

TR E Ś Ć : Prof. Dr. Karol Pomianowski: Hydrologja Dunajca w Rożnowie. — Inż. E. Widugier: Głębokie studnie fundamentowe ze zredukowanym tarciem w czasie opuszczania. — Inż. Wenanty Dzik: W sprawie naprężeń w przegrodach ciężkich. — Inż. Roman Bielski: Powłoka asfaltowa na pomoście drewnianym. — Inż. Marja Kubaśzewska: „W sprawie metody spawania”. Odpowiedź na artykuł pod powyższym tytułem w *Czasop. Techn.* Nr. 3 z r. 1931. — Wiadomości z literatury technicznej. — Różne. — Zebrania i odczyty w Towarzystwie.

Prof. Dr. Karol Pomianowski.

## Hydrologja Dunajca w Rożnowie.

Podstawową datą dla obliczenia potrzebnej pojemności zbiornika, jak również dla określenia jego działania, jest ilość wody, jaką rzeka w ciągu szeregu lat prowadzi. Ścisłe wyznaczenie tej ilości oprócz się musi na danych pomiarowych, a zatem na bezpośrednich pomiarach objętości przepływu w rzece, oraz na pomiarach stanów, względnie każdodniowych odczytach wodoskazów.

Położenie Rożnowa jest o tyle korzystne, że w nie dużej odległości od niego, tak w górę jak i w dół rzeki znajduje się szereg stacji wodoskazowych, przyczem obszar dorzecza Dunajca stosunkowo niewiele się zmienia w przestrzeni objętej temi wodoskazami. Wodoskazy położone są: w Nowym Sączu, dorzecze  $4582 \text{ km}^2$ , w Kurowie dla dorzecza  $4758 \text{ km}^2$ , w Tropiu dla dorzecza  $4890 \text{ km}^2$ , w Melsztynie dla dorzecza  $5421 \text{ km}^2$ . Gdy się jeszcze uwzględni, że przy niskich i średnich stanach wody przeważna część wydatku rzeki jest dostarczana przez dopływy tatrzańskie, a tylko drobna przez dopływy podkarpackie, że zatem na przestrzeni: Sącz-Melsztyn ilości wody mało się zmieniają, wynika z tego, że wyniki pomiarów przeprowadzonych dla tych czterech stacji wodoskazowych pozwalają z bardzo dużą dokładnością oznaczyć ilość wody, przepływającej rzekę w Rożnowie. Należałoby jednak sprawdzić, który z wymienionych czterech wodoskazów w ciągu lat ulega najmniejszym zmianom, i na który zatem należy wyniki pomiarowe przenieść.

W tym celu wykreślono dla Sącza, Kurowa, Tropia i Melsztyna, za okres czasu od 1899 do 1925 włącznie krzywe stanów wody: średnich rocznych, normalnych oraz najniższych. Dla porównania z opadami wykreślono też dla tychże samych lat krzywe wysokości rocznych opadów.

Wykreślone krzywe mają naogół przebieg zgodny z przebiegiem krzywej opadów, za wyjątkiem tylko krzywej Sącza, której wahania są bardzo nieregularne. Jest to wytłumaczone tem, że Sącz leży na krawędzi stożka usypowego, tuż poniżej zmiany spadku rzeki, tam zatem, gdzie się składają żwiry, które są następnie przy bardzo wysokich stanach periodycznie znoszone w dół. Koryto zatem co roku i w bardzo szerokich granicach ulega niespodziewanym zmianom.

Gdy zatem przekrój rzeki na wodoskazie Nowo-Sąddeckim okazał się tak zmienny, że na ten wodoskaz nie można było pomiarów odnieść, zaś przekrój w Melsztynie wykazuje stałą tendencję do obniżania się wobec postępującej regulacji rzeki, zbadano dokładnie tylko pozostałe dwa wodoskazy w Kurowie i Tropiu, kreśląc krzywe średnich, normalnych i najniższych stanów dla pięcioleci po sobie następujących (rys. 1). Tak samo wykonano dla pięcioleci krzywą przeciętną opadów. W przecięciach 5-letnich zatracają się wszystkie przypadkowe odchylki odbiegające od przeciętnych wartości.

