie łodzi przyjęto w Karsach przy wodzie 183 dniowej, zaś w Chwałowicach przy wodzie 215 dniowej. W tych granicach zajdą następujące zmiany w czasach trwania:

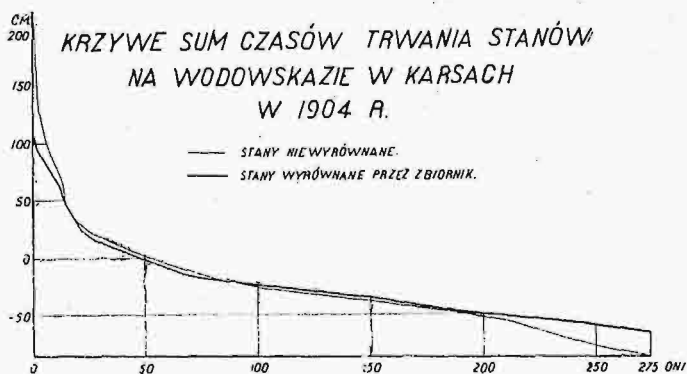
Poszczególne stany trwają dni:

	W latach suchych						W r. norm.		W r. mokr.	
	1904		1921		1928		1905		1903	
	bez	ze	bez	ze	bez	ze	bez	ze	bez	ze
	zbiorn.		zbiorn.		zbiorn.		zbiorn.		zbiorn.	
<b>K a r s y</b>										
Średnie minimum 627	222	266	171	183	243	274	273	275	275	275
Woda 245-dniowa 89	180	184	133	140	169	201	240	254	275	275
Woda 215-dniowa 113	129	137	107	123	131	138	199	199	264	274
Woda 183-dniowa 135	89	89	86	95	107	125	171	171	243	256
<b>C h w a ł o w i c e</b>										
0,2 m niżej średnie min. 95	244	274	233	270	274	275	275	275	275	275
Średnie minimum 121	210	233	179	184	253	265	260	272	275	275
Woda 245-dniowa 180,8	153	154	142	145	168	176	206	200	268	275
Woda 183-dniowa 241,2	109	112	108	108	142	141	146	153	231	236

Dla obliczenia wpływu zbiornika na nośność łodzi, musi być wzięty pod uwagę pewien typ statku, a przynajmniej jego zanurzenie.

Z dotychczasowych rozważań nad regulacją Wisły, ustaliło się przekonanie, że normalnym typem łodzi dla Wisły poniżej ujścia Dunajca powinien być statek 400 tonnowy, możliwie płytko się zagłębiający.

Jako pełne zanurzenie przyjęto głębokość 1,25 m, na każdy centymetr zanurzenia przypada zwiększenie nośności łodzi o 1,15%. Gdyby kursowały łodzie większe, n. p. typu obecnych torunek, wówczas procent się obniży



Rys. 1.

poniżej 1%, przy przejściu natomiast łodzi 300 lub 200 tonnowych, procent ów znacznie wzrośnie (n. p. przy łodziach 250 tonnowych, nurzających się na 1 m przy pełnym obciążeniu procent wzrostu tonażu na 1 cm głębokości wyniesie 1,4%).

Ze względu na główny ruch idący z góry rzeki przyjęto pośrednio wzrost 1,25% tonażu na każdy centymetr zanurzenia.

Grupując ilości dni ze wzrostem stanów wody w odstępach 4 centymetrowych, a więc co 5% wzrostu, otrzymujemy następujące zestawienia:

Ilości dni ze wzrostem tonażu.

	W latach suchych			W roku normalnym	W roku mokrym
	1904	1921	1928	1905	1903
	w Karsach				
0-5%	14	27	31	9	13
5-10%	26	59	52	36	39
10-15%	7	38	21	-3	21
15-20%	12	-	-	2	-
20-25%	19	-	-	3	-
25-32%	9	-	-	2	-
Razem . .	87	124	104	49	73

Ilości dni ze wzrostem tonażu.

	W latach suchych			W roku normalnym	W roku mokrym
	1904	1921	1928	1905	1903
	w Chwałowicach				
0-5%	4	16	21	1	5
5-10%	42	32	12	30	10
10-15%	4	31	57	-	19
15-20%	9	31	15	-	3
20-25%	18	8	-	-	-
25-30%	6	3	-	-	-
30-37,5%	13	-	-	-	-
Razem . .	96	121	105	31	37

W obliczeniach tych uwzględniono tylko dni, w których stan wody nie pozwalał na pełne załadowanie łodzi, oraz odjęto dni, w których wpływ zbiornika był ujemny, t. j. obniżał pierwotny stan wody.

Mnożąc procent wzrostu tonażu przez odnośną ilość dni i dzieląc otrzymany rezultat przez sumaryczną ilość dni, otrzymamy przeciętny procentowy wzrost tonażu, jako rezultat działania zbiornika.

Wzrost ten wynosi w procentach:

W stosunku do	W latach suchych				W roku normalnym 1905	W roku mokrym 1903
	1904	1921	1928	średnio		
<b>K a r s y</b>						
Ilości dni w których nośność została powiększona	16,1	11,4	10,5	12,7	13,7	10,2
Ilości dni kursowania łodzi	6,0	7,5	4,0	5,8	1,6	1,4
Ilości dni pełnego okr. żeglugi (275)	5,6	5,0	4,0	4,9	1,6	1,4
<b>C h w a ł o w i c e</b>						
Ilość dni w których nośność została powiększona	14,0	7,9	7,0	9,6	8,4	8,0
Ilości dni kursowania statku	5,2	5,4	2,6	4,4	1,5	2,1
Ilości dni pełnego okresu żeglugi (275)	4,4	3,6	2,6	3,5	1,5	2,1

Miarodajnym jest wzrost w stosunku do ilości dni kursowania łodzi, bo ta ilość służy za podstawę do obliczeń kosztów transportu.

Wpływ zbiornika można też obliczyć inną drogą, biorąc za podstawę czas przedłużenia poszczególnych stanów charakterystycznych, i mnożąc go przez różnicę w ładunku odpowiadającym sąsiadnym stanom charakterystycznym. Otrzymamy w ten sposób sumę zwiększenia ładunków w ciągu roku, która podzielona przez ilość dni da przeciętne zwiększenie ładunku. Jeśli różnice wyrazimy w procentach, to ostateczny wynik otrzymamy również w procentach.

Wobec dość równych odstępów, jakie w stanach wody wykazują poszczególne stany charakterystyczne, przyjęto podział następujący:

Łodzie kursują z pełną ładuną przy wodzie z 80% ładunku	z 60% " " "	z 40% " " "	w Karsach 183 dniowej 215 " 245 " 245 " średniem minimum	w Chwałowicach 215 dniowej 245 " średniem minimum 20 cm poniżej średn. minimum

Przy stanach niższych jak wyżej wyrażone, łodzie przestają kursować.

Wówczas przedłużenie okresu kursowania statków w pewnym procencie załadowania przedstawiać się będzie, jak następuje:

Okres kursowania łodzi przedłuża się o dni:

Przy ładunku	W latach suchych				W roku normalnym 1905	W roku mokrym 1903
	1904	1921	1928	średnio		
<b>w K a r s a c h</b>						
Pełnym	0	9	18	0	13	
80%	8	16	7	0	10	
60%	4	7	32	14	0	
40%	34	12	31	2	0	
<b>w C h w a ł o w i c a c h</b>						
Pełnym	3	0	-1	7	9	
80%	1	3	8	-6	7	
60%	23	5	12	12	0	
40%	30	33	1	0	0	

Przeciętne powiększenie ładunku, obliczone z powyższych danych, wynosi w procentach:

W stosunku do okresu	W latach suchych				W roku normalnym 1905	W roku mokrym 1903
	1904	1921	1928	średnio		
<b>D l a K a r s</b>						
Kursowania łodzi	6,3	6,1	8,7	7,0	1,3	1,7
Pełnego żeglugi (275)	5,9	4,1	8,6	6,2	1,3	1,7
<b>D l a C h w a ł o w i c</b>						
Kursowania łodzi	6,4	5,5	1,5	4,5	1,3	0,9
Pełnego żeglugi (275)	6,3	5,3	1,5	4,3	1,3	0,9

Dość rozbieżne wartości, jakie naogół wypadają dla lat suchych, pochodzą stąd, że napełnienie zbiornika w chwili rozpoczęcia posuchy, było w poszczególnych latach różne. Dlatego do obliczeń wciągnięto 3 lata wybitnie posuszne.

Podobnie rozmaicie się może przedstawiać wpływ zbiornika w różnych latach normalnych, a nawet mokrych, zależnie od rozkładu opadów w ciągu roku, ponieważ jednak wpływ zbiornika w tych latach jest naogół znacznie słabszy, więc porzeczano na obliczeniu typowego roku.

Chcąc wypośrodkować średni wpływ zbiornika na żeglugę, należy wziąć pod uwagę dłuższy okres czasu. Jako taki przyjęto trzydziestolecie 1899 do 1928. W okresie tym można zaliczyć do lat suchych 1904, 1911, 1917, 1921 i 1928 r., zaś do mokrych 1899, 1903, 1908, 1913 i 1919 r., inne nieznacznie wahały się około wartości przeciętnej. Wprawdzie posucha w r. 1911 i 1917 była mniej wybitna, jak wzięte do obliczeń lata 1904, 1921 i 1928, ale też na przedstawiciela roku mokrego przyjęto rok 1903, najbardziej obfity w wodę ze wszystkich 5-ciu.

Średnie zwiększenie nośności otrzymamy zatem z wzoru:

$$\frac{5.s + 5.m + 20.n}{30}$$

gdzie  $s$  oznacza wartość dla roku suchego,  $m$  dla mokrego, zaś  $n$  dla normalnego.

Wyniesie ono przy obliczeniu nadwyżek nośności w stosunku do ilości dni:	dla Kars	Chwałowic
z powiększoną nośnością kursowania statku	12,95%	8,5%
w okresie żeglugi (275)	2,3%	2,1%
	2,1%	1,9%

Natomiast przy obliczeniu przedłużenia czasu ruchu określonych ładunków:

w stosunku do ilości dni:

kursowania statku	2,3%	1,8%
okresu żeglugi	2,2%	1,7%

Ponieważ podstawą obliczenia kosztów ruchu jest ilość dni kursowania łodzi, przeto te dane są miarodajne. Wykazują one najzupełniejszą zgodność dla Kars, mimo użycia odrębnych metod (2,3%), natomiast nieznaczne różnice w dwu metodach obliczenia dają Chwałowice (2,1% lub 1,8%). Jest to zapewne wpływ Sanu, którego wezbrania są nieraz zupełnie niezależne od wezbrań Wisły i Dunajca, a stąd zmiany w poziomach wód nie są paralelne ze zmianami w czasach trwania.

Dla orientacji, która z tych cyfr jest prawdopodobniejsza, należy zbadać stosunek wody zbiornikowej do niskich wód w Karsach i w Chwałowicach.

Otóż woda ta w latach suchych stanowi podwyżkę dwudziesto-procentową w Karsach, zaś 12-to procentową w Chwałowicach. Nie uwzględniając czasów trwania

wpływ ten musiałby zmaleć o 40%. Cyfra mniejsza (1,8%) wydaje się więc prawdopodobniejszą.

Pozostaje do zbadania wpływ zbiornika na zmniejszenie wysokości wezbrań, względnie na czas ich trwania i zmniejszenie przez to przerw w żegludze z powodu wielkiej wody. Ściśle określić tego wpływu niepodobna, wobec braku szczegółowego przebiegu wód powodziowych. W przybliżeniu zmniejszenie to wyniesie w Karsach:

w r. 1903	z 7 dni	na 5 dni
" " 1906	" 3 "	" 2 "
" " 1908	" 6 "	" 4 "
" " 1913	" 2 "	" 1 dzień.

W Chwałowicach zmniejszenia czasu trwania przeszkód nie dało się zaobserwować. Jako podstawę przyjęto wysokość maksymalnego stanu żeglownego 5 m poniżej spodu konstrukcji mostu w Szczucinie względnie w Sandomierzu.

Obliczając w 5-ciu latach, wziętych za podstawę, okres żeglugi z uwzględnieniem przerw, spowodowanych wodą małą i dużą, otrzymujemy następujące dane:

	W latach suchych				W roku normalnym	W roku mokrym
	1904	1921	1928	średnio	1905	1903
<b>Karsy</b>						
Przerwy z powodu małej i dużej wody bez zbiornika	58	104	92		2	5
ze zbiornikiem	19	92	1		0	7
Przedłużenie o dni	34	12	31	26	2	2
<b>Chwałowice</b>						
bez zbiornika	31	42	1		0	7
ze zbiornikiem	1	5	0		0	7
Przedłużenie o dni	30	37	1	23	0	0

Przerachowując te wartości na okres 30-letni, otrzymamy przeciętne przedłużenie okresu kursowania łodzi w Karsach o 6 dni, zaś w Chwałowicach o 4 dni. Biorąc pod uwagę obecny okres możliwości kursowania łodzi 262 i 270 dni, zmieni on się na 268 dni w roku w Karsach, zaś 274 dni w Chwałowicach. Wyrażając to przedłużenie w procentach, otrzymamy dla Kars 2,2%, dla Chwałowic 1,5%, czyli wartości bardzo zbliżone do otrzymanych poprzednimi metodami.

Ujęcie wpływu zbiornika na żeglugę w cyfry wyrażające zysk pieniężny, jest trudne, wobec tego, że obecnie na tej przestrzeni nie odbywa się ruch towarowy, niema zatem ani tonażu, ani typu łodzi, ani statystyki ruchu. Dopiero od Sandomierza w dół odbywa się ruch pasażersko-towarowy, ale statkami o nieznanym zagłębieniu, wobec czego wpływ zbiornika na ten rodzaj żeglugi wyrazi się tylko przedłużeniem okresu kursowania statków.

Dla obliczeń muszą być zatem wzięte pewne cyfry orientacyjne. Jako takie mogą służyć przewozy kolejowe na liniach równoległych do Wisły, a więc Strzemieszyce—Dęblin i Oświęcim—Kraków—Przemyśl, z których pewna część transportów, zwłaszcza węglowych, może przejść na wodę.

Obie te linie wykazują w r. 1926 natężenie ruchu przekraczające 3 miliony ton. (W sumie natężenia to maleje na wschód od 7,1 do 5,6 milj. ton).

Przyjmując, że tylko 50% towarów przejdzie z czasem na wodę, można założyć dla obliczenia ruch na Wiśle dochodzący do 3,000.000 ton tembardziej, że od r. 1926 ruch na kolejach wzrósł bardzo znacznie i to przeważnie na korzyść towarów masowych.

Jednostkowe koszty ruchu są proporcjonalne do ładunku łodzi, stąd procent wzrostu ładunku przeciętnego

w stosunku do pełnej nośności, oznacza zatem procent potaniaenia kosztów ruchu.

Wysokość obecnych kosztów transportu na Wiśle poniżej Dunajca jest niewiadomą, ponieważ ruch towarowy berlinkami na tej przestrzeni nie istnieje. Z konieczności należy więc posługiwać się danymi z Wisły środkowej poniżej Warszawy. Należy zresztą przypuścić, że po wykonaniu robót regulacyjnych, a zwłaszcza po wybudowaniu zbiorników, warunki żeglowności poniżej Dunajca nie będą gorsze, niż są obecnie bez regulacji poniżej Warszawy. Świadczy o tem przestrzeń Wisły powyżej Krakowa, gdzie głębokości w czasie średnio-niskiego stanu przekraczają 1,00 m.

Warszawskie Zjednoczone Towarzystwo żeglugi kalkuluje kosztu transportu od 4,2 gr. do 1,95 gr. za 1 tkm na przestrzeni od Warszawy do Gdańska, w zależności od kierunku transportu i od ilości frachtu powrotnego. Na Wiśle górnej, kierunek będzie przeważnie jednostronny w dół rzeki, zato podróży go mała ilość ładunków powrotnych. Przypuszczalnie więc średnia wartość tych dwu cyfr, a więc około 3 groszy za 1 tkm nie będzie daleką od rzeczywistości.

Na przestrzeni między Dunajcem i Sanem, wpływ zbiornika według przeprowadzonych badań nie ulegnie zmianie.

Natomiast zanikać będzie poniżej ujścia Sanu, przynajmniej do czasu ukończenia robót regulacyjnych, koncentrujących koryto.

Zmniejszenie się wpływu można przyjąć proporcjonalnie do wzrostu ilości wody, przyczem poniżej Bugu należy uznać wpływ ten za nieistniejący.

Niskie stanu wznoszą od Chwałowic do Warszawy objętościowo od 57 do 63%, średnio więc o 60%.

W zbliżonym procencie powinien też o tyle zmaleć wpływ zbiornika.

Długość drogi, na której wpływ zbiornika da się odczuć, wynosi: Od ujścia Dunajca km 160,5 do ujścia Sanu km 279,7... 119,2 km. Od ujścia Sanu 279,7 do ujścia Bugu 550,5 km... 270,8 km. 3 miliony ton przewozu dadzą zatem na przestrzeni od Dunajca do Sanu 357,600.000 tkm, licząc po 3 gr. od tkm, daje to rocznie 10,728.000 zł.

Koszt ten zmniejszy się w stosunku do powiększenia przeciętnego ładunku, a więc o 2,3%, t. j. w sumie o 246.744 zł.

Przyjmując, że wpływ zbiornika, wyrażający się w Chwałowicach procentem 1,8%, spadnie przy ujściu Bugu do 1/3, t. j. do 0,6%, otrzymamy średni wpływ na całej przestrzeni 1,2%. Ogólna ilość tkm = 279,7 = 280 km × 3,000.000 = 840,000.000 tkm, licząc jak wyżej po 3 gr. od tkm otrzymujemy koszt transportu 25,200.000 zł., z czego 1,2% daje 302.400 zł. Łącznie zatem 549.144 zł., co skapitalizowane na 5% daje 10,982.880 zł. = 11,000.000 zł.<sup>1)</sup>

#### Zmniejszenie szkód powodziowych.

Szkody powodziowe można podzielić na 3 działy:

1. Szkody gospodarcze, w gruntach, płonach i budowlach,
2. szkody w komunikacjach,
3. szkody w budowlach wodnych.

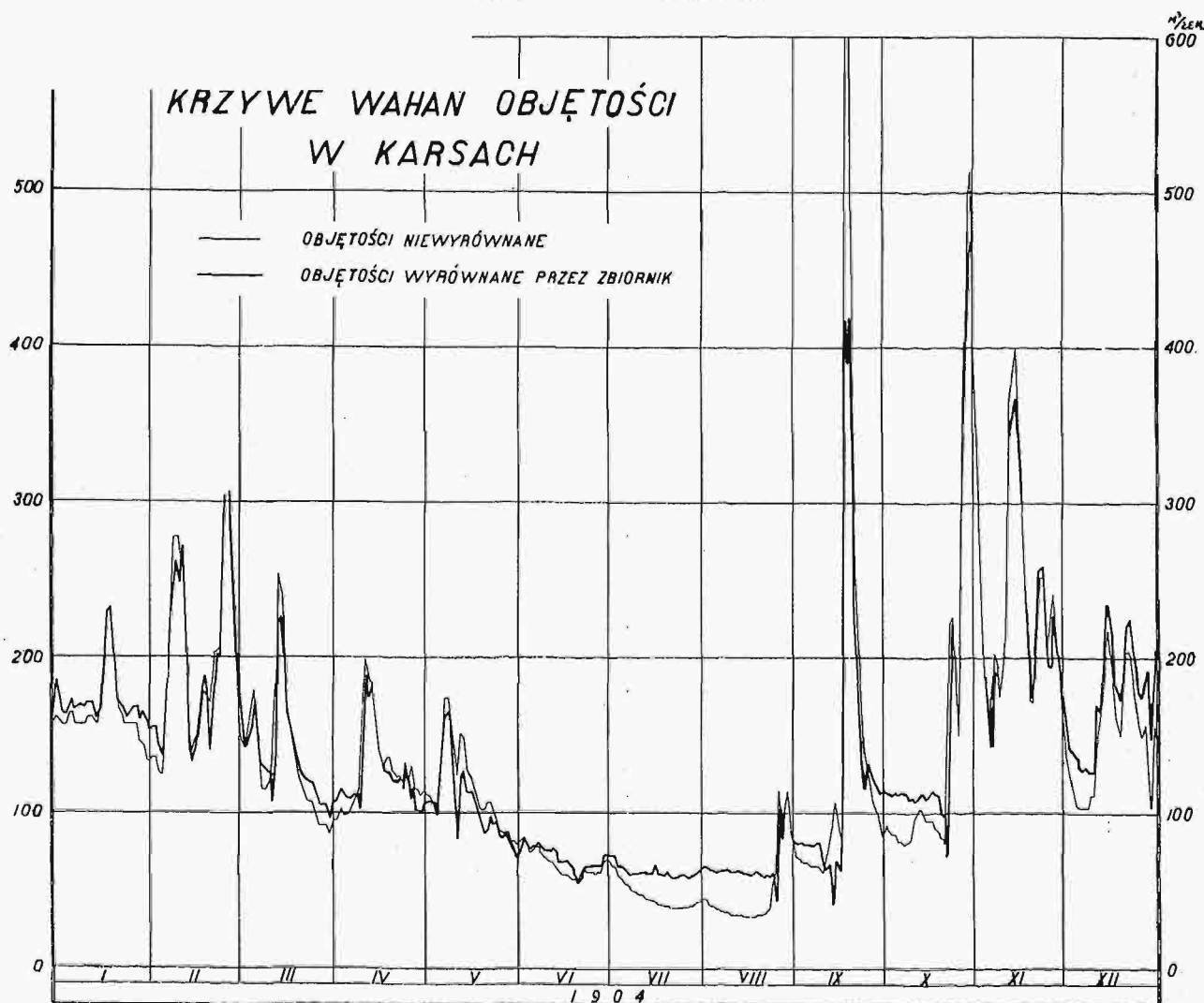
#### 1. Szkody gospodarcze:

Dla obliczenia szkód otrzymano do dyspozycji zestawienia szkód powodziowych dla powiatu Brzeskiego

<sup>1)</sup> Obliczeń powyższych dokonano pod założeniem istniejącego planu gospodarczego zbiornika pod kątem wyzyskania energii wodnej dla pokrycia szczytów zapotrzebowania. Rzecz naturalna, że przy przystosowaniu planu gospodarki wodnej w zbiorniku do potrzeb żeglugi, można wpływ jego na żeglówność Wisły znacznie podnieść, obniżając jednak równocześnie jego wartość jako zakładu o sile wodnej.

w  
wi  
to:

rat dla po- straty powiatu Tarnowskiego i w innych latach, otrzy-  
 oraz war- mamy przeciętną roczną stratę  $141.626 \times 0,238 =$   
 06.  $= 33.707$  zł.



Rys. 2.

Znacznie niższe szkody w powiecie Tarnowskim pochodzą z faktu, że na terenie tego powiatu Dunajec jest przeważnie obwałowany. Brak zupełny danych z powiatu Dąbrowskiego. Powiat Brzeski podaje sumę strat w płonach i budynkach:

W r. 1906. . . . .	285.110 kor.
" 1908. . . . .	415.855 "
" 1913. . . . .	942.075 "
" 1925. . . . .	168.449 zł. w złocie
<b>Razem. . . . .</b>	<b>1,811.489 czyli 3,115.761 zł. ob.</b>

Zaznaczyć należy, że kulminacja w roku 1909 i 1918 była wyższa, niż w roku 1908, wykazów jednak szkód z lat tych niema, choć niewątpliwie bez nich się nie obeszło.

Rozdzielając sumę szkód na okres czasu od bezpośredniego poprzedzającej powodzi (z r. 1903), do ostatniego roku z powodzią, t. j. od r. 1904 do 1925 włącznie, czyli na 22 lat, otrzymamy przeciętną roczną stratę przy zupełnym pominięciu innych lat z drobniejszymi szkodami:

$$\frac{3,115.761}{22} = 141.626 \text{ zł.}$$

Powiat Tarnowski wykazany jest wyłącznie w roku 1906 ze stratą 68,025 kor., co stanowi w stosunku do strat powiatu Brzeskiego 23,8%.

Przyjmując, że w tym samym stosunku znajdują się

Oprócz zniszczeń w płonach mamy zestawienia, dotyczące bezpośrednich strat w gruntach, przez zerwanie lub zupełne ich zdeterjowanie, w okresie 1894—1906, a więc 13 lat.

	gruntów	wysokość	szkody
Straty te wynoszą: zerwanych zniszczonych			
pow. Brzeski	214 morg.	189 morg.	355.150 kor.
" Tarnowski	82 " "	17 " "	79.500 "
<b>Razem. . . . .</b>	<b>286 morg.</b>	<b>206 morg.</b>	<b>434.650 kor.</b>
czyli 747.598 zł. ob.			

Przeciętna strata roczna wynosi zatem:

$$\frac{747.598}{13} = 57.507.$$

Suma rocznych strat przeciętnych wyniesie zatem:

141.626
33.707
57.507
<hr/>
232.840 zł.

Kapitalizując powyższe straty przy oprocentowaniu 5%, otrzymamy sumę: 4,656.800 zł.

Ze względu na zupełne opuszczenie strat w powiecie Dąbrowskim, oraz nieliczenie szkód powodziowych w innych latach, szczególnie w roku 1909 i 1918, można tę sumę zaokrąglić do kwoty conajmniej 5,000.000 zł.

## 2. Straty w komunikacjach:

W okresie 10 lat rządów polskich odbudowano zniszczone przez powódź mosty rządowe na Dunajcu ogólnym kosztem 532.500 zł., co daje roczną stratę 53.250 zł.

Powiat Brzeski i Tarnowski obliczają straty w komunikacjach w okresie 13 lat 1894—1906 na 32.305 kor., t. j. 55.556 zł., zatem rocznie 4.273 zł. (W okresie 1904—1913 oblicza sam powiat Brzeski straty na 36.326 zł., czyli rocznie 3.633 zł.). Suma strat rocznych = 57.523 zł.

Kapitalizując powyższe straty na 5% otrzymamy kwotę: 1.150.460 zł.

Ze względu na brak danych z pow. Dąbrowskiego można zaokrąglić powyższą sumę na 1.200.000 zł.

## 3. Straty w budowliach wodnych.

Dla zorientowania się w szkodach powodziowych w budowliach regulacyjnych, uzyskano z Zarządu Dróg Wodnych w Tarnowie następujące dane:

Powódź średniej wielkości w r. 1925 wyrządziła na Dunajcu poniżej Łososiny następujące szkody:

Zerwane 68.000 m <sup>3</sup> tam faszynowych po 5 zł. = 340.000 zł.
„ 4.900 „ narzutów „ 12 „ = 54.000 „
„ 2.000 „ „ „ 20 „ = 40.000 „
Razem . . . 434.000 zł.

Doliczając około 15% na szkody w materiałach i inwentarzu . . . . . 65.000 zł.

Otrzymamy około . . . 500.000 zł.

jako wartość szkód powodziowych.

Na roboty zachowawcze przeznaczono według programów robót:

W r. 1924 — 241.800 zł. (przewalutowano),
„ 1925 — 194.300 „ „
„ 1926 — 120.000 „ „
„ 1927 — 134.000 „ „
„ 1928 — 200.000 „ „
Razem . . . 890.100 zł.

czyli średnio rocznie 178.000 zł.

Różnica między szkodami powodziowymi a normalnymi kosztami konserwacji wynosi zatem 322.000 zł.

W okresie ostatnich lat 30 szkody powodziowe były w latach: 1903, 1906, 1908, 1913, 1918, 1920, 1924 i 1925.

Stąd wynika całkowita oszczędność  $8 \times 322.000 = 2.576.000$  zł., czyli przeciętnie rocznie 85.866 zł.

Wielkie wody zanotowano jednak poza powyższymi latami w szeregu lat innych. Na ich wysokość zbiornik będzie miał również duży wpływ. I tak zanotowano:

	odpływ naturalny	ze zbiornika	
w r. 1899	771 m <sup>3</sup>	246 m <sup>3</sup>	czyli 32%
„ 1900	860 „	227 „	„ 25 „
„ 1901	673 „	93 „	„ 14 „

	odpływ naturalny	ze zbiornika	
w r. 1907	855 m <sup>3</sup>	303 m <sup>3</sup>	czyli 35%
„ 1909	945 „	190 „	„ 20 „
„ 1912	636 „	136 „	„ 21 „
„ 1926	740 „	106 „	„ 22 „
		średnio zatem odpływa	24%

czyli około 1/4 pierwotnej ilości.

Następstwem tego musi być znaczne zmniejszenie normalnych kosztów konserwacji. Koszta te wahały się obecnie dość znacznie (od 120.000 do 240.000 zł.).

Po wybudowaniu zakładów wodnych, pozostanie do konserwacji 64 km rzeki, których normalny koszt, wobec dużej ilości narzutów, możnaby przyjąć na 2000 zł. cd km rocznie, t. j. 128.000 zł., czyli w granicach najniższych dotychczasowych kosztów konserwacji.

W porównaniu z przeciętną 178.000 zł. da to oszczędność roczną 50.000 zł.

Łącznie z oszczędnością na szkodach powodziowych da to sumę roczną 135.866 zł., która skapitalizowana na 5% daje 2.717.320 zł.

Ze względu na pewne oszczędności w kosztach utrzymania wałów, zupełnie niewliczone, można tę sumę zaokrąglić raczej in plus, t. j. do 2.800.000 zł.

Otrzymamy więc łącznie:

Skapitalizowane straty gospodarcze	5.000.000 zł.
„ straty w komunikacjach	1.200.000 „
„ straty w budowl. wodn.	2.800.000 „
Razem . . .	9.000.000 zł.

Znaczenie zatem gospodarcze zbiornika w Rożnowie da się wyrazić w następujących cyfrach:

Zysk w kosztach transportu przy 3.000.000 ton.	
Skapitalizowany na 5% . . . . .	11.000.000 zł.
Zmniejszenie szkód powodziowych skapitalizowano j. w. . . . .	9.000.000 „
Razem . . . . .	20.000.000 zł.

W rzeczywistości znaczenie gospodarcze tego zbiornika może się stać o wiele większe.

W dziedzinie żeglugi zbiornik w Rożnowie wraz z Porąbką, może zadecydować o rozwoju żeglugi na górnej Wiśle, może umożliwić powiększenie typu łodzi, a nawet może uczynić zbędną budowę kanału lateralnego Wisły poniżej Dunajca.

W dziedzinie gospodarczej może uczynić zbędnymi wiele projektowanych robót regulacyjnych, bezwzględnie zaś niepotrzebnym będzie obwałowanie Dunajca powyżej Zgłobic. Niewykluczoną jest możliwość zmniejszenia dotychczas stosowanych rozpiętości mostów, z których wszystkie wymagają zamiany na stałe. Bardzo prawdopodobnie możliwą też będzie zmiana uprawy gruntów między wałami, przynajmniej powyżej ujścia Białej.

Dlatego obliczenia powyższe, w których znaczenie gospodarcze zbiornika oceniono na 20.000.000 zł. należy uważać raczej jako minimum, które prawdopodobnie przekroczone zostanie.

Dr. Inż. Adam Rożański  
Prof. Uniw. Jag.

## Projekt zniesienia Ministerstwa Robót Publicznych

U w a g a: Niniejszy artykuł umieszczamy jako dalszy ciąg rozważań wybitnych techników nad sprawą ewentualnego zniesienia Ministerstwa Robót Publicznych. Redakcja.

W dziennikach ukazała się wiadomość o zamiarze Rządu zniesienia Ministerstwa Robót Publicznych. Poszczególne działy tego Ministerstwa mają być przydzielone innym Ministerstwom. Do Ministerstwa Komunikacji mają przejść sprawy drogowe, dróg wodnych, żeglugi śródlądowej oraz turystyki. Do Ministerstwa Spraw

Wewnętrznych przydzielonoby sprawy nadzoru budowlanego i regulacji osiedli, kanalizacji miast i wodociągów. Do Ministerstwa Rolnictwa miałyby przejść sprawy regulacji rzek niespławnych, obwałowanie rzek, budowy zbiorników wodnych, podstawowych urządzeń dla odwodnienia i nawodnienia większych obszarów, zabudowania górskich potoków, administracji wałów w dolinie Kwidzyńskiej i sprawy wynikające z konwencji górnośląskiej z r. 1922, oraz sprawy Generalnego Biura Hydrograficz-

nego. Na Ministra Przemysłu i Handlu ma się przenieść zakres działania w sprawach elektryfikacyjnych i energetycznych, uprawnień zawodowo-technicznych, uprawnień do prowadzenia robót budowlanych w sprawach wykonywania zawodu przez techników cywilnych lub inżynierskich i towarzystw technicznych. Zakres działania Ministerstwa Robót Publicznych w sprawach budowy, utrzymania i zarządu gmachów państwowych ma się przenieść na ministrów, którym podlegają urzędy użytkujące gmachy państwowe. Dozór nad budynkami państwowymi ma się przenieść na Ministra Skarbu. Wreszcie sprawy grobownictwa wojennego ma się przenieść do Ministerstwa Spraw Wojskowych. Sprawy żeglugi morskiej pozostałyby nadal przy Ministerstwie Handlu i Przemysłu.

Zarazem jest przewidziane zniesienie Dyrekcji robót publicznych, jako drugiej instancji, a ich zakres działania ma być przeniesiony na odpowiednie wydziały urzędów wojewódzkich, z których jeden będzie podlegał Ministerstwu Komunikacji, a drugi Ministerstwu Spraw Wewnętrznych.

Jak widzimy z powyższej notatki, jest zamierzona parcelacja Ministerstwa Robót Publicznych aż między 6 Ministrów, a sprawy budowy gmachów państwowych mają być przydzielone wszystkim Ministrom.

Godziłoby się zastanowić, czy projektowana zmiana przyniesie oszczędność dla Skarbu Państwa i czy poprawi sprawność administracji państwowej.

Co do najważniejszego dzisiaj względu uzyskania oszczędności, choćby z uszczerbkiem dla sprawności administracji, to oszczędzi się wprawdzie na stanowisku Ministra i Wiceministra Robót Publicznych, ale wszystkie inne stanowiska nietylko pozostaną, gdyż pozostać muszą i zostaną, tylko przegrupowane, ale nadto powiększy się liczba referentów i aprobantów w różnych Ministerstwach z tej prostej przyczyny, że sprawy fachowe, zgromadzone według materji w poszczególnych departamentach jednego ministerstwa, mają być rozdzielone pomiędzy kilka ministerstw, jak n. p. sprawy budynków państwowych między wszystkie ministerstwa. Bilans finansowy tej reformy będzie z pewnością ujemny. Nie byłaby ta reforma jeszcze tak bardzo szkodliwa pod względem finansowym, gdyby nie było zastoju w robotach technicznych. Ale obecnie, gdy wstrzymuje się wszystkie roboty z braku funduszy, należałoby personal techniczny raczej skupiać, aby go jak najekonomiczniej użyć, a nie rozpraszać.

W drugiej instancji projektuje się zniesienie dyrekcji robót publicznych i przydzielenie spraw technicznych do dwóch wydziałów urzędu wojewódzkiego. Wiadomo jednak, że dyrekcja robót publicznych jest właśnie jednym z wydziałów tego urzędu, więc miałyby się znieść jeden wydział, a utworzyć dwa. Czy byłaby to oszczędna redukcja urzędów?

Wpływ zaś projektowanych zmian na usprawnienie administracji przedstawia się następująco:

Przedewszystkiem polityka gospodarcza skupiona w jednych rękach może być chyba racjonalniejsza, niż prowadzona na kilka rąk, zwłaszcza w kraju zaniedbanym, wskutek gospodarki zaborców i zniszczenia działa-

niami wojennymi. Przecież administracja budową nowych gmachów państwowych, których tak wiele nam jeszcze potrzeba i które budujemy z konieczności, pomimo depresji gospodarczej, będzie oszczędniejsza, gdy będzie skupiona w jednym zarządzie.