Krzywe 5-letnie wykazują jasno, że wodoskaz w Kurowie miał słabą tendencję do obniżania się w latach od 1899 do 1903, następnie do około 1916 pozostał niezmienny, w końcu miał znów wyraźną tendencję obniżania się w czasie od 1916 do 1925 r. Wodoskaz w Tropiu pozostał niezmienny od roku 1899 do 1915, następnie była przerwa w obserwacjach spowodowana wojną, zaś od

roku 1916 nastąpiła wyraźna zmiana w przekroju wodoskazowym, gdyż średnia zbliżyła się do stanów normalnych, czego w latach poprzednich nie było. Stałość Tropia tłumaczy się tem, że dno rzeki jest w tem miejscu wcięte w skałę, ulega zatem małym tylko zmianom przy przejściu przez profil wodoskazowy ławic żwirowych.

Wobec tego wyniku badań można było przyjąć profil wodoskazowy w Tropiu, jako ten profil, na który mogą być przeniesione wyniki pomiarów z innych punktów rzeki. W tym celu należało wyznaczyć krzywe związku między wodoskazami sąsiednimi i Tropiem.

Krzywe te wyznaczano początkowo dla wszystkich dni owego roku, w którym pomiar odniesiony do danego wodoskazu był robiony, później jednak nanoszono tylko te punkty, które odpowiadały równoczesnemu kilkudniowemu czasowi trwania niezmiennego stanu na obu wodoskazach. W ten sposób zostały wyeliminowane błędy wynikające z powodu wpływu dorzeczy między dwu wodoskazami i wynikającego stąd praktycznego nieodpowiadania sobie stanów, jakkolwiek notowanych na dwu wodoskazach w tym samym dniu.

Krzywe związku wodoskazów pozwoliły wyznaczyć krzywą konsumcyjną dla lat pomiarowych: 1898—1899, z pomiarów wykonanych dla I-go ogólnego projektu regulacji Dunajca, następnie dla 1917—1918, t. j. czasu, w którym wykonano szereg pomiarów dla katastru sił wodnych, w końcu z lat 1925—1926, z pomiarów robionych przez Warszawskie i Krakowskie oddziały Hydrograficzne.

Krzywe z lat 1898—1899 i 1917—1918, stosunkowo mało od siebie odbiegają i największe różnice zachodzą przy stanach średnich około odczytu wodoskazu +300. Przy stanach niskich i wysokich obie krzywe się schodzą, natomiast krzywa z roku 1925/6 odbiega w dolnej swej gałęzi od krzywej z lat poprzednich. Według relacji kierownika hydrogr. w Krakowie inż. Langer, nowy wodoskaz stanął w tem samym, co poprzedni miejscu, z tem samym zerem, a zmiana w krzywej nastąpiła na skutek przesunięcia się w profil wodoskazowy ławicy żwiru.

Z przebiegu krzywych konsumcyjnych wynika, iż w roku 1898 i 1899 profil był lepiej wcięty w skałę, w roku 1917/18 dolna część profilu pozostała niezmienną w skałę, średnia została częściowo zażwirowana, co oczywiście przy stanach wysokich objawiło się nieznacznie zupełnie podniesieniem stanu. Można było zatem postawić dwie hipotezy, albo że zmiany w przekroju następowały stopniowo i w sposób ciągły, że dno się stopniowo podnosiło w danym okresie czasu, póki nie doszło do poziomu określonego krzywą z lat 1917/18, albo też, co jest bardziej prawdopodobne, że dno podlegało pewnym oscylacjom, w których przypadkowe dwa stany znalazły wyraz w dwu krzywych konsumcyjnych. W pierwszym założeniu należałoby liczyć się w każdym roku z inną pośrednią krzywą konsumcyjną, w drugim, z jedną przeciętną na cały okres czasu. W tym drugim wypadku, błędy w obu kierunkach robione, w przecięciach wieloletnich będą się wzajemnie znosić.