Projektuje się podzielenie rzek na dwie centrale: rzeki żeglowne i spławne mają należeć do Ministerstwa Komunikacji a inne do Ministerstwa Rolnictwa — jak-gdyby można bez ujmy dla całości podzielić organizm przyrody. Wszakże na rzeki żeglowne i spławne wywierają przemożny wpływ roboty na dopływach i górnych biegach niespławnych, jak regulacja ich i zabudowanie potoków górskich, budowa zbiorników powodziowych, oraz inne meljoracje podstawowe, jak kolmatacja bagien, obwałowania i t. p., które to roboty mają należeć do Ministerstwa Rolnictwa.

Przy takiej gruntownej zmianie urzędów, jaką projektuje się przez zniesienie Ministerstwa Robót Publicznych — trzeba będzie uzgodnić ogromną liczbę ustaw i rozporządzeń, które wydano w ciągu 11 lat istnienia obecnego ustroju administracji technicznej. Trzeba będzie poświęcić na to znaczną ilość pracy urzędników, co będzie straconym naprawdę wydatkiem. Czy zmiany te nie spowodują z początku utrudnienia i straty czasu dla niezorientowanych urzędników i ludności? Czy potrzebne to właśnie w okresie biedy, kiedy należy oszczędzać na czasie i na wydatkach?

Autorom wielu projektów reorganizacji urzędów wydaje się, że przez poprzestawianie urzędów i urzędników da się uzyskać oszczędniejszą i sprawniejszą administrację Państwa. Tymczasem lepiej pozostawić istniejącą administrację, a zmniejszyć koszty jej przez dobór mniejszej liczby pracowitych, znających dobrze swoje zadanie i bardzo sumiennych urzędników, ale lepiej płatnych.

Nasze Ministerstwo Robót Publicznych miało być już kilka razy zlikwidowane. Był nawet przed kilku laty Minister Robót Publicznych, który postanowił znieść swoje ministerstwo. Wszystkie jego wysiłki w tym kierunku spełzły na niczem. Odszedł, a Ministerstwo pozostało — widocznie jest potrzebne. Można zarzucić temu Ministerstwu wiele wad, zwłaszcza brak sprężystości, ale są to wady wszystkich naszych urzędów, gdyż tkwią w nas i będą się objawiały, jakąkolwiek formą nadamy administracji technicznej. Wady te należy tępić — ale nie tracić czasu i pieniędzy na reorganizacje formalne urzędów.

Wreszcie jeszcze jedna uwaga. W kraju zaniedbanym, zniszczonym wojną, musi się prowadzić roboty techniczne, jeżeli chcemy nadążyć zagranicy. Nasze urzędy techniczne są jednak obecnie bezczynne z powodu braku pieniędzy. My zaś opłacamy bezrobotnych, zbieramy obecnie żywność dla nich na zimę, nie każąc im niczego za to robić. Czyż nie byłoby lepiej, aby za te zaśliki, jakie otrzymują, wykonali pewne roboty, jak naprawa dróg i usuwanie błota i śniegu z nich, regulacja rzek, budowa wałów ochronnych i kopanie rowów osuszających, budowa budynków publicznych i t. p.?

Inż. Dr. Alfons Chmielowiec.

## Żelbetowe słupy teowe mimoosiowo ściskane.

(Dokończenie).

### PRZYPADEK B.

Siła  $N$  zaczepia pomiędzy środkiem płyty, a środkiem żebra, czyli  $c < o$ . Wprowadźmy  $c' = -c$ , przyczem, zamiast  $c'$  będziemy dla uproszczenia pisać  $c$ .

### I. Projektowanie uzbrojenia.

Dane:  $b, d, b_0, z, c, N, \sigma_b$ .  
Szukamy  $F$  i  $F'$ .

Przez odpowiedni rozkład drutów płyty i żebra możemy punkt zaczepienia siły  $N$  uczynić środkiem

ciężkości przekroju. Wtedy cały przekrój będzie ściskany równomiernie, naprężenie betonu będzie wszędzie  $\sigma_b = \sigma$ ,  $F + F'$  będzie minimum, naprężenie w drutach płyty i żebra będzie:  $\sigma_z = n\sigma$ .

Powierzchnia przekroju betonu wynosi:  
 $A_b = bd + b_0 z$  . . . . . (a)

Powierzchnia idealnego przekroju:  
 $A = A_b + n(F + F')$  . . . . . (b)

Z równania sił  $N = A\sigma$  otrzymamy więc:  
 $F + F' = \frac{1}{n} \left( \frac{N}{\sigma} - A_b \right)$  . . . . . (c)

Siła ściskająca w żebrze:  $S' = b_0 z \sigma$  zaczepia w środku żebra. Odległość środka żebra od środka płyty wynosi:

$$r = \frac{d}{2} + \frac{z}{2} \quad \dots \quad (40)$$

Siła ściskająca w drutach żebra wynosi:  
 $R' = n F \sigma$ .

Z równania momentów względem środka płyty:

$$Nc = S' r + R' z, \quad \text{otrzymamy:} \quad F = \frac{1}{\sigma} \left( \frac{Nc}{z} - b_0 r \right) \quad \dots \quad (d)$$

Przykład 6.  $b = 150$ ,  $d = 12$ ,  $b_0 = 25$ ,  $z = 42$ ,  $c = 11$  cm,  $N = 120$  t,  $\sigma_b = 35$  kg/cm<sup>2</sup>.

Wg. (40)  $r = \frac{12 + 42}{2} = 27$  cm.

$$bd = 150 \cdot 12 = 1800 \text{ cm}^2$$

$$b_0 z = 25 \cdot 42 = 1050 \text{ „}$$

Wg. (a)  $A_b = 2850 \text{ cm}^2$   
 $N : \sigma = 120000 : 35 = 3430 \text{ cm}^2$

Wg. (b)  $n(F + F') = 580 \text{ cm}^2$

Wg. (c)  $\frac{Nc}{\sigma z} = 3430 \frac{11}{42} = 900 \text{ „}$   
 $b_0 r = 25 \cdot 27 = 675 \text{ „}$

Wg. (d)  $nF = 225 \text{ cm}^2$   
 $n(F + F') = 580 \text{ „}$

Zatem:  $nF' = 355 \text{ cm}^2$

$$F = 225 : 15 = 15,0 \text{ cm}^2$$

$$F' = 355 : 15 = 23,7 \text{ „}$$

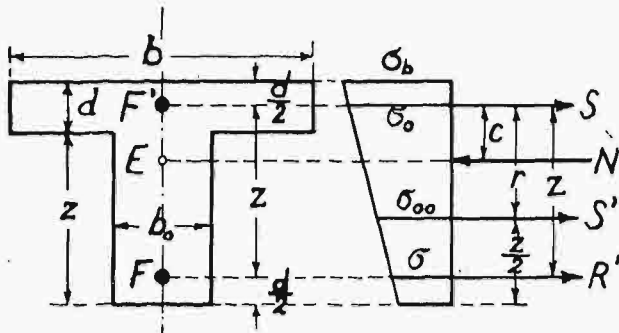
$$F + F' = 580 : 15 = 38,7 \text{ cm}^2$$

Procent uzbrotienia:

$$p\% = 3870 : 2850 = 1,355\%$$

### II. Sprawdzenie naprężeń.

W ogólnym przypadku figurą naprężeń jest trapez (rys. 3). Wg. (6) ściskanie w płycie:  $S = A_i \sigma_0$ , przyczem



Rys. 3.

(w tym rozdziale wyjątkowo zamiast  $A_1$  wg. równ. 2, piszemy  $A_i$ ):

$$A_i = bd + nF' \quad \dots \quad (a)$$

Ściskanie w żebrze  $S' = B_i \sigma_{00}$ , przyczem:

$$B_i = b_0 z \quad \dots \quad (b)$$

Ściskanie w drutach żebra  $R' = F \sigma$ .

Równanie sił:

$$N = S + S' + R' = A_i \sigma_0 + B_i \sigma_{00} + F n \sigma \quad \dots \quad (c)$$

Równanie momentów względem  $S$ :

$$Nc = S' r + R' z = B_i r \sigma_{00} + F n z \sigma \quad \dots \quad (d)$$

Tu popełniamy nieścisłość, gdyż ani  $S$  nie działa w środku płyty, ani  $S'$  w środku żebra. W rzeczywistości  $r$  będzie nieco mniejsze, zaś  $z$  nieco większe od wartości przyjętej tak, że błędy równania (d) poniekąd się znoszą.

Nazwijmy:

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{d}{2} : \left( z + \frac{d}{2} \right) \\ \beta &= \left( r + \frac{d}{2} \right) : \left( z + \frac{d}{2} \right) \\ \gamma &= 1 - \alpha \\ \delta &= 1 - \beta \end{aligned} \right\} \quad \dots \quad (e)$$

to:

$$\sigma_0 = \alpha \sigma + \gamma \sigma_b$$

$$\sigma_{00} = \beta \sigma + \delta \sigma_b$$

Podstawmy to w (c) i (d) i nazwijmy:

$$A_1 = nF \frac{z}{c} + \beta B_i \frac{r}{c} \quad \dots \quad (f)$$

$$A_2 = nF + \alpha A_1 + \beta B_i \quad \dots \quad (g)$$

$$B_1 = \delta B_i \frac{r}{c} \quad \dots \quad (h)$$

$$B_2 = \gamma A_1 + \delta B_i \quad \dots \quad (i)$$

to otrzymamy:

$$A_1 \sigma + B_1 \sigma_b = N$$

$$A_2 \sigma + B_2 \sigma_b = N$$

Stąd jeżeli:

$$\xi = \frac{B_2 - B_1}{A_1 - A_2} \quad \dots \quad (k)$$

wynika:

$$\sigma = \xi \sigma_b \quad \dots \quad (l)$$

Nazwijmy jeszcze:

$$C = A_1 \xi + B_1 = A_2 \xi + B_2 \quad \dots \quad (m)$$

to:

$$\sigma_b = \frac{N}{C} \quad \dots \quad (n)$$

Przykład 7. Dane:  $b = 150$ ,  $d = 12$ ,  $z = 42$ ,  $c = 11$  cm,  $N = 120$  t,  $F = 15$ ,  $F' = 23,7$  cm<sup>2</sup>.

Znaleźć  $\sigma_b$ .

Wg. (40)  $r = 21 + 6 = 27$  cm

Wg. (e)  $\alpha = 6 : 48 = 0,125$

$$\beta = 33 : 48 = 0,688$$

$$\gamma = 0,875$$

$$\delta = 0,312$$

$$bd = 150 \cdot 12 = 1800 \text{ cm}^2$$

$$nF' = 15 \cdot 23,7 = 355 \text{ „}$$

Wg. (a)  $A_i = 2155 \text{ cm}^2$

Wg. (b)  $B_i = 25 \cdot 42 = 1050 \text{ „}$

$$nF = 15 \cdot 15 = 225 \text{ cm}^2$$

$$\alpha A_i = 0,125 \cdot 2155 = 269,4 \text{ cm}^2$$

$$\beta B_i = 0,688 \cdot 1050 = 724 \text{ „}$$

Wg. (g)  $A_2 = 1218,4 \text{ cm}^2$

$$nF \frac{z}{c} = 225 \cdot \frac{42}{11} = 860 \text{ cm}^2$$

$$\beta B_i \frac{r}{c} = 724 \cdot \frac{27}{11} = 1777 \text{ „}$$

Wg. (f)  $A_1 = 2637 \text{ cm}^2$

$$A_2 = 1218 \text{ „}$$

$$A_1 - A_2 = 1419 \text{ cm}^2$$



# BUDOWNICTWO STALOWE

## DODATEK DO „ZASOPISMA TECHNICZNEGO“

TREŚĆ: Inż. E. Cieślewski: Życiokres budowli stalowych. — Francuski dom stalowo-szkieletowy.

Inż. E. Cieślewski.

### Życiokres budowli stalowych.

(Dokończenie).

Życiokres techniczny budowli stalowych związany jest siłą rzeczy z właściwościami stali jako tworzywa; w warunkach normalnych powinien się on kończyć z chwilą, w której stopień bezpieczeństwa konstrukcji nośnej wskutek eksploatacji, wpływów atmosferycznych i t. p. tak się obniży, że budowla zacznie zagrażać bezpieczeństwu otoczenia lub gdy odkształcenia pewnych jej elementów osiągną granice, które ze względu na przeznaczenie nie powinny być przekroczone. Jednak już na wstępie należy zaznaczyć, że wypadki, w którychby ustalono, iżby budowla stalowa wskutek normalnej eksploatacji lub nadgryziona zębem czasu, jako całość tak dalece się postarzała, że grozi zawaleniem i należy ją „zburzyć“, zachodzą według statystyk nader rzadko. Zwykle bowiem tylko pojedyncze części konstrukcji przestają czynić zadość warunkowi wytrzymałości wzgl. sztywności; ponieważ jednak konstrukcja stalowa ma tę wielką zaletę, że znosi z łatwością lokalną przeróbkę, jak n. p. wzmocnienie lub wymianę nadwyreżonej części, więc dochodzimy w końcu do rezultatu, że demolicja, a raczej demontaż, budowli stalowych następuje normalnie głównie z powodu niemożliwości zadośćuczynienia wymogom wzmocnionego tętna życiowego, w którym to wypadku ich życiokres techniczny kryje się z życiokresem ekonomicznym.

Dalszą jeszcze przyczyną, że nie rozporządzamy dostatecznymi danymi dla określenia technicznego życiokresu budowli stalowych, jest chociażby i to, że szersze zapoczątkowanie ich wznoszenia datuje się dopiero od r. 1855, kiedy Henry Bessemer wskazał drogę do masowego i szybkiego wytwarzania stali zlewnej. Przed tym okresem napotykamy na budowle stalowe tylko sporadycznie, przyczem są to przeważnie mosty, hale fabryczne, kolejowe i t. p., a niema między niemi wcale gmachów mieszkalnych, hoteli, domów handlowych, banków. Mimo to starano się w ostatnich czasach rzucić również światło i na długotrwałość ostatnio wymienionych gmachów, mających w założeniu swem stal jako tworzywo nośne, przez badanie stanu konstrukcji stalowej budynku jeszcze w czasie eksploatacji lub po jej demontażu.

Oto niektóre przykłady: Jednym z najwcześniej wybudowanych domów stalowych na świecie jest 10-cio piętrowy budynek chicagowski z r. 1883; już w r. 1884 wzniesiono tam dalsze dwa gmachy, jeden 12-to, drugi 14-to piętrowy. Wszystkie z nich zbadano w r. 1928 i znaleziono, że konstrukcja stalowa znajduje się w stanie bez zarzutu. W Nowym Jorku powstał pierwszy dom stalowy w r. 1883/84 przy Broadway Nr. 50; ponieważ posiadał tylko 10 pięter, musiał więc w r. 1914 zrobić miejsce 35-cio piętrowemu drapaczowi; z okazji rozbiórki zbadano fachowo wszystkie części konstrukcji stalowej, robiono zdjęcia fotograficzne i t. d.; sprawozdanie ze stanu budynku opiewa, że nie znaleziono żadnych, uwagi godnych, miejsc zardzewiałych, aby mogły one wzbudzić jakiegokolwiek zastrzeżenia co do pewności budowli. Przy innym 16-to piętrowym gmachu z r. 1896, który został

wyparty w r. 1910 przez 39-cio piętrowy gmach „Bankers Trust Building“, znaleziono konstrukcję nośną tak dobrze utrzymaną, iż bezstronni fachowcy, którzy go badali, a którzy zapoznali się również z ulepszonym sposobem zabezpieczenia przed rdzą nowopowstałego gmachu, twierdzą, iż nie będzie potrzeba nawet badać go w tym kierunku w okresie najbliższych 100 lat. Bardzo starannie zbadano również 12-to piętrowy „Dom Kobiety“ w Chicago, zbudowany w latach 1890/91, z okazji jego demolicji uskutecznionej w r. 1926. Sprawozdanie o stanie budowli mówi, że z wyjątkiem dachu, żadna z części konstrukcji stalowej nie wykazały jakichkolwiek godnych uwagi uszkodzeń, a słupy i belki znajdowały się w stanie bez zarzutu, tak dalece, że nawet górne stopki tych ostatnich, leżące w żuźlowej ścieli podłogowej, nie nosiły nawet śladu rdzy; budynek ten we wszystkich swych szczegółach zaprojektowany był według zupełnie przestarzałych zasad. Podobne rezultaty wydały badania rozebranych budowli nowojorskich, robione na Madison Square Building po 35 latach, a na Waldorf - Astoria Building po 39 latach.

Wbrew częstym twierdzeniom, które się słyszy co do niebezpieczeństwa rdzy, wykazują obserwacje amerykańskie, trwające ponad 40 lat, że budowle stalowe okres ten bardzo dobrze przetrwały; pewna firma nowojorska, która rozebrała bardzo wielką ilość gmachów, zbudowanych na szkieletie stalowym, twierdzi, że nie znalazła nigdzie niebezpiecznego działania rdzy i mogła nawet 90% materiału, pozostałego z rozbiórki, użyć przy nowych budowlach. Przykładów odporności innych budowli na szkieletie stalowym, a więc nie gmachów mieszkalnych, hoteli, domów handlowych i t. p., można się doszukać w dostatecznej ilości również i w Europie; są one konstruktorom i architektom znane, więc ograniczymy się tylko do wymienienia największej istniejącej budowy kopułowej na świecie t. zw. „Rotundy“ wiedeńskiej, o rozpiętości 105 m; wybudowana na czas wystawy w r. 1873 i to według zasad, z którymi dziś byłoby nam się trudno pogodzić, (kształt kopuły pomysłu angielskiego konstruktora okrętowego Scott Russela), przetrwała ona do dnia dzisiejszego i znajduje się jeszcze w bardzo dobrym stanie.

Lecz nie tylko budowle, których szkielet był wprowadzie według starych sposobów, ale zawsze jeszcze jako tako, otulony, stawiły z dobrym wynikiem czoło wpływom destrukcyjnym; nawet konstrukcje nieotulone, wbrew wszelkim zastrzeżeniom poczynionym swego czasu, spisują się nieźle. Naturalnie, że nie wolno je zdać na łaskę losu, lecz od czasu do czasu je badać i konserwować; wprawdzie konserwacja połączona jest z pewnymi kosztami, lecz wysokość ich zwykle się przecenia. W każdym razie, przy odkrytej konstrukcji stalowej, roczny wydatek 0,2—0,3%<sup>1)</sup> ceny inwestowanej na konserwację kalkuluje się jeszcze zawsze lepiej, niż koszt, jakie się po-

<sup>1)</sup> Bryła, Schaper.

nosi przy sporadycznych naprawach konstrukcji masywnej, względnie niż strata, wynika wskutek ich zawalenia się.

W początkach intensywniejszego wkraczania żelaza i stali do budownictwa lądowego, przyjmowano te twory z ogromnym pesymizmem. Projekty takich pionierów jak Telforda, Stephensona, a w końcu Eiffla, poddawali współcześni rzeczoznawcy, jeszcze przed ich urzeczywistnieniem, druzgoczącej krytyce. Pismo lyońskie „La Curiosité“ w r. 1889 w dwóch artykułach, podpisanym przez kilka znakomitości naukowych oraz koryfeuszów architektury, a zatytułowanych: „Protest przeciw niemożliwej do skutecznego budowie“ i: „Dlaczego wieża Eiffla musi się zawalić“ podaje tuziny takich przewidywań, jak n. p.: „Że ta wieża, którą ludzie dziś już nazywają wieżą Babel, nigdy nie zostanie wykończona i to nie z powodu pomieszania się języków“, tu następuje dowód techniczny, że żelazo do takich budowli wcale się nie nadaje; lub: „Jeszcze przed osiągnięciem połowy swej wysokości będzie trzeba uznać, że jest to tylko śmiałe marzenie i to marzenie niewykonalne“. Niewątpliwie, znając własności tego wytrzymałego i szlachetnego tworzywa, poddali by oni dzisiaj swoje zapatrywania pewnej kontroli. Lecz jeszcze przed kilku laty dzienniki zaczęły rozsiewać wiadomości, że wieża Eiffel ma być rozebrana ze względu na zmniejszenie się wytrzymałości z powodu rdzy i z powodu wysokich kosztów utrzymania; jednak ze sprawozdania przedsięwzięcia, które wieżę wybudowało „Société de Construction de Levallois - Perret“, dawniej „Etablissement Eiffel“, oraz „Towarzystwo wieży Eiffel“ wynika, że znajduje się ona w jaknajlepszym stanie i jej pewność od czasu wybudowania w r. 1889 wcale się nie zmieniła. Jak dalej czytamy, to konserwacja tej koronkowej konstrukcji nie sprawia żadnych trudności, a uzyskane z wieży dochody kryją nie tylko koszt konserwacji, lecz odrzucają akcjonariuszom towarzystwa wcale pokątną dywidendę.

Znacznie łatwiej natomiast można sobie wyrobić pogląd na długotrwałość mostów żelaznych względnie stalowych, gdyż zaczęto je szerzej stosować już na przełomie wieków 18-go na 19-ty, chociaż nierzadkie są wypadki, n. p. w Chinach, gdzie się znajduje w użyciu jeszcze wiele mostów wiszących, istniejących po paręset lat, jak n. p. most łańcuchowy przez wąwóz obok miasta King-tung-fu, zbudowany w r. 67 po Chrystusie. Z najstarszych istniejących mostów żelaznych Europy wzgl. Ameryki należy wymienić dla przykładu: Most łańcuchowy dla pieszych w Winch w północnej Anglii, rozpiętości 24,5 m, zbudowany w r. 1741, — most łukowy żeliwny przez Bystrzycę pod Strzygłowem na Śląsku opolskim, zbudowany w r. 1796, — most łańcuchowy drogowy przez Merrimak w Massachusetts, zbudowany w r. 1809, — most drogowy nad cieśniną Menai w Wales, rozpiętości 176 m i szerokości jezdni 7,3 m, skonstruowany przez Telforda w r. 1818, — most w Norymberdze, zbudowany w r. 1823, — most wiszący przez rzekę Małopianę na Śląsku opolskim, zbudowany w r. 1825, — most wiszący koło Marlow, skonstruowany przez Tiernay Clark'a w r. 1830. Wymienione mosty są okresowo co do ich stanu przez odpowiednie czynniki badane, a najlepszym świadectwem ich wytrzymałości jest fakt, że pełnią one swą służbę w dalszym ciągu.

Mosty stalowe odznaczają się tą zaletą, że można sposobem pomiarowym ustalić wielkość naprężeń i deformacji, występujących w poszczególnych elementach konstrukcji, wzgl. wielkość ugięcia się całego mostu pod dynamicznym wpływem obciążeń; wyłaniające się tu problemy są wprawdzie natury bardzo skomplikowanej, chociażby już ze względu na ruchy całego mostu i występujące równocześnie drgania poszczególnych jego części, spowodowanych różnorodnymi impulsami; jednakowoż wyżej wymienione pomiary dają możliwość określenia,

przynajmniej w przybliżeniu, obniżenia się stopnia bezpieczeństwa mostu<sup>2)</sup>. Co się specjalnie tyczy objawów zmęczenia lub starzenia się materiału pod wpływem częstej zmiany obciążenia, to z licznych badań i doświadczeń, robionych przez powołane do tego instytuty wszystkich większych państw, wynika, że objawów takich nie ustalono prawie w żadnym wypadku<sup>3)</sup>. Dla ścisłości należy jednak podkreślić, że trudności połączone z podobnymi badaniami są ogromne. Podobnie jak przy budynkach stalowo - szkieletowych, tak również i przy mostach głównym wrogiem ich długotrwałości jest rdza. Badania jednak, przeprowadzone w tym kierunku na mostach stojących po kilkadziesiąt lat, wykazały, że wytrzymałość tych obiektów, o ile one były normalnie konserwowane, nie wzbudzała żadnych zastrzeżeń<sup>4)</sup>.

Nader sumiennemu badaniu poddano w r. 1928 jeden z największych swego czasu zbudowanych mostów, jakim jest most Eads przez Missisipi obok Sant Luis. Wzniesiony w r. 1874 jako dwukondygnacyjny, (dolna kondygnacja dla dwutorowej kolei, górna również dwutorowa, dla tramwajów), posiada on trzy przęsła, każde o rozpiętości około 158 m. Nie należy się dziwić, że wobec zwiększenia się ciężarów po nim przewożonych, starano się ustalić jego stan i wyciągnąć wnioski co do wytrzymałości. Sprawozdanie z r. 1927, opracowane przez wybitnych amerykańskich fachowców, opiewa, że znajduje się on w stanie bardzo dobrym, gdyż poszczególne jego elementy konstrukcyjne nie wykazują żadnych trwałych deformacji, ani też nie są nadwyrężone rdzą; stwierdza ono jednakowoż, że most był zawsze odpowiednio konserwowany i że obciążenie żadnej jego części nie przekroczyło granicy elastyczności<sup>5)</sup>.

Najdokładniej jednak przekonać się o stanie mostu i wyciągnąć wnioski co do jego prawdopodobnej długotrwałości można z okazji demontażu, gdyż wtedy dopiero dadzą się ujawnić zmiany zaszcze w materiale, oraz rdza, występująca na częściach mniej dla oka dostępnych, lecz niemniej wrażliwych na jej działanie, jak n. p. w ustrojach skrzynkowych, złączach, śrubach, nitach i t. p. Tak n. p. okazało się, że konstrukcja drogowego mostu z żelaza spawalnego, zbudowanego w r. 1866 przez rzekę Inn na trakcie Insbruck - Monachjum, który po przeszło 50-ciu latach eksploatacji został zniesiony z powodu wzmożenia się ruchu, była bardzo dobrze utrzymana. Tak złącza, a co główne, dolne pasy dźwigarów kratowych, z których każdy na całej swej długości składał się z 7-miu płaskowników ze sobą znitowanych, po rozebraniu nie wykazywały zupełnie rdzy; jako środek ochronny służyły pierwotna warstwa minji ołowianej i okresowe malowanie<sup>6)</sup>.

Nader ciekawie przedstawiają się wyniki, jakie uzyskano w r. 1928 przy demontażu wiedeńskiego mostu t. zw. „Augartenbrücke“, prowadzącego przez odnogę Dunaju, a rzucającego światło na życie techniczne konstrukcji mostowych. Most, o rozpiętości 61,5 m, zbudowany przez francuskie przedsiębiorstwo Five - Lille w r. 1872, spełniał długo swoje zadanie, dopóki wreszcie zwiększenie się ciężarów i ścieśnienie ruchu ulicznego na 11 m szerokiej jezdni, nie przesądziło jego istnienia; początkowo był on przeznaczony dla lekkich zaprzęgów, lecz

<sup>2)</sup> Bleich: „Theorie und Berechnung der eisernen Brücken“ Horst: „Stossbeanspruchungen und Schwingungen der Hauptträger statisch bestimmter Eisenbahnbrücken“.

<sup>3)</sup> Späth: „Rein dynamische Verfahren zur Untersuchung der Beanspruchungen von Bauwerken“.

<sup>4)</sup> Iljasiewicz: „Untersuchung über die Durchbiegung der Fachwerkträger“.

<sup>5)</sup> Bernhard: „Beitrag zur Brückenmesstechnik“.

<sup>6)</sup> Kulka: „Dynamische Probleme im Brückenbau“.

<sup>3)</sup> Department of Scientific & Industrial Research „Raport of the Bridge Stress Committee“.

<sup>4)</sup> „Bautechnik“ Nr. 41 i 48 1927.

<sup>5)</sup> „Engineering News-Records“ z 28. VI. 1928.

<sup>6)</sup> „Bautechnik“ Nr. 17/1929.

pod koniec dźwigał dwa tory tramwajowe, dwie jezdnie dla pojazdów ciężarowych i dwa chodniki szerokości 4 m. Tworzywo, żelazo spawalne, belgijskiego pochodzenia, chociaż zapewne nie było przedniej jakości, gdyż jego wytrzymałość doraźna wynosiła 34—36 kg/mm<sup>2</sup>, przy wydłużeniu tylko 5% oraz granicy sprężystości 31 kg/mm<sup>2</sup>, wytrzymało jednak całkiem dobrze prawie przez sześćdziesiąt lat. Należy jednak przypuszczać, że początkowo granica sprężystości nie leżała tak wysoko, lecz wzrosła dopiero sukcesywnie do jej wartości z powodu nadmiernej naprężenia. Każdy dźwigar składał się z rozciąganej belki skrzynkowej z 7 mm blachy. Belka ta, w każdej ćwiartce swej rozpiętości, jak też na końcach, zawieszana była na dwóch łańcuchach, przy czym końce jej spoczywały na oporach i przedstawiała tem samem belkę ciągłą, w trzech punktach nadto elastycznie podparta, biegnącą przez 4 pola.

Składowe siły poziome, występujące w łańcuchach, skierowane zostały do górnej, ściskanej belki poziomej, znosząc się tam wzajemnie, podczas gdy wyniki naciski pionowe przejęły kolumny przyczółkowe za pośrednictwem tej belki i podpór w postaci słupków wahadłowych, wykonanych jednak w sposób niecelowy, co spowodowało niepożądane ruchy mostu. Po rozebraniu mostu okazało się też, że wahacze łożysk górnych ustawiły się ukośnie, a dalsze przesunięcia się dźwigarów uniemożliwione zostały dopiero przez murowane przyczółki. Dźwigar, który narażony był na naprężenie, przekraczające znacznie obciążenie dopuszczalne, obliczony został jako belka w pięciu miejscach stale podparta; z tego założenia wychodząc, obliczono naciąg łańcuchów i naprężenie belki ściskanej.

Fałszywe obliczenie dźwigarów, jakoteż i montaż, wprowadzający z tego tytułu naprężenia nieprzewidziane, spowodowały, że wystąpiły w nich nadmierne lokalne naprężenia, którym jednak żelazo, dzięki swej plastyczności, mimo nawet znacznego przeciążenia mostu w czasie dziesiątek lat, potrafiło stawić skuteczny opór. Wynika z tego dalej, że zupełnie wystarczyło tej statycznie niewyznaczalnej konstrukcji stalowej nadać przekroje przystosowane tylko do pewnego mogącego zaistnieć stanu równowagi, bez uwzględnienia elastycznych zmian; w obrębie plastyczności ustalił się sam przez się stan równowagi, wzięty za podstawę obliczenia. Pod powyższą przesłanką mógł się więc rzeczywisty stan równowagi, w obrębie proporcjonalności, różnić zasadniczo od tego, dla którego obliczono przekroje, bez stawiania jej trwałości pod znakiem zapytania. Ponieważ jednak dla wytrzymałości miarodajny jest zakres plastyczny, natomiast obciążenia dopuszczalne wynosiły tylko pewną jego część, więc potwierdza się tu, że konstrukcje stalowe posiadają w plastyczności tworzywa wielką rezerwę pewności<sup>7)</sup>.

W celu oznaczenia długotrwałości budowli stalowych urządził znany inżynier amerykański F. W. Skinner w r. 1915 ankietę, trwającą parę lat, przy czym otrzymał od przeszło tysiąca osób nauki i praktyki, na poszczególne pytania, 17.000 odpowiedzi. Ankieta ta ze względu na charakter zapytywanych i wielką ich ilość, oraz ogrom obszaru, na którym została urządzona, jest rekojmią obiektywności i ścisłości. Jej wynik da się pokrótce streścić jak następuje:

„Wpływy atmosferyczne i rdza stanowią tylko rzadko poważne niebezpieczeństwo dla budowli stalowych i to bez względu na to, czy są one w sposób specjalny przed nią chronione.

Zniszczyć może rdza konstrukcję stalową tylko pod trwałym wpływem wilgoci, dymu, wody morskiej, oraz cieczy i par zawierających kwasy, głównie jednak pod wpływem tlenu, i to szczególnie przy współdziałaniu brudu.

<sup>7)</sup> Grüning, Maier-Leibnitz, Swain.

Ponieważ przyczyny pojawiania się rdzy są znane, można konstrukcje stalowe w każdym wypadku przed nią uchronić, w którym to celu zaleca się przedewszystkiem utrzymanie czystości, powlekanie środkami rdzochronnymi lub otulenie betonem.

Dla części konstrukcyj, szczególnie narażonych na działanie rdzy, należy stosować specjalne środki rdzochronne.

Już nawet celowe zaprojektowanie konstrukcji wyklucza cały szereg przyczyn rdzewienia, natomiast brak zrozumienia ze strony odpowiedzialnych czynników, a cechującego się fałszywą oszczędnością i nieodpowiednim dozorem, są głównym powodem szkód, wyrządzonych przez rdzę.

Przeważnie przy wszystkich budowlach stalowych, a więc i przy konstrukcjach otulonych, można skutki korozji, jeszcze nim one zaczną być groźne, zauważyć po zewnętrznych występujących oznakach.

Wśród sprzyjających okoliczności mogą gmachy stalowe istnieć setki lat, bez narażenia się na niebezpieczeństwo zniszczenia ich przez rdzę.

Mosty kolejowe i drogowe, o ile były starannie utrzymywane, niemal że nigdy nie stały się z powodu rdzy niezdolne do użytku i b. rzadko wymagały gruntownego remontu; mimo częstego przeciążenia, osiągają one w wielu wypadkach bardzo długi żywot.

Naogół przy fachowym zaprojektowaniu i wykonaniu, oraz dozorem i konserwacji, wpływy atmosferyczne jak i normalna eksploatacja nie są w stanie zmniejszyć trwałości gmachów i mostów stalowych, która to trwałość jest praktycznie prawie że nieograniczona<sup>8)</sup>.

Podobną opinię o trwałości budowli stalowych wypowiedział amerykański konstruktor Modjewski<sup>9)</sup> na dorocznym zgromadzeniu „American Institute of Steel Construction“ w r. 1928, wyrażając równocześnie nadzieję, że niebezpieczeństwo rdzy powinno w najbliższych latach zupełnie zniknąć, tembardziej, że hutnictwo zajmuje się coraz intensywniej doświadczeniami na polu wytwarzania nierdzewiejącej stali budowlanej (Union, Armco i t. p.).

Natomiast przedwczesny i doraźny kres istnienia wszelkich budowli położyc mogą katastrofy elementarne (trzęsienia ziemi, huragany, powodzie), lub katastrofy spowodowane ręką ludzką (działania wojenne, zamachy i t. p.). Doświadczenie jednak uczy, że nie zawsze w wypadkach, w których katastrofy przesądziły ostatecznie los budowli masywnych, kończył się również i żywot budowli stalowych. Kwestję tę tylko krótko poruszę.

I tak nieznanym jest dotychczas wypadek, aby podczas wielkich trzęsień ziemi i huraganów, podczas których wszystkie bez wyjątku budowle masywne runęły, zawałała się równocześnie chociaż jedna ze znajdujących się tam budowli szkieletowych<sup>10)</sup>. Co się tyczy mostów stalowych, to życiokres ich w tych wypadkach związany jest ściśle z kwestją przyczółków i filarów. Ewentualne deformacje, jakim uległy gmachy podczas trzęsień ziemi i huraganów, dały się zawsze usunąć; również i wypadki dźwignięcia i osadzenia z powrotem naprawionych prześel stalowych, po odbudowaniu zniszczonych filarów, nie są rzadkie<sup>11)</sup>.

Powodzie zagrażają mniej budynkom szkieletowym, poważniej natomiast mostom stalowym, ale i tu trwałość ich jest niejako funkcją wytrzymałości podpór. Stosowanie wielkich rozpiętości i możliwość przekraczania niekiedy nawet przeszkody jednym prześsem zezwala na zmniejszenie do minimum ilości podpór; ta ostatnia okoliczność, jak też łatwość umieszczenia konstrukcji nośnej ponad

<sup>8)</sup> „Proceedings of the Brooklyn Engineers Club“, Tom XXV, część II, styczeń 1927.

<sup>9)</sup> Nazwisko zamerykanizowane, brzmi właściwie: Modrzejewski.

<sup>10)</sup> Artykuł autora w „Budownictwie Stalowym“ Nr. 3/1931.