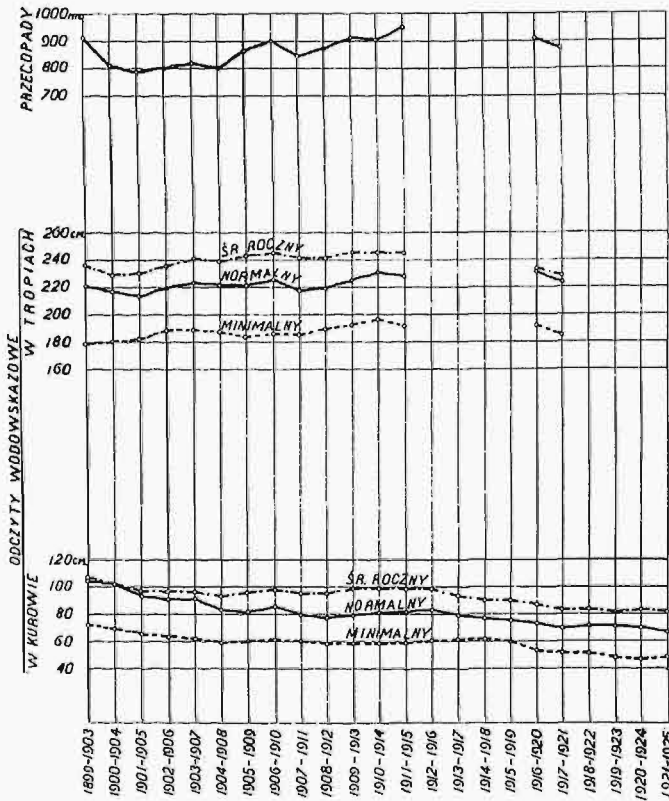
Dla kontroli wykonano rachunek podwójny, obliczono krzywe czasu trwania od roku 1899 do 1918 na

podstawie krzywych konsumcyjnych w każdym roku innych, oraz wykonano obliczenie codziennie płynących ilości wody, lecz dla krzywej przeciętnej.

Krzywe czasów trwania dla innej każdego roku krzywej, obliczono tylko do ilości wody  $250 \text{ m}^3/\text{sek}$ , i to dla wodostkazu w Tropiu, zaś na okres brakujących w Tropiu obserwacji z wodostkazów w Kurowie, względnie w Sączu. W ten sposób powstał 30-letni okres obserwacyjny, dla którego można było wyznaczyć krzywą czasu trwania

sumcyjnych w każdym roku innych, a różnica ta tłumaczy się przede wszystkim uwzględnieniem przepływów wyższych od  $250 \text{ m}^3/\text{sek}$ , których poprzednie obliczenie nie uwzględniało. Różnica wynosi zaledwie kilka procent, zatem błąd, jaki mógł nastąpić przez zastąpienie jedną krzywą przeciętną, większej liczby krzywych, obliczonych dla każdego roku osobno, będzie się obracał w bardzo szczytłych granicach. Przecięcia trzydziestoletnie będą obciążone błędem bardzo już małym.

PRZECIĘTNE WARTOŚCI W 5<sup>o</sup> LECIACH



Rys. 1.

przeciętną, w dwu mało od siebie różniących formach, albo przeciętnych czasu trwania dla różnych ilości wody, albo różnych czasów trwania dla przeciętnych ilości wód (rys. 2). Krzywe te dają w rezultacie przepływ przeciętny w rzece  $69,4 \text{ m}^3/\text{sek}$ , względnie  $69,1 \text{ m}^3/\text{sek}$ , przyczem zauważa się, że obliczone ilości nie uwzględniają objętości mieszczących się w stanach wyższych ponad  $250 \text{ m}^3/\text{sek}$ .