<sup>11)</sup> Czasop. „Przegląd Techniczny“ Nr. 15/1931.

jezdnią (przez co też dźwigary i łożyska znajdują się zwykle ponad poziomem najwyższego stanu wody), prowadzi do uzyskania większych otworów przepływowych, niż przy mostach masywnych. Jak dalece niebezpiecznym dla tych ostatnich może, — skutkiem podmycia, — okazać się ruch podpór, o tem świadczą runięcia mostów masywnych, które to wypadki należałoby wyliczyć, ponieważ dotyczą to mostów prawie że nowych. I tak zawaliły się: W r. 1927 most żelbetowy pod Tawanasą w Szwajcarii, zbudowany przez Ren, — w r. 1926 most betonowy pod Siebenwalde przez Hawelę, — w r. 1920 most łukowy obok Wehlen przez Mozelę, — w r. 1926 most żelbetowy w Gartz przez Odre, — w r. 1928 mosty żelbetowe, jeden między Dorpatem a Kerrafer, drugi w Rohrküll, oba w Estonji, — w r. 1925 wzgl. 1926 dwa mosty żelbetowe w Jugosławiji, na trakcie Valjewe - Lcznica. Na miejscu wymienionych mostów stanęły mosty stalowe.

O ile chodzi o pożary, to są one bez wątpienia bardzo groźne dla konstrukcyj stalowych niechronionych, czego dowodem jest zupełne zniszczenie przed kilku laty teatru „Flora“ w Amsterdamie i w roku bieżącym „Pałacu sztuki“ w Monachjum. Jednakże liczba takich budowli, z wyjątkiem budowli wystawowych, obliczonych na krótki okres trwania, jest bardzo mała. Z najnowszych badań oraz doświadczeń zebranych z okazji groźnych pożarów wynika, że główne uszkodzenia gmachów powoduje występujący nacisk poziomy; również nie stanowi największego niebezpieczeństwa ta temperatura, pod wpływem

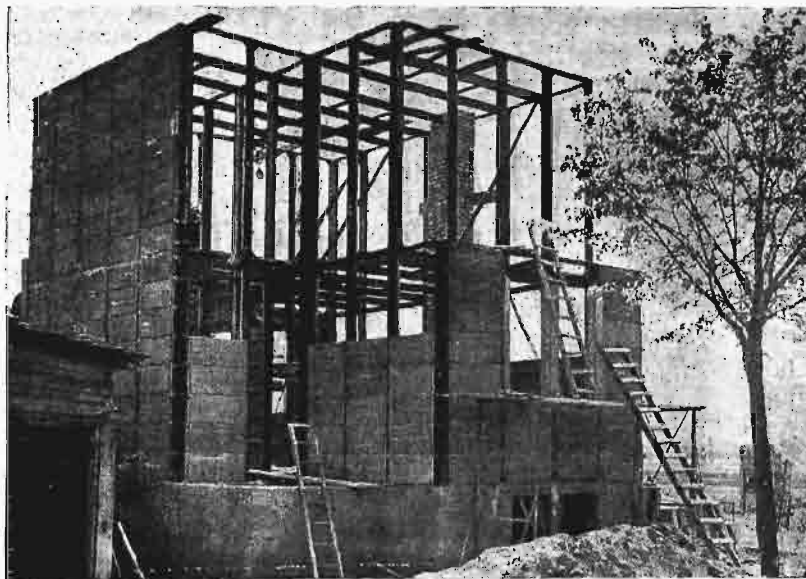
której zaczynają występować silniejsze wydłużenia, co jest również groźnym dla budowli stalowo - szkieletowych jak i żelbetowych. Ogniochronne wykonanie budowli stalowych nie przedstawia dziś żadnych trudności, tak, że pod względem odporności na działanie ognia dorównują one budowlom masywnym, a niekiedy nawet je przewyższają<sup>12)</sup>.

Na zakończenie pragnę dodać, że stal jako tworzywo wysokowartościowe, przed użyciem już dokładnie badane i zezwalające na jasne ujęcie w sposób zamierzony statycznego współdziałania wszystkich części konstrukcji, przy możliwości nadania im dowolnego kształtu i to bez uszczerbku dla pewności i wytrzymałości, jest niewątpliwie powołaną do nadania obecnym i przyszłym budowlom swego charakterystycznego piętna. Jeżeli starałem się w niniejszym artykule określić w ogólnych zarysach życiokres ekonomiczny i techniczny budowli stalowych, to uczyniłem to w tej intencji, aby, celem racjonalnego tworzenia, przyczynić się do zmniejszenia ilości pomyłek, które się jeszcze zawsze robi przy wyborze tworzywa, tembardziej, że pomyłki te dadzą się w Polsce o wiele niekorzystniej odczuć, niż w państwach zasobniejszych w środki materialne.

<sup>12)</sup> Effenberger „Forderungen an die Feuersicherheit der Baukonstruktionen“ — „Stahlbau“ Nr. 22/1981.  
A. Spiegel: „Der Stahlhausbau“, Düsseldorf 1980.  
Brunner: „Statische und Konstruktive Betrachtungen über den Stahlskelettbau“, „Stahlbau“ Nr. 18/1980.

## Francuski dom stalowo - szkieletowy.

Konstrukcja tego typu polega na zasadzie „Cadres d'acier“, czyli ram stalowych. Oryginalność systemu stanowią profile ram pozwalające zamocowanie ściany podwójnej. Poszczególne rany połączone są zapomocą odpowiednio przyciętych płytek stalowych i nitów.



Wypełnienie zewnętrzne stanowią porowate płyty betonowe, grubości 7 cm, zaopatrzone we środku podłużnym żebrami. Żebrowanie to zwiększa z jednej strony wytrzymałość ściany, z drugiej ogranicza szkodliwy ruch powietrza, znajdującego się między ścianami.

Ściana wewnętrzna składa się zwykle z płyt izolacyjnych marki „Norma“ lub tp. Podłogi i dachy utworzone są przez belki stalowe dwuteowe, o pasach ściętych na końcu, celem umocowania dźwigara między dwoma sąsiednimi ramami. Posadzka drewniana ułożona jest na górnych pasach belek; sufit posiada wyprawę na trzcinie lub siatce jednolitej, przymocowanej do dolnych pasów belek. Dach płaski pokryty jest okładziną „Isodrite“ lub tp. materiałem deszczochronnym.

Szybkość budowy wynika z istoty systemu ramowego, polegającego na łatwym montażu na miejscu budowy ram stalowych i szybkim wypełnianiu ścian płytami o wielkich rozmiarach. Wytrzymałość budowli jest identyczna z wytrzymałością budowli żelazno-szkieletowej, przyczem żebrwanie płyt okładzinowych wytrzymałość jeszcze powiększa. System ten posiada większą wartość izolacyjną niż zwykły dom z cegieł, do czego przyczynia się porowatość materiału ścian zewnętrznych. Zaprawa z powodu swej wielkiej płynności umożliwia dokładne zaszczelnienie fug i doskonałą ochronę ram stalowych przed wpływami atmosferycznymi. Trwałość ścian zewnętrznych budynku powiększa jeszcze wyprawa cementowa. Koszta budynku, ze względu na seryjne wykonanie, są o wiele niższe niż domu ceglanego. C.

$\delta \cdot B_1 = 0,312 \cdot 1050 = 328 \text{ cm}^2$   
 Wg. (h)  $B_1 = 328 \frac{27}{11} = 805 \text{ cm}^2$   
 $\gamma A_1 = 0,875 \cdot 2155 = 1882 \text{ „}$   
 Wg. (i)  $B_2 = 328 + 1882 = 2210 \text{ cm}^2 = \frac{2210 \text{ „}}{1405 \text{ cm}^2}$   
 $B_2 - B_1 =$   
 Wg. (k)  $\zeta = 1405 : 1419 = \approx 1$   
 $\zeta A_1 = 2637 \quad \zeta A_2 = 1218$   
 $B_1 = 805 \quad B_2 = 2210$   
 Wg. (m)  $C = 3442 \quad C = 3428$   
 Wg. (n)  $\sigma_b = 120000 : 3435 = 35 \text{ kg/cm}^2$   
 Wg. (l)  $\sigma = 1,35 = 35 \text{ „}$

**PRZYPADEK C.**

Siła  $N$  zaczepia w środku płyty.  $e=0$ .

**I. Sprawdzenie naprężeń.**

Nazwijmy  $S'$  siłę ściskającą w żebrze, zaś  $S$  i  $R$  j. w., to równanie sił jest:

$N = S + S' - R. \dots (41)$

Nazwijmy  $y$  odległość  $S'$  od  $S$ , to równanie momentów względem  $S$  będzie:

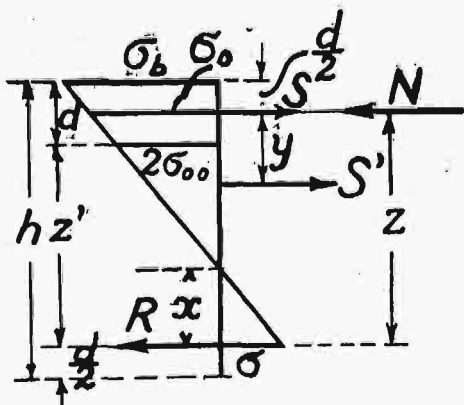
$S' y = R z. \dots (42)$

Nazwijmy:  $z' = z - \frac{d}{2} \dots (43)$

$h = z + d, \dots (44)$

zaś  $x$  odległość osi obojętnej od drutów żebra, to:

$y = \frac{h-x}{3} \dots (45)$



Rys. 4.

Nazwijmy  $\sigma_{00}$  naprężenie betonu w środku wysokości  $z'-x$ , to z rozkładu liniowego naprężeń (rys. 4) wynika:

$\sigma_0 : \sigma = (z-x) : x \dots (46)$

$\sigma_{00} : \sigma = (z'-x) : (2x) \dots (47)$

$S' = b_0 (z'-x) \sigma_{00} \dots (48)$

Wg. (7) i (15):  $R = n F \sigma \dots (49)$

stąd:  $\frac{R}{S'} = \frac{n F \sigma}{b_0 (z'-x) \sigma_{00}} = \frac{2 n F}{b_0} \frac{x}{(z'-x)^2} \dots (a)$

Wg. (42) i (45):  $\frac{R}{S'} = \frac{y}{z} = \frac{h-x}{3z} \dots (b)$

Nazwijmy:  $l = \frac{2 n F}{b_0}$ , to z porównania a) i b) wynika:  $(h-x)(z'-x)^2 = 3 l z x. \dots (c)$

Podzielmy to przez  $z'^3$  i nazwijmy:

$\xi = \frac{x}{z'} \dots (50)$

$\lambda = 3 \frac{l z}{z'^2} = 6 n F \frac{z}{b_0 z'^2}, \dots (51)$

to otrzymamy:  $(1-\xi)^2 \left( \frac{h}{z'} - \xi \right) = \lambda \xi,$

czyli:  $\lambda = (1-\xi)^2 \left( \frac{\mu}{\xi} - 1 \right), \dots (52)$

przyczem:  $\mu = \frac{h}{z'} = \frac{z+d}{z - \frac{d}{2}} = \frac{\frac{z}{d} + 1}{\frac{z}{d} - \frac{1}{2}} \dots (53)$

dla:  $\frac{z}{d} = 10, 8, 6, 4, 2, 1$

jest:  $\mu = 1,16 \ 1,2 \ 1,27 \ 1,43 \ 2 \ 4$

Na podstawie (52) obliczyliśmy tabelkę  $\lambda$ , z której dla danego  $\mu$  odczytać możemy wprost  $\xi$ .

$\xi$	$\mu$					
	1,2	1,4	1,5	1,6	1,8	2,0
0,1	8,91	10,52	11,35	12,16	13,78	15,4
0,15	5,05	6,03	6,5	6,55	7,95	8,91
0,2	3,20	3,84	4,15	4,48	5,12	5,76
0,3	1,47	1,80	1,96	2,12	2,45	2,78
0,4	0,72	0,9	0,99	1,08	1,26	1,44

Wg. (50):  $x = \xi z'. \dots (53,5)$

$\frac{N}{\sigma} = A_1 \frac{z-x}{x} + b_0 \frac{(z'-x)^2}{2x} - n F \dots (54)$

Stąd znajdziemy  $\sigma$  i  $\sigma_2 = n \sigma$ , zaś:

$\sigma_b = \sigma \frac{z + \frac{d}{2} - x}{x} \dots (55)$

Naprężenia w drutach są oczywiście mniejsze od dopuszczalnych, więc nie trzeba ich sprawdzać.

Przykład 8. Dane:  $b=150, d=12, z=42, b_0=25 \text{ cm}, e=0, N=120 \text{ t}, F=18, F'=32 \text{ cm}^2$ .

Znaleźć  $\sigma_b, \sigma_2$ :

Wg. (43)  $z' = 42 - 6 = 36 \text{ cm}$

Wg. (44)  $h = 42 + 12 = 54 \text{ „}$

Wg. (51)  $\lambda = \frac{90 \cdot 18 \cdot 42}{25 \cdot 36 \cdot 36} = 2,1$

Wg. (53)  $\mu = 54 : 36 = 1,5$

Wg. tabelki  $\lambda$ :  $\xi = 0,29$

Wg. (53,5):  $x = 0,29 \cdot 36 = 10,4 \text{ cm}$

$z-x = 42 - 10,4 = 31,6 \text{ „}$

$z'-x = 36 - 10,4 = 25,6 \text{ „}$

$b d = 150 \cdot 12 = 1800 \text{ cm}^2$

$n F' = 15 \cdot 32 = 480 \text{ „}$

$A_1 = 2280 \text{ cm}^2$

$A_1 \frac{z-x}{x} = 2280 \frac{31,6}{10,4} = 6945 \text{ cm}^2$

$b_0 \frac{(z'-x)^2}{2x} = 25 \frac{25,6^2}{2 \cdot 10,4} = 789 \text{ „}$

$7734 \text{ cm}^3$

$n F = 15 \cdot 18 = 270 \text{ „}$

Wg. (54):  $N : \sigma = 7464 \text{ cm}^2$

$\sigma = 120000 : 7464 = 16,08 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 15 \cdot 16,08 = 241,2 \text{ „}$

$z + \frac{d}{2} - x = 31,6 + \frac{12}{2} = 37,6 \text{ cm}$

Wg. (55)  $\sigma_b = 16,08 \frac{37,6}{10,4} = 58,15 \text{ kg/cm}^2$

## II. Projektowanie.

Dane:  $b, d, z, b_0, c=0, N, \sigma_b$ ; szukam  $F$  i  $F'$ .  
Przyjmuję  $\xi$  kolejno równe 0,4, 0,3, 0,2 i szukam z tabliczki odpowiednie  $\lambda$ . Następnie:

$$\text{wg. (51): } F = \frac{b_0 z'^2}{90 z} \lambda, \quad (56)$$

$$\text{wg. (50): } x = z' \xi,$$

$$\text{wg. (55): } \sigma = \sigma_b \frac{x}{z + \frac{d}{2} - x} \quad (57)$$

$$\text{wg. (54): } A_1 = \frac{x}{z-x} \left[ \frac{N}{\sigma} - \frac{b_0}{2x} (z'-x)^2 - n F \right] \quad (58)$$

$$F' = \frac{1}{n} (A_1 - b d), \quad (59)$$

$$\text{wreszcie obliczam: } \eta = n (F + F'). \quad (60)$$

Przykład 9.  $b=150, d=12, z=42, b_0=25 \text{ cm}, c=0, N=120 \text{ t}, \sigma_b=40 \text{ kg/cm}^2; F=?, F'=?$

$$\text{Wg. (43) } z' = 42 - 6 = 36 \text{ cm}, \quad \text{wg. (50) } x = \xi \cdot 36 \text{ cm}.$$

$$\text{Wg. (44) } h = 42 + 12 = 54 \text{ cm}.$$

$$\text{Wg. (53) } \mu = 54 : 36 = 1,5.$$

$$\text{Wg. (56) } F = \frac{25 \cdot 36 \cdot 36}{90 \cdot 42} \lambda = 8,56 \lambda.$$

$$z + \frac{d}{2} = 48 \text{ cm}, \quad b d = 1800 \text{ cm}^2.$$

Tabelarycznie znajduję  $\eta$  (por. poniższą tabl.).

Z wykresu czytam  $\eta_{min} = 1672 \text{ cm}^2$ , dla  $\xi = 0,32$ .

$$\text{Obieram: } F + F' = 1677 \cdot 15 = 111,8 \text{ cm}^2$$

$$F = \frac{16,8}{n}$$

$$F' = 1423 : 15 = \frac{95,0}{n} \text{ cm}^2$$

gdyż tu nie opłaci się szukać dalej.

$\xi$	$\lambda$	$F$ $\text{cm}^2$	$x$ $\text{cm}$	$48-x$ $\text{cm}$	$\sigma$ $\text{kg/cm}^2$	$\frac{N}{\sigma}$ $\text{cm}^2$	$15F$ $\text{cm}^2$	$z'-x$ $\text{cm}$	$\frac{b_0}{2x}(z'-x)^2$ $\text{cm}^2$	$[J^*]$ $\text{cm}^2$	$z-x$ $\text{cm}$	$A_1$ $\text{cm}^2$	$nF'$ $\text{cm}^2$	$\eta$ $\text{cm}^2$
0,4	0,99	8,5	14,4	33,6	17,15	7000	128	21,6	406	6466	27,6	3380	1580	1708
0,3	1,96	16,8	10,8	37,2	11,61	10310	254	25,2	736	9320	31,2	3223	1423	1677
0,2	4,15	35,59	7,2	40,8	7,05	17020	534	28,8	1440	15046	34,8	3115	1315	1849
Wg.					(57)							(58)		(60)

\*) Nawias równania (58).

Na papierze milimetrowym lub kratkowanym wykreślam odręcznie krzywą  $\eta$  albo wygodniej  $\eta - \eta_0$  (przyczem  $\eta_0$  jest dowolną stałą) dla odciętych  $\xi$ . Z wykresu znajdę łatwo  $\eta = \min$  (styczna pozioma) i przynależne  $\xi$ , dla którego wyszukuję  $\lambda$  wg. (52),  $F$  wg. (56),

wreszcie wg. (60)  $F' = \frac{\eta_{min}}{n} - F$ . Krzywą  $\eta$ , przechodzącą przez 3 dane punkty uważać można za parabolę (interpolacja paraboliczna)<sup>1)</sup>.

<sup>1)</sup> Por. autora: „Uzbrojenie łuków żelbetowych o racjonalnym kształcie“, *Przeł. Techn.* 1928, str. 671 i „Obliczenie uzbrojenia ścian całkowych silosów żelbetowych“, *Przeł. Techn.* 1928, str. 318.

Ostatni przypadek będziemy stosować także wtedy, gdy  $c$  jest różne od zera, ale bardzo małe.

Z przykładów powyższych wynika, że podane sposoby obliczenia naprężeń i projektowania wymiarów żeber i przekroju drutów są łatwe, przejrzyste i w każdym wypadku prowadzą szybko do celu. Błąd przybliżenia jest na korzyść pewności. Warunek najmniejszości uzbrojenia  $F + F' = \min$ , którego ściśle dotrzymanie w przekrojach prostokątnych jest, jak wiadomo, praktycznie niemożliwe, okazał się tu łatwy do spełnienia w każdym wypadku. Zatem zwiększając nawet bezpieczeństwo, zyskujemy równocześnie na materiale.

Inż. Zygmunt Pałka.

## Głębokie studnie fundamentowe ze zredukowanym tarcieniem w czasie opuszczania.

Do artykułu P. inż. E. Widugiera. *Czasop. Techniczne* Nr. 18, z r. 1931, str. 304.

Pomysł wykonania zapuszczonej studni o wielu płaszcach, służących do zmniejszenia tarcia w czasie opuszczania, jest bardzo dobry. Przypomina sposób, używany w górnictwie naftowym, gdzie przekroje rur, w miarę powiększania się głębokości i tarcia przy zapuszczaniu, redukuje się tak, że dolne rury przechodzą przez górne.

Niektóre szczegóły sposobu P. Widugiera trzeba będzie dokładniej opracować, — a może i zmodyfikować.

Silna stożkowatość zespołu jest słabą stroną pomysłu, szczególnie dla studni i płaszców, wykonywanych w żelbecie czy betonie (najczęściej stosowanych materiałach), z powodu tego, że ciągle musi się przerabiać względnie zmieniać krążyny, podtrzymujące odeskowanie, a nie można zastosować t. zw. odeskowania ślizgowego, opieranego w czasie budowy na wykonanych już elementach względnie zawieszanego na prętach uzbrojenia pionowego. Odeskowanie to, raz zrobione, służyć może do wykonania całej studni, a nawet szeregu studzien. Twierdzenie Szan. autora, jakoby tarcie

gruntu o ściany opuszczanej studni zmniejszało się na skutek przepływu wody z otaczającego gruntu w dół wzdłuż ścian zewnętrznych pod wieńcem do kosza pompy, umieszczonego na dnie studni, może być tylko w pewnych wypadkach słusznym.

Przez osuszenie gruntu, o ile to jest piasek, żwir, rylniki lub t. p. tarcie przy opuszczaniu studni wzrasta, jak to doświadczenia wykazały, nawet do tego stopnia, że studnia odpompowana (bez wody) mimo obciążenia nie zagłębia się w grunt. Dopiero po wpuszczeniu do niej wody tarcie maleje i studnia nawet bez sztucznego obciążenia opadnie.

Przy studni stożkowej występuje ponadto i ta wada, że wruszamy ziemię szerzej, niż potrzeba dla górnych partii studni. Ziemia się usuwa i układa przy pompowaniu wody dokoła ścian studni, wypełniając wszelkie wolne miejsca. Odrazu opór tarcia zamiast się zmniejszyć, — wzrasta niepomiarowo. (Por. Rychter: *Roboty wodne cz. II*, str. 456-460, 463, 466).

Stosunki zmieniają się radykalnie, gdy woda prze-

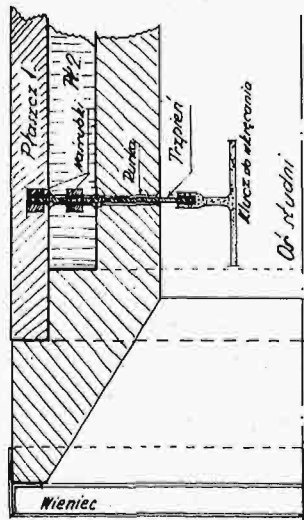
plywa z wnętrza studni pod wieńcem do góry, t. j. gdy wewnątrz studni stan wody względnie ciśnienie są większe, niż słup wody zewnętrznej (kesony, studnie systemu Leslie). — (Rychter, str. 482).

Przy stożkowej studni koniecznym będzie betonowanie płaszczy odrazu na całą ich wysokość.

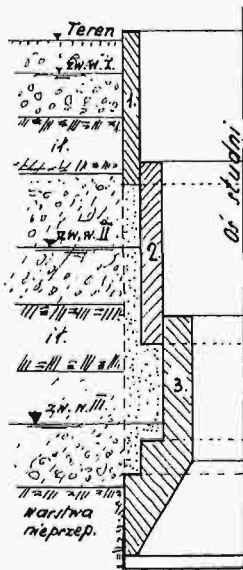
Niedogodność ta opadnie, gdy przyjmie się studnię cylindryczną lub, wogóle mówiąc, o zewnętrznej ścianie pionowej.

Twierdzenie, że płaszcz przed i po odpięciu go od wieńca studni pracować będzie bez parcia wody, nie wydaje mi się zupełnie słusznym.

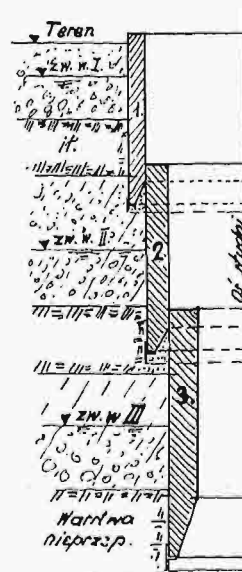
Niema bowiem absolutnej pewności, że zwierciadło wody gruntowej po obu stronach płaszcza będzie jednokie. Przeciwnie przyjęć należy, że — zwłaszcza w materiale różnie uwarstwionym, o wodzie znajdującej się w kilku poziomach — parcie wody na płaszcz może być znaczne. Dlatego wydaje mi się ryzykownym obliczać wymiary płaszcza z pominięciem parcia wody, a to tembardziej, że przecież ze względów ekonomicznych zechcemy zastosować grubość płaszcza jak najmniejszą.



Rys. 1. Przymocowanie płaszczy do ściany studni.



Rys. 2. Studnia cylindryczna z płaszczy.



Rys. 3. Studnia „wielokrotna”.

Sposób umocowania płaszcza do wieńca studni zbiorczej nie jest mi zupełnie jasny.

Prawdopodobnie autor ma na myśli przedłużenie prętów uzbrojenia pionowego płaszcza pod wieńiec i zapatrzenie ich uchami nagwintowanymi, przez które przechodziłyby przetyczki do wkręcania.

Urządzenie takie stanowiłoby może przeszkodę przy podkopywaniu wieńca, zwłaszcza, gdy studnię zapuszczają się w grubym materiale. Ryniaki zacinać się będą między wtyczkami a nożem.

Zamiast tego proponowałbym umocowanie płaszczy wprost w ścianie studni zapomocą trzpieni o nagwintowanym końcu. Trzpień przechodziłby w ścianie studni przez odpowiednią rurkę żelazną, by zmniejszyć nacisk krawędziowy na beton, a wkręcałoby się go w odpowiedni naśrubek, zabetonowany w ścianę płaszcza. Por. Rys. 1.

Wtedy odpadłoby może kłopotliwe ustawianie lewara na dnie studni, względnie podpieranie jej specjalnym rusztowaniem, by uniknąć nagłego opadnięcia studni.

Trzpień ten musiałoby się wykręcać po kolei od góry. Ilość ich może być dowolnie wielka, a co zatem idzie, i zamocowanie płaszcza wprost w ścianie studni dowolnie silne.

Przy takim urządzeniu odpadłoby ponadto niemiłe utrudnienie pracy przy podkopywaniu wieńca i przykra

robotą — bądź cobądź we wodzie — zwalnianie płaszcza przy odkręcaniu klinów, czy trzpieni przy wieńcu u dna studni.

Rury żelazne, gdy będą już niepotrzebne, można z łatwością zabić drewnianym kołkiem i zaprawić betonem tak, że wewnątrz będzie studnia — o ile jest wymagane — zupełnie gładka i szczelna.

Jednym z największych wydatków przy zapuszczaniu studni są koszty pompowania i koszty wykopu. Stać się zawsze musimy, by dopływ wody do studni był jak najmniejszy i by objętość wykopu niepotrzebnie nie wzrastała.

Studnia stożkowata nie sprzyja temu warunkowi, a to dlatego, że musimy wzruszyć znacznie większą objętość ziemi, niż tego definitywna studnia wymaga. Przez poruszenie ziemi na większym obwodzie ułatwia się przepływ wodzie, a co najgorsze, woda gruntowa, której stan równowagi zaburzono przez pompowanie, porywa za sobą — co zresztą jest ogólną wadą studni zapuszczanych przy suchym dnie — i wypłukuje namuł i piasek,

a nawet ryniaki i zwiększa znacznie objętość drogiego wykopu w studni.

Równocześnie materiał, który nie może przejść pod wieńcem studni, układa się szczelnie dokoła ścian i powiększa opór tarcia przy opuszczaniu.

W końcu zauważyć należy, że i spistość terenu dokoła studni będzie zrujnowana.

Nie jest to bez znaczenia, gdy musimy wykonać fundamenty dla stałych budowli w pobliżu studni.

Przy studni cylindrycznej zjawiska wypłukiwania przez wodę drobnych cząstek gruntu dokoła studni i zapadania się terenu na znacznej nieraz odległości od studni nie występują z taką siłą.

Możeby Szan. autor zgodził się — o ile uzna to za słuszne — zmodyfikować nieco swój sposób po myśli powyższych rozważań, spróbował przeprowadzić dla jakiegoś przykładu obliczenie statyczne, podać rysunki konstrukcyjne i koszty robót?

Wtedy grubość płaszcza drugiego (dolnego) nie będzie może równą grubości płaszcza pierwszego (górnego), jak to na rys. 4 w Nrze 18 *Czasopisma Technicznego* widzimy.

Choć może i taki wypadek zajść przy pewnym stosunku średnic płaszczy górnej (większej) i dolnej.

Proponuję zatem studni opuszczanej dać kształt cylindryczny, względnie wykonać studnię o ścianie zew-

nętrznej pionowej. Dla ułatwienia zapuszczania możeby dobrze było płaszcz i studnię na zewnątrz wyprawić ostrą zaprawą cementową, a następnie powierzchnie styku, które będą się po sobie ślizgać, wyasfaltować względnie powlec jakąś masą plastyczną a ślizką?

Wtedy ściany będą gładkie i szczelne, a płaszcz cylindryczny po odpięciu i zatrzymaniu się na pewnym poziomie, zwłaszcza, gdy przechodzi przez warstwy nieprzepuszczalne, nie pozwoli, by woda z górnych warstw dostawała się niepotrzebnie pod wieniec. (Rys. 2).

W końcu możnaby wykonać kilka studzien o różnych średnicach po kolei i opuszczać je podobnie, jak to się robi z rurami przy głębokich wierceniach w przemyśle naftowym.

Tok postępowania byłby następujący:

1. Wykonanie szerokiego wykopu wstępnego prawie do poziomu zwierciadła wody gruntowej.

2. Osadzenie pierwszego wienca na wykopie, uzbrojenie go, odeskowanie i odbetonowanie.

3. Osadzenie deskowania ślizgowego na prętach pionowego uzbrojenia i betonowanie części ściany, poczem 3 a). Gładka wyprawa zewnętrzna części płaszczu studni I. około 5 cm gruba, ostrą zaprawą cementową.

4. Opuszczanie studni pierwszej przy równoczesnym nadbetonowaniu zapomocą rusztowania ślizgowego tak długo, póki studnia nie opadnie sama lub pod pewnym sztucznym obciążeniem do przewidzianej w projekcie głębokości.

5. Cienka gładka wyprawa wewnętrzna i wyasfaltowanie ścian studni I.

6. Wykonanie węższego drugiego wienca i ścian dla studni II. zapomocą nowego rusztowania ślizgowego,

które pozwoli wykonać ściany partjami do projektowanej wysokości.

7. Zapuszczanie studni II. i t. d.

Przez to zarządzenie unika się niepotrzebnego wykopu między płaszczem 1 a studnią 3 w dolnych partjach gruntu (por. rys. 2: Partja zakropkowana pod płaszczem 1 i 2).

Definitywnie przedstawia się wykonanie, jak rys. 3: Zachodzi w proponowanym sposobie konieczność zastosowania kilku wienców. Normalnie jednak koszt wienców w porównaniu do kosztów pompowania i wykopu z dna studni jest zbyt mały, by mógł mieć znaczenie przy wielkich głębokościach na rzecz innego sposobu, gdzie wystarcza wieniec tylko jeden.

Rusztowanie ślizgowe i uzbrojenie pionowe musi być precyzyjnie ustawione, co się da stosunkowo łatwo wykonać zapomocą tego samego szablonu dla każdej studni po kolei.

Sposób ten, nazwałbym go „naftowym“ albo „wsuwany“, będzie może w pewnych wypadkach najtańszym z uwagi na to, że razem z głębokością zapuszczania zmniejszać się będzie średnica studni, a co zatem idzie, i potrzebny wykop, a nadto ściany będą stosunkowo cieńsze, niżby wypadły dla studni, zapuszczanej od początku do końca o tej samej średnicy.

Przy ostatnim sposobie wykonania nie uzyskuje się podobnie szerokiej podstawy dla fundacji, jak przy sposobie autora. Można jednak zaprojektować najniższą studnię o odpowiedniej potrzebnej średnicy.

Wzrosną wtedy wykopy górne, ale mniejsze będą wykopy drogie u dołu. Całość może wykazać pewną oszczędność w wydatkach.

## Wiadomości z literatury technicznej.

### Budownictwo wodne.

— Zużycia wody w miastach. Inż. Schönbrunner z Wiednia zastanawia się nad wielkością zużycia wody w miastach w artykule zamieszczonym w *Das Gas- und Wasserfach*, z. 36 1931. Stwierdza on, że dane, jakie pod tym względem mamy, nie grzeszą nowoczesnością i pochodzą przeważnie jeszcze z r. 1884. Przedewszystkiem zastanawia się nad stosunkami wiedeńskimi, przy czem stwierdza, że przykład ten jest raczej wyjątkowy, a nie typowy, gdyż Wiedeń znajduje się w szczególnie korzystnych warunkach, mając wodociągi grawitacyjne, a koszt założenia prawie zupełnie umorzony, tak, że może dawać 35 *lt* na głowę zadarmo, nawet bez opłaty wodomierzowej i pobierać za 1 *m*<sup>3</sup> wody ponad 35 *lt* 30 groszy austr., a za wodę dla rzemiosła i przemysłu po 12 gr. za 1 *m*<sup>3</sup>. Ponieważ za wodę płacą lokatorzy a nie właściciele domów, przeto w dużej części starają się nie wyjść poza 35 *lt*/głowę i dobę. Daty statystyczne co do zużycia wody w Wiedniu są niezmiernie ciekawe; podajemy tu z nich najważniejsze.

Zużycie roczne całkowite przy 1,800.000 mieszkańcach . . . . .	107,100.000 <i>m</i> <sup>3</sup>
Zużycie dzienne przeciętne . . . . .	293.000 "
" " " na głowę . . . . .	163 <i>lt</i>

To zużycie rozkłada się następująco:

1. W gospodarstwie domowym . . . . .	39%
2. Na specjalne cele . . . . .	33 "
3. Na cele publiczne . . . . .	10 "
4. Straty wody, błędne odczyty wodomierzy, etc. . . . .	18 "

Tylko 54,7% domów (z ogólnej liczby 40.636) ma zużycie większe jak 35 *lt* na głowę i dobę, a procent ten waha między 98,9 (w dzielnicy I, stanowiącej City) do 32,9 (w dzielnicy XVII, w obrębie przedmieść). Wogóle autor stwierdza, że im dom jakiś posiada więcej luksusowe instalacje, więcej wypustów i t. p. tem zużycie w gospodarstwie domowym

na głowę i dobę jest większe. Według kategorii domów przedstawia się zużycie następująco:

1. Najlepsze zabudowanie willowe (garaże, ogrody) . . . . .	325 <i>lt</i> /głowę i dobę
2. Domy w najlepszych dzielnicach, z wielkimi, dobrze wyposażonymi mieszkaniami . . . . .	203 " " "
3. Nowoczesne urządzenia mieszkaniowe i osadnicze gminy m. Wiednia . . . . .	70 " " "
4. Skromniejsze domy jednorodzinne, przeważnie z małymi ogrodami . . . . .	64 " " "
5. Domy z średnimi mieszkaniami (2—3 pokoi z przynależ), bez luksusu . . . . .	62 " " "
6. Domy mieszkalne w dzielnicach robotniczych . . . . .	25 " " "

Autor stwierdzając, że normy amerykańskie dochodzące do 500 *lt* na głowę i dobę są dla miast europejskich najzupełniej fantastyczne, nieosiągalne i przesadzone, oraz przyjmując, że powyższe zużycie w Wiedniu, z powodu wojennego ubóstwa pewnych sfer, oraz osłabienia przemysłu jest może zbyt niskie i w przyszłości dozna pewnego podwyższenia, stara się wyznaczyć, dla przyszłych, lepszych warunków, zużycie wody dużego miasta europejskiego. Przyszłe zużycie na głowę i dobę (które uważa za przeciętne maksymalne) wyniosłoby:

a) w gospodarstwie domowym . . . . .	75 <i>lt</i> <sup>1)</sup> na głowę i dobę
b) na specjalne cele (w tem przemysł) . . . . .	70 " <sup>2)</sup> " " "
c) " cele publiczne . . . . .	25 " <sup>3)</sup> " " "
d) " straty . . . . .	40 " <sup>4)</sup> " " "

Razem okr. . . . . 210 *lt* na głowę i dobę

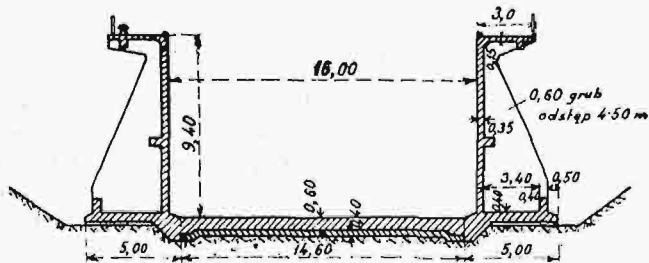
w przecięciu rocznym, lub 250 *lt* w miesiącach letnich, lub wreszcie 280 *lt* jako najwyższa wartość szczytowa.

1) Zamiast jak dziś 63,6 *lt*.  
2) " " " 53,8 "  
3) " " " 16,3 "  
4) " " " 29,3 "



Te ostatnie daty potwierdzili w dyskusji jako najzupełniej trafne i dla Berlina oraz Hamburga dyrektorzy zakładów wodociagowych tych miast.

— **Śluzy na kanale Juliany w Holandji.** Kanał ten, będący w budowie, przeznaczony jest dla statków o ładowności 2000 ton. Śluzy pod Roosteren, Maesbracht i Born mają następujące wymiary: Długość komory 136 m, szerokość komory 16 m, światło w głowach 14 m, głębokość na progu 3,60 m, spad 4,80 m, względnie 7,45 m i 11,25 m.



Jak widać z rysunku konstrukcja śluz jest bardzo lekka; ściany mają grubość tylko 0,35, przypory, w odstępach 4,50 m, grubość 0,60 m. Płyta fundamentowa ma grubość tylko 0,60 m, leży na warstwie iłu 0,40 m grubej, ta zaś na gruncie piaszczysto-żwirowym. Uszczelnienie ścian wykonano zapomocą wyprawy bitumicznej. (*Annales des ponts et chaussées* 1931 III, str. 84).

— **Zakład o sile wodnej Beauharnois na rzece św. Wawrzyńca w Kanadzie.** Kanał roboczy wychodzi z jeziora St. Francis, a kanał dolny uchodzi do jeziora St. Louis. Przechodzą one przez teren niski, dlatego ograniczone są obustronnie groblami ziemnymi, wykonywanymi metodą hydrauliczną. Groble są odległe od siebie okrągło o 1 km; kanał składa się z części głębokiej, środkowej przeznaczonej również dla żeglugi i obustronnych części płytkich. Część środkowa otrzyma głębokość wody 8,2 m i szerokość dna początkowo 45,75 m, później 183 m. Różnica poziomów obu jezior wynosi 25,3 m, spad kanału 1 : 23000 = 0,000435, długość kanału okr. 27 km, moc zakładu początkowa 216.000 HP, później 400.000 HP. (*Eng. News. Rec.* 1930, z 11. XII 1930; wzmianka również w *Bautechnik*, zeszyt 82/1931).

— **Urządzenie odzależiające, prostej konstrukcji dla wody kąpielowej,** wykonane z falistego eternitu, opisuje *Bautechnik* Nr. 36/31, str. 533.

— **„Přistav Gdynia“.** Broszura wydana staraniem polsko-czeskosłowackiego Komitetu gospodarczego w Pradze; stron 36, rycin 11. Życzliwą wzmiankę o niej zamieszcza w *Časopis čs. inženýrů* 1931 inż. Stocký, stwierdzając, że Gdynia okazała, że i w Europie możliwy jest „amerykański“ wzrost miast, kiedy w ciągu 10 lat z małej miejscowości powstało piękne portowe miasto, o 32.000 mieszkańców, z obrotem towarów w porcie 3 miliony ton.

— **Budowę zbiornika wodociagowego, żelbetowego, o 60.000 m<sup>3</sup> pojemności,** dla miasta Drezna, opisuje *Der Bauingenieur* Z. 22/23 1931.

Drezno, zużywające maksymalnie około 140.000 m<sup>3</sup> wody na dobę, posiadało dotąd zbiorniki o łącznej pojemności 76.000 m<sup>3</sup>, a wobec ograniczonej wydajności ujęć nad Łabą i potrzeby krycia szczytów godzinnych, a także częściowo i dziennych, zaszła konieczność powiększenia zapasu wody przez budowę nowego zbiornika. Składa on się z 8 niezależnych od siebie komór, przylegających wprawdzie do siebie, ale posiadających osobne ściany w płaszczyznach przylegania; takie urządzenie było potrzebne z uwagi na niejednorodność gruntu. Całość zajmuje powierzchnię około 200 m długością a 80 m szerokością. Wysokość komór wynosi 5,30 m (głębokość wody 5 m). Tak strop jak i podstawę zbudowano jako sztywne płyty o ustroju grzybkowym, przyczem odstęp słupów wynosi 4,11 m. Obliczenie nastąpiło metodą

Markusa, jako dwa pęki krzyżujących się ram z podporami pośrednimi na podstawie sprężystej.

Specjalną uwagę zwrócono na izolację murów, odwodnienie wykopu, drenowanie gruntu (podłoża), zewnętrzną izolację ścian, oraz przeprowadzenie rurociągów przez mury i komory. Rurociągi 1000 i 1500 m/m wykonano z żelbetu, dając w pewnych miejscach odcinki miedziane. Wnętrze komór pokryto torkretem, gdyż próby czynione na miejscu wykazały jego większą wytrzymałość na ciągnięcie w porównaniu z wyprawą ręczną.

— **Zakład produkujący „sztuczną“ wodę gruntową z wody zbiornikowej w Westfalji.** Zakłady wodociagowe północnego westfalskiego rewiru węglowego w Gelsenkirchen wykonały w ostatnich czasach na rzece Stever pod Haltern w Westfalji dla celów wodociagowych zbiornik, zamknięty przegrodą ziemną, 6 m wysoką. Powierzchnia zbiornika wynosi łącznie 220 ha, pojemność 9,4 milionów m<sup>3</sup>. Rzeka Stever (poboczna Lippe) ma tu zlewnię 900 km<sup>2</sup>, o spadzie przeciętnym 750 m/m. Mała woda wynosi 1 m<sup>3</sup>/sek, letnia woda średnia 3,3 m<sup>3</sup>/sek, zimowa woda średnia 11,6 m<sup>3</sup>/sek, najw. w. w. 178 m<sup>3</sup>/sek. Wodę zbiornikową wprowadza się do basenów infiltracyjnych (w całości 18) (grunt przepuszczalny), założonych na długości kilku kilometrów, a następnie ujmuje zapomocą 167 studzien i lewarów jako „sztuczną wodę gruntową“. W ten sposób, po wykonaniu całości urządzenia, ma się tu wyprodukować 80 milionów m<sup>3</sup> wody gruntowej rocznie, z czego 17 milionów naturalnej, a 63 miliony sztucznej. Artykuł Mattern'a w *Zentralblatt d. Bauverwaltung*, zeszyt 18/1931 podaje szczegóły tego wielkiego zakładu. Dr. M. M.

## Budownictwo.

— **Bezpieczeństwo ogniowe nośnych części w budownictwie** omawia Dr. Emperger w *Zeitschr. d. öst. Ing. u. Arch. Ver.* (1931, str. 163) na podstawie doświadczeń wiedeńskiego magistratu. Długość czasu pożaru zależy od wielkości materiałów palnych w budynkach. Wedle doświadczeń amerykańskich możemy liczyć w hotelach i biurach na 50 kg/m<sup>2</sup> materiału palnego, odpowiadających 10 cm grubej warstwie drewna. Wtedy możemy liczyć, że pożar wzrasta przez godzinę do ciepłoty 1000° C do 1200° C i trwa jeszcze godzinę, razem więc dwie godziny. Rozumie się przy składach materiałów palnych czas pożaru może być dłuższy. Amerykańskie doświadczenia stwierdziły; 1. jak długo słupek obciążony dozwolonym ciężarem wytrzymał pożar; 2. jaką wytrzymałość ma on po pewnym czasie pożaru; 3. jaki czas jest potrzebny do przeszkodzenia wydłużeniu słupa przez ciężar, na nim spoczywający; 4. przy jakiej długości czasu pożaru wystarczy ochrona przeciw 600° C.

Jeżeli części nośne są żelazne, to niebezpieczna dla stali ciepłota 600° C wydarza się przy miernym pożarze, gdzie właściwie nie było materiałów palnych. W tym wypadku wystarczy zwykła powłoka wkładek żelaznych przy żelbecie. I w takim razie błędem byłoby zeskładać żelazny zestawiać zupełnie bez osłony. Autor zwraca uwagę na ważność wybetonowania rdzenia słupów żelaznych ze względu na zwiększoną pewność na wyboczenie. Należy więc stosować przekroje, które umożliwiają wybetonowanie rdzenia.

Przy częściach nośnych żelbetowych musimy się starać, aby we wkładkach żelaznych nie dopuścić większej ciepłoty niż 600° C, gdyż potem pożar osłabia rdzeń betonowy. Autor proponuje w przewidywaniu dłuższego pożaru chronić warstwę ochronną betonu jeszcze siatką drucianą. Po pożarze można siatkę i powłokę chroniącą usunąć i dać nową, a części niosące słupa pozostają nietknięte.

W budynkach bez znaczniejszych materiałów palnych wystarczy warstwa betonu 1 do 1,5 cm. Jeżeli w budynkach są podłogi drewniane i niewiele zresztą materiału palnego (do 50 kg/m<sup>2</sup>), gdzie więc możemy liczyć na trwanie pożaru przez 2 godziny wystarczy warstwa betonu chroniąca wkładki 5 cm. Dla domów składowych i spichrzów z większą

ilością materiałów palnych musimy oprócz warstwy ochronnej betonu użyć siatki drucianej, która ten beton trzyma. Dalsze doświadczenia w tym wypadku byłyby pożądane.

Dr. M. Thullie.

## Mosty.

— W sprawie najodpowiedniejszego materiału do budowy mostów o bardzo dużych rozpiętościach napisał profesor Dr. St. Kunicki artykuł w *Przeglądzie Technicznym* (1931, str. 125). W ostatnich czasach zbudowano we Francji mosty żelbetowe o rozpiętościach, znacznie przewyższających dotychczasowe. Most de la Caille ma 140 m, most Plougastel 184 m rozpiętości. Freyssinet, twórca ostatniego mostu uważa za możliwe i ekonomiczne w porównaniu z mostami stalowymi wykonywanie łuków żelbetowych o rozpiętości 1000 m i więcej. Zdanie to wygłosił Freyssinet na Kongresie międzynarodowym betonu i żelbetu w Liège. Obecny na tym Kongresie profesor Politechniki Warszawskiej St. Kunicki wyraził pewne powątpiewania co do śmiałego zdania Freyssineta i ogłosił swe wątpliwości w broszurze francuskiej. W niniejszym artykule powtarza on swe wątpliwości i oświadcza się dla mostów o wielkich rozpiętościach stanowczo za stalą. Moim zdaniem prawda leży po środku. Swego czasu most w Jaremczu o  $l=45$  m był mostem sklepionym kolejowym o największej rozpiętości w świecie, a teraz taka rozpiętość uważana jest za średnią. Dotychczas największa rozpiętość wynosi 180 m. Trudno przypuścić, aby to był już kres dla łuków żelbetowych. Prawdopodobnie w następnych latach rozpiętości jeszcze wzrosną, lecz do 1000 m Freyssineta jeszcze bardzo daleko. Do jakiej granicy mosty łukowe żelbetowe będą mogły skutecznie współzawodniczyć ze stalowymi, dziś na razie trudno orzec, bo to zależy od postępu konstrukcji i zwiększenia wytrzymałości materiałów tak żelbetu jak i stali.

— O naprężeniach dopuszczalnych wałków łożyskowych dźwigarów mostowych pisze Dr. M. T. Huber w *Przeglądzie Technicznym* (1931, str. 293). Zwraca on uwagę, że należy je obliczać według wzorów Hertz'a, przy czym przepisy niemieckie ustalają następujące naprężenia dopuszczalne: dla żeliwa  $5000 \text{ kg/cm}^2$ , stali zlewnej (st. 37)  $6500 \text{ kg/cm}^2$ , odlewu stalowego  $8500 \text{ kg/cm}^2$ , stali kutej  $9500 \text{ kg/cm}^2$ . Autor udowadnia matematycznie, że takie naprężenia są dla łożysk zupełnie bezpieczne i że siła obciążająca  $P$  jest proporcjonalną do kwadratu naprężenia dopuszczalnego  $K$ . Z tego wynika, że przy zastosowaniu materiału wyborowego wielkość promienia wałka jest odwrotnie proporcjonalna do kwadratu naprężenia dopuszczalnego a ciężar wałka jest odwrotnie proporcjonalny do 4-tej potęgi tego naprężenia.

— Mosty sklepione z kamienia ciosowego we Francji omawia Lang w *Ann. des ponts et chauss.* (1930 II, str. 85) odnosi się to przeważnie do rozszerzenia mostów ciosowych, bo obecnie nowych mostów takich już się nie robi. Trzeba tu było zastosować kamieniarę, której nowi inżynierowie już nie znają. Przy moście de la Concorde rozszerzono go, tworząc każdy filar z trzech części. Wskutek tego sklepienia nad odstępami części filarów przecinają prostopadłe sklepienia główne.

Dr. M. Thullie.

## Drogi.

— Przejrzystością drogi zajmuje się Dr. Platzmann w N. 24 *Der Strassenbau*.

Sprawa zabezpieczenia koniecznej przejrzystości na drodze, nie potrzebuje w okresie wzmożonego ruchu samochodowego wiele uzasadnienia. Przejrzystość ta konieczna jest jednakże nie tylko w kierunku podłużnym wzdłuż drogi, ale również w kierunkach poprzecznych po obu jej stronach, szczególnie przy skrzyżowaniach z koleją lub też z innymi drogami. W tych miejscach jest pożądane posiadanie wolnego przeglądu mniej więcej na szerokość 100 m z każdej strony, aby przejazd pociągu, pojazdu lub też przepęd bydła mógł

być na czas zauważony. Z uwagi na znaczne koszty zabezpieczenia przejrzystości musi się na razie operować raczej zmniejszeniem chyżości przy przejeździe przez tego rodzaju punkta.

Zasadnicze jednak rozwiązanie w tej sprawie umożliwiające będzie w przyszłości przez wytworzenie z obu stron drogi odpowiednio szerokich, wolnych od zabudowania pasów. Największą przeszkodą w przejrzystości bocznych partii stanowią budynki. Autor żąda, by w przyszłości na wolnych przestrzeniach dróg, linia budowlana cofniętą była co najmniej na 25 m od osi drogi tak, iż wzdłuż drogi powstałby przejrzysty i wolny od budynków pas ziemi 50 m szerokości. Wychodząc z założenia, że tylko w ten sposób zostanie zapewnione bezpieczeństwo ruchu w przyszłości, autor idzie tak daleko, iż zezwala na ustawianie płotów dopiero w odległości 20 m od osi drogi, pragnąc cały pas gruntu między drogą a płotem przeznaczyć na trawnik, rolę lub ogród jarzynowy. Ciekawem jest przy tym, iż zdaniem autora powinno się przy wydawaniu konsensów budowlanych zabezpieczyć nie tylko powyższy moment, ale nadto przewidzieć w przyszłości możliwość bezpłatnego zajęcia wymienionego pasa gruntów dla celów bezpieczeństwa komunikacji. Na pasach tych zostałyby w przyszłości, w razie silnego wzmocnienia się ruchu motorowego, założone drogi równoległe dla pieszych, rowerzystów a nawet dla ruchu konnego.

O ile postulat zabezpieczenia przejrzystości jest zupełnie słuszny, o tyle postawione przez autora żądanie bezpłatnego przekazania szerokiego pasa gruntów wzdłuż drogi na rzecz bezpieczeństwa ruchu wydaje się być nieco ryzykownym. Jest to sprawa tem bardziej trudną do rozwiązania, iż trzeba się liczyć z bardzo silnym na wsi rozdrobnieniem gruntów. Autor nie podaje również rozwiązania na wypadek, gdy parcela przydrożna jest płytka, co jak wiemy jest częstym wypadkiem w naszych warunkach.

— O stanie sprawy drogowej w Bułgarii zamieszcza krótką notatkę W. A. Baumfeld w N-rze 26 *Der Strassenbau*.

Bułgaria jest krajem ubogim w dobre drogi. W uznaniu konieczności intensywnej rozbudowy drogowej opracowało bułgarskie Ministerstwo Publicznych Budowli, któremu powierzona jest administracja drogowa, szeroki program budowlany, który naturalnie rozciągnąć się musi na lata.

W chwili usamodzielnienia (1878) posiadała Bułgaria zaledwie 2.000 km dróg wykonanych za czasów rządów tureckich przez włoskich i czeskich techników. Z natury rzeczy wynikało, iż drogi te miały w pierwszym rzędzie znaczenie strategiczne. Wykonanie dróg oparte było na świadectwach w naturze, do których obowiązany był każdy mężczyzna pomiędzy 20 a 50 wiekiem życia w ilości 10 do 60 dni rocznie.

Obecnie drogi bułgarskie dzielą się na 3 kategorie: 1. państwowe, 2. departamentowe i 3. miejskie. Obecna sieć dróg państwowych obejmuje 8.601 km z czego 3.814 km znajduje się w dobrym stanie, 2.280 km w średnim, zaś 1.294 km w stanie złym. Nadto 1.010 km dróg jest w budowie, zaś 253 km objęto już projektem.

Na należyte utrzymanie tych dróg oraz budowę nowych brak na razie środków. Pewną pomoc w tym kierunku przyniósł wprowadzony w r. 1921 szarwark („Trudowa powinność“), jednakże jest zrozumiałem iż dostarczony w ten sposób robotnik może być użyty jako niekwalifikowany, li tylko do pracy najprymitywniejszej. Nowoczesne nawierzchnie dotychczas w Bułgarii nie są wprowadzone. Państwo jest obecnie w poszukiwaniu za przedsiębiorstwami, któreby objęły zfinansowanie robót drogowych w okresie 10—15 lat, przyczem nadmienić należy, iż istnieją tam duże możliwości zarobkowe.

— Myto mostowe w Stanach Zjedn. Ameryki Płnc. opisuje Inż. Wernekke w N-rze 30 *Der Strassenbau*.

W Europie, a specjalnie w Polsce uważa się myto mostowe za rzecz przestarzałą a nawet ustawodawstwo uniemożliwia do pewnego stopnia wprowadzenie tego rodzaju opłat. Tymczasem w Stanach Zjednoczonych z roku na rok

przybywa ilość mostów, na których opłaty za przejazd są pobierane. O ile bowiem rozchodzi się o budowę dużych i poważnych obiektów, to nawet w kraju takiego dobrobytu, jaki istniał w St. Zjedn. w ubiegłych latach, okazało się trudnym zebranie odpowiednich ku temu celowi kredytów tak, iż musiano pomóc sobie poborem opłat mytniczych.

Stosuje się przy tem dwa typy postępowania. Albo budowę mostu oddaje się firmie prywatnej, która po skończeniu budowy ma przez pewien ściśle określony czas prawo poboru myta, poczem most przechodzi bezpłatnie na własność odnośnego zarządu drogowego, albo też instytucje publiczne jak hrabstwa, miasta itp. budują most z funduszków uzyskanych z pożyczki, spłacając ją z pobieranego myta mostowego a po skutecznym spłacie używając opłaty za dalsze inwestycje. W pierwszym wypadku poborów myta jest czasowy, w drugim stały. Podobny punkt widzenia był miarodajny również przy budowie szeregu wielkich tuneli drogowych jak np. pod Hudsonem, pod rzeką Detroit (tunel graniczny między Stanami a Kanadą), w zatoce San Francisco itp.

Kiedy 1 paźdz. 1927 istniało na terenie Stanów Zjedn. 233 dużych mostów, na których pobierano myto, to 1 lipca 1929 ilość ta wzrosła do 272, 1 grudnia 1929 do 287 zaś 1 sierpnia 1930 do 296. Obecnie jest w budowie takich mostów 51. Z wymienionych 296 obiektów, 234 należało do przedsiębiorstw prywatnych, natomiast 62 było własnością instytucji publicznych. Podnieść przy tem należy, iż podobnie jak wszędzie przeważały w XVIII i w początkach XIX stulecia mosty, na których pobierano myto. W drugiej połowie XIX w. typ ten zaczął powoli zanikać, odżył jednakże obecnie ponownie, przyczem jak widzimy z podanego powyżej zestawienia, szerokie pole otwarło się tutaj dla inicjatywy prywatnej.

W mostach na których pobierane jest myto, uwięziony jest obecnie kapitał w wysokości 1.1 miljarda \$, zatem na nasze stosunki cyfra wprost zawrotna.

Czy z przedstawionego stanu rzeczy nie uależałoby wyciągnąć u nas pewne wnioski, jest rzeczą poważnego zastanowienia się.

E. B.

## Gospodarka energetyczna.

— Bogactwo zasobów energetycznych Rosji sowieckiej. *Wirtschaft* (Beilage der V. D. J.-Nachrichten) z 7/X 1931 podaje następujące oszacowanie zasobów energetycznych w Rosji.

1. Węgiel kamienny. Zapas węgla kamiennego Unji Sowieckiej oceniono okragło na 600 miliardów ton, co czyni  $\frac{1}{13}$  lub 8,33% zapasu całej kuli ziemskiej. Jest to oszacowanie dość swobodne, raczej za niskie aniżeli za wysokie. Przed wojną oceniano ten zapas, — powiększony o 400 miliardów ton, przez odkrycie zagłębia Kusneckiego — na 233,9 miliardów ton.

Ponieważ istnieje jeszcze szereg wprawdzie odkrytych już lecz jeszcze nie oszacowanych zagłębi węglowych, mogą powyższe cyfry być tylko ułamkiem rzeczywistych zapasów węgla kamiennego na obszarach Z. S. S. R.

I tak: Przed kilku laty odkryto w Syberji olbrzymie złoża węglowe, których objętość nawet w przybliżeniu jeszcze ocenić się nie da. Są to obszary węglowe w zagłębiu Kańskim wymiarami zbliżone do wymiarów zagłębia Kusneckiego. Następnie istnieje — zupełnie jeszcze nie zbadane zagłębie Tunguskie w dolinie rzeki Jenisej, którego powierzchnia wynosi od 800.000 do 900.000  $km^2$  t. zn. jest przeszło dwa razy większą aniżeli obszar Państwa Polskiego, a czterdzieści razy większą, od obszarów zagłębia Kańskiego i Kusneckiego.

Pozatem istnieją jeszcze inne obszary w Rosji, o których dotychczas nie wiadano, iż zawierają w swym łonie źródła energii w postaci węgla kamiennego. Do nich należy n. p. Karaganda w Kasakstanie i inne.

Całkowitą objętość węgla kamiennego Rosji Sowieckiej nie można nawet w przybliżeniu oszacować z powodu braku danych z zagłębi nie tylko nowo odkrytych ale od dawna

istniejących i eksploatowanych jak n. p. z zagłębia Donieckiego.

2. Ropa i gaz ziemny. Na pierwszej Konferencji energetycznej w Londynie w roku 1924, oceniono i podano w referacie rosyjskim opracowanym na podstawie wyników badań geologicznych — zapas ropy, na obszarze Rosji, na okragło 2,88 miliardów ton, co czyni 37,5% zapasu całej kuli ziemskiej, z czego połowa przypada na zagłębie Kaukaskie.

Zupełnie zaniedbanym jest zapas gazu ziemnego. W ostatnich latach dopiero przystąpiono do eksploatacji tego źródła energii — szczególnie w zagłębiach naftowych używając go bądź to w surowym stanie jako materiału opałowego, bądź też przetwarzając w gazolinę. W roku 1930 wyprodukowano 572.000 ton gazu ziemnego a do końca roku 1931 przewidziana jest produkcja roczna w objętości 944.000 ton.

3. Torf. Zapas torfu w Rosji Sowieckiej jest tak olbrzymi, że zajmuje na kuli ziemskiej pierwsze miejsce. W samej Rosji Europejskiej pomierzono około 70 milionów hektarów torfowisk i bagien. Jest to obszar (700.000  $km^2$ ) zbliżony swoją wielkością do obszarów państw Niemieckiego (469.000  $km^2$ ) i Angielskiego (311.000  $km^2$ ). Eksploatacja i używanie tych olbrzymich zapasów do produkcji energii elektrycznej, czyni w ostatnich latach znaczne postępy. Prof. Gubkin, który zajmuje się szczególnie badaniem źródeł energetycznych (dla produkcji ciepłej) w Rosji Sowieckiej. ocenił i podał na jednym z ostatnich posiedzeń Rosyjskiej Akademii Umiejętności, objętość — pod względem kalorycznym najintensywniejszych torfów — wynoszącą około 0,33 całego zapasu torfowisk Rosji Europejskiej, na 65 miliardów ton.

4. Siły wodne. Podobnie jak poprzednio opisane źródła energii tak samo siły wodne w Rosji Sowieckiej, są niewystarczająco zbadane i ocenione. Według ostatnich badań i obliczeń oceniono je na 65 milionów KM. z których dotychczas wykorzystano tylko 830.000 KM. nie licząc zakładów będących w budowie, co czyni 1,3% ogólnej ocenionej sumy. Oczywiście nie wzięto tu pod rozwagę sił wodnych istniejących w Rosji Azjatyckiej. Według istniejących ogólnych projektów — stosunkowo niewielka rzeka Angara (wypływa z jeziora Bajkalskiego i jest prawobrzeżnym dopływem Jeniseju) — może dostarczyć sumarycznie około 12 milionów KW co czyni roczną produkcję wynoszącą przeszło 100 milionów KWt. Rzeka ta wydaje się nadzwyczaj dobrze do wyzyskania jej energii ponieważ posiada w swym biegu zbiornik naturalny jakim jest jezioro Bajkalskie leżący na wyżynie mongolskiej i z powodu znacznych spadów, gdyż ujście jej do Jeniseju leży o przeszło 2.000 m niżej od górnego dorzecza Angary. Inne dorzecza rzek Syberyjskich nie zostały jeszcze — pod względem siły wodnej — ani zbadane ani nawet aproksymacyjnie ocenione.

5. Drzewo. Bardzo niedokładnie oceniono również zapasy drzewa jakimi rozporządza cała Rosja Sowiecka. Oczywiście rzecz, że ocena taka jest bardzo trudną zważywszy olbrzymie obszary lasowe pokrywające terytorja jeszcze nawet geograficznie niezbadane. Prof. Gubkin ocenia obszary lasów w całym Państwie Rosyjskim na 640 milionów ha, z czego na Rosję Europejską przypada 180 milionów ha. Przejrzysty obraz wielkości tego obszaru daje porównanie z państwami europejskimi mianowicie równy on jest wielkości obszarów Rumunji 244.000  $km^2$ , Jugosławji 249.000  $km^2$  i Bułgarii 103.000  $km^2$  razem 646.000  $km^2$ . Według oceny Gubkina posiada Rosja od 20% do 25% drzewostanu całej kuli ziemskiej.

Dr. A. P.

## BIBLIOGRAFJA.

Książki nadesłane. Inż. M. Zelisławski: „Obsługa turbin parowych“, Warszawa 1931. Nakładem Stowarzyszenia Doforu Kotłów w Warszawie.

Marceli Kycia: „Oświetlanie biur“. Warszawa 1931. Nakładem wydawnictwa „Światło i siła“.

E. Bratro: „Budowa i utrzymanie dróg“. Lwów-Warszawa 1932. Nakładem Księgarni Polskiej B. Połonieckiego.

„Power Sources in Poland“. Warszawa 1931. Nakł. Polskiego Komitetu Energetycznego.

„Wyroby betonowe“. Pustak, dachówka, cembrowina. Część I. Nakładem Związku Pol. Fabryk Cementu. Warszawa 1931 r.

Dr. Inż. Juljan Bondar: „O pewnym zagadnieniu z dziedziny odwzorowania podobnego“. Praca doktorska. Warszawa 1931 r.

Inż. Józef Dubois: „O przemianach termicznych etylenu“. Praca doktorska. Warszawa 1931.

K. Srokowski: „Cennik budowlany“. Analiza robocizny i materiałów“. Warszawa 1930.

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

V. *Technologie mechaniczna, budowa maszyn i elektrotechnika.*

Smolński H. Ueber den Einfluss von Fernheiz-Kraftwerken auf die Elektrizitätsversorgung Danzigs. Danzig 1928. Str. 113. Franzke K. Ueber polarisierte Relais in der Telegraphen-Technik. Berlin 1928. Str. 68. Th. 75. — Althürger P. Experimentelle Untersuchung des Abschaltvorganges unter Öl bei 6000 Volt. Danzig 1928. Str. 35. — Küssner H. Das wirtschaftliche Ozeanflugzeug. München 1928. Str. 20. — Tokarski F. Maszynoznawstwo ogólne. Warszawa 1929. Str. 317. — Fiat Obsługa i utrzymanie samochodu mađ. 520. Warszawa. Str. 80. Th. 4. — Wilkosz W. Fultograf. Kraków. Str. 23. — Słownictwo Ilustrowane narzędziowe. Warszawa 1929. — Thiemann A. E. Fahrzeug-Dieselmotoren. Berlin 1929. Str. 286. — Namysłowski S. Oleje izolacyjne dla celów elektrotechnicznych. Toruń 1929. Str. 29. — Thiering O. Die Getriebe der Textiltechnik. Berlin 1926. Str. 133. — Süßerkrüb M. Fahrzeug-Getriebe. Berlin 1929. Str. 189. — Memorjały firmy W. A. Harriman & Co. w sprawie zarzutów przeciwko projektowi uprawnienia elektryfikacyjnego tej firmy. Warszawa 1929. Str. 182. — Münzinger F. Berechnung und Verhalten von Wasserrohrkesseln. Berlin 1929. Str. 257. — Hauswald E. Wydział mechaniczny Politechniki Lwowskiej. Lwów 1929. Str. 11. — Związek Izb przemysłowo-handlowych w sprawie projektowanego uprawnienia elektrycznego na rzecz firmy W. A. Harriman & Co. Warszawa 1929. Str. 110. — Panufnik T. Sztuka lutowicza. Studja nad budową instrumentów smyczkowych. Warszawa 1926. Str. 179. Th. 10. — Wygard I. Uwagi o lotnictwie komunikacyjnym. Warszawa 1926. Str. 49. — Dorl A. Das Vorzeichnen im Kessel u. Apparatebau. Berlin 1929. Str. 62. — Siebrecht W. Beitrag zur Regelung der Kreiselpumpen u. Untersuchungen über die theoretische u. wirkliche Förderhöhe. Berlin 1929. Str. 25. — Mawhinney M. Practical Industrial Furnace Design. New York 1928. Str. 318. — Sauerwald W. Lehrbuch der Metallkunde des Eisens und der Nichteisenmetalle. Berlin 1929. Str. 462. — Lister J. E. and Harris C. H. Mechanical Draught. London 1926. Str. 138. — Schwarz M. Metall- u. Legierungskunde. Stuttgart 1929. Str. 383. Cotton A. et Mabhoux G. Le grand electro-aimant de l'Académie des Sciences. Bellevue Str. 71. — Meyersberg G. Edulguss. Berlin 1929. Str. 170. — Sass F. Kompressorlose Dieselmotoren. Berlin 1929. Str. 395. — Die Propeller-Leitvorrichtung in der Weltschiffahrt. Hamburg 1927. Str. 3. Th. 1. — Bielefeld F. E. Kommt der Kohlenstamb-Dieselmotor oder die Hochdruckgas-Dieselmachine? München 0923. Str. 127. — Biermanns J. Das Hochspannungs-Laboratorium der AEG. 1029. Str. 34. — Gelsler E. T. Obrabiarki do metali i praca na nich. Lwów 1929. Cz. III. Str. 383. — Chorzewski M. L'industrie du métal en Pologne, Varsovie 1929. Str. 52. — Bryła S. Początki żelaznych konstrukcyj spawanych w Niemczech. Warszawa 1629. Str. 14. — Bielski K. Turbiny parowe i zastosowanie ich do napędu statków oraz podstawowe wiadomości z termodynamiki. Tczew 1929. Str. 247. Th. 10. — Ogrzewanie wodne centralne, mieszkaniowe. Wyd. Fabryka maszyn S. Weigt i Ska. Łódź 1927. Str. 124. Th. 9. — Prace Zakładu Metalurgicznego Polit. Warsz. Tom. I. Warszawa 1929. Str. 108. — Sparre M. Note sur les turbines centripètes à réaction. Paris 1921. Str. 23. — Erkens A. Werkstattgerechtes Konstruieren. Berlin 1929. Str. 29. — Cleve K. Modellversuche über den Wasserumlauf in Steil- u. Schrägröhrkesseln. Berlin 1929. C. d. n.

## Kongresy i Zjazdy.

Pierwszy Międzynarodowy Kongres dla budowy dróg odbył się w czasie od 31 sierpnia do 2 września b. r. w Genewie. Kongres ten zwołany przez Międzynarodowe Biuro dla budowy dróg samochodowych zajął się w pierwszym rzędzie koniecznością ustalenia jednolitego planu rozbudowy

europiejskiej sieci dróg samochodowych w związku z potrzebami poszczególnych krajów oraz z uwzględnieniem istniejącej już sieci drogowej i kolejowej. Kongres otwarty został przez Dyrektora Międzynarodowego Biura Pracy Alberta Thomas'a i z jego inicjatywy utworzono 3 Wydziały, mianowicie: techniczny, prawno-finansowy oraz społeczny, mający do rozwiązania problem organizacji pracy w związku z istniejącym bezrobociem. Na pierwszy plan wysunęły się z natury rzeczy sprawy organizacyjne. Wydział prawno-finansowy postanowił zająć się opracowaniem statutów, któreby umożliwiały współpracę w tej dziedzinie tak państwom, jakoteż towarzystwom, oraz osobom indywidualnym.

E. B.

VII Międzynarodowy Kongres Drogowy w r. 1934 w Monachium. Międzynarodowa Stała Delegacja Kongresów Drogowych zajmowała się na posiedzeniu odbytem dn. 24 24 czerwca b. r. organizacją wymienionego Kongresu. Sprawą tą zajmował się już poprzednio Komitet niemiecki pod przewodnictwem Dr. Pfluga, radcy Ministerstwa Komunikacji Rzeszy i przedstawił propozycję otwarcia Kongresu w pierwszy poniedziałek we wrześniu 1934 r., co zostało jednogłośnie przyjęte.

Generalny sekretarjat Kongresu zawiadomił, że prof. M. Krynine z Uniwersytetu Yale (Stany Zjedn. Am. Płnc.) zaproponował, by obradami Kongresu objąć również studjum zachowania się gruntu w znaczeniu geologicznym, geofizycznym oraz mechanicznym. Zresztą program będzie obejmował sześć kwestyj, a mianowicie: trzy natury technicznej, odnoszące się do budowy i utrzymania dróg, trzy zaś dalsze, odnoszące się do ekonomiczności, finansowania i ruchu.

E. B.

## Zebrania i odczyty w Towarzystwie.

Dnia 11 listopada 1931 odbył się odczyt Inż. Jana M. Grzybowskiego z Pittsburgh'a pt.: „Nadprodukcja w wielkim przemyśle Stanów Zjedn. Am. Płnc. jako jedna z przyczyn dzisiejszego kryzysu gospodarczego“, dnia 18 listopada 1931 odczyt Prof. Dr. Stanisława Fryzego p. t. „Thomas Alva Edison“, dnia 25 listopada 1931 odczyt Prof. Dr. Inż. Romana Witkiewicza p. t.: „Bezkorbowa silniko-sprężarka i jej znaczenie dla techniki przyszłości“, zaś dnia 2 grudnia 1931 odczyt Inż. Jana Głowacza p. t.: „Wzorowa fabryka maszyn w Niemczech“.

## O D E Z W A

do Szanownych Kolegów Członków Polskiego Towarzystwa Politechnicznego.

Redukcje personelu technicznego przeprowadzone w ostatnich czasach w Urzędach państwowych i samorządowych oraz przedsiębiorstwach prywatnych pozbawiły chleba licznego zastępu naszych kolegów, którzy zwracają się do naszego Towarzystwa z prośbą o wyszukanie dla nich pracy.

Niniejszem kierujemy tę prośbę do naszych Członków zajmujących kierownicze stanowiska, aby zechcieli w razie, gdyby mieli możliwość nadania posady lub ułatwienia tymczasowego zajęcia w dziale technicznym podać to do wiadomości Sekretarjatu Polskiego Towarzystwa Politechnicznego, Lwów, ul. Zimorowicza 9.

Wydział Główny P. T. P.