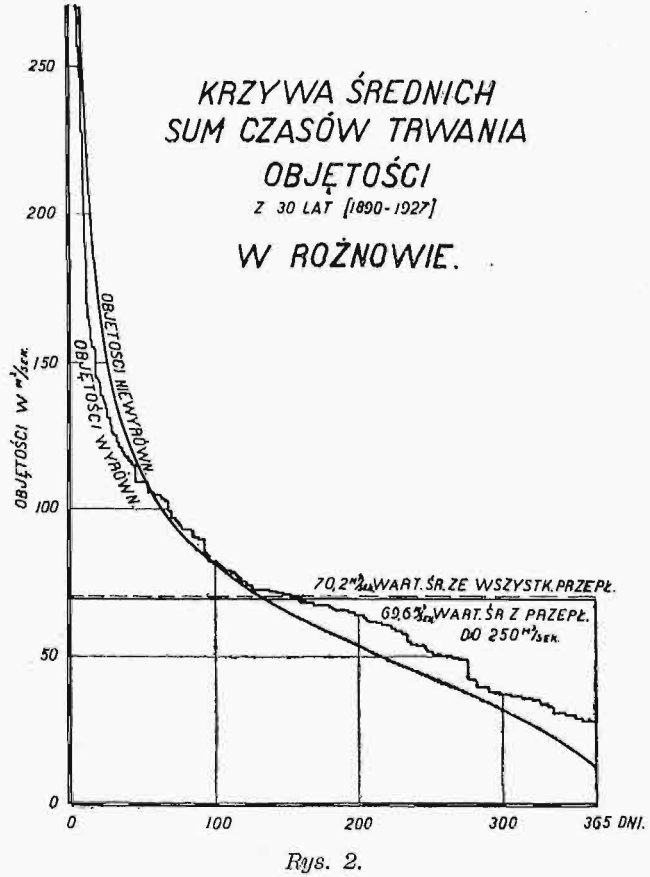
Dla obliczenia przepływów każdodziennych i dla skonstruowania krzywej sumowania i następnie projektu gospodarki na zbiorniku, przyjęto dla Tropia między rokiem 1898/9 a 1917/18 jedną przeciętną krzywą konsumcyjną. Równanie tej krzywej zostało określone jak poniżej:

do  $60 \text{ m}^3/\text{sek}$   $Q = 613 \cdot 10^{-9} \cdot h^{3,4511} - 30 \text{ m}^3/\text{sek}$   
 powyżej  $60 \text{ m}^3/\text{sek}$   $Q = 289 \cdot 10^{-7} \cdot h^{2,7474} - 30 \text{ m}^3/\text{sek}$

przyczem „Q” jest wyrażone w metrach/sekundę, „h” w cm stanu wody na wodostkazu w Tropiu.

Obliczenia powyższe, w granicach lat od 1899 do 1921, wraz z krzywami całkowymi i obliczeniem spadu i mocy zakładu były częścią pracy dyplomowej pp. inż. Śliwińskiego i Czetwertyńskiego. Przepływy każdodziennie oraz krzywe całkowite i plan gospodarczy zostały następnie obliczone na lata 1898 i okres 1921–1928, częściowo na wodostkaz w Tropiu, częścią na wodostkaz w Kurowie i Sączu. W ten sposób został stworzony okres 31-letni od 1890 do 1928 r.

Przeciętne wyliczone ilości wody w roku są wyższe, niż wyliczone rachunkiem poprzednim, dla krzywych kon-



Rys. 2.

Wynikiem obliczenia są następujące sumy roczne odpływu oraz przeciętne roczne: obliczone dla zamkniętego okresu hydrologicznego t. j. od 1 października jednego do 31 września roku następnego.

I-sza T a b l.

Rok	Tys. m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /sek	Rok	Tys. m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /sek
1897/98	1818145	57,7	1914/15	2307587	78,1
1898/99	2181315	69,1	1915/16	2490993	79,0
1099,00	2505721	79,4	1916/17	1614886	51,2
1900/01	1898727	60,0	1917/18	1934215	61,3
1901/02	1691003	53,6	1918/19	2678583	84,8
1902/03	2605917	82,6	1919/20	2608099	82,6
1903/04	1608396	51,0	1920/21	1375644	43,6
1904/05	2320258	73,6	1921/22	1228197	38,9
1905/06	2830682	89,7	1922/23	2020064	64,0
1906/07	3008370	95,4	1923/24	2455501	77,8
1907/08	2444084	77,5	1924/25	1877899	59,6
1908/09	2223065	70,7	1925/26	2309059	78,2
1909/10	2544901	80,7	1926/27	2648056	84,0
1910/11	2379535	75,4	1927/28	1856253	58,8
1911/12	2250541	71,8			
1912/13	3461667	109,7		69563332	2205,3
1913/14	2396069	76,0	średnio	2244000	71,1

Analizując daty przeciętnego rocznego przepływu, dochodzi się do wniosków następujących: można wydzielić tak dla lat suchych, jak i mokrych dwa wyraźne cykle, przesunięte względem siebie przeciętnie o 4 lata i powtarzające się okrągło co 7 lat w tym samym cyklu. A zatem

lata mokre względnie suche powtarzają się w swoim cyklu co 7 lat i wtórnym co jedenaście lat, t. j. czasokresie, w którym pojawiają się w większej ilości plamy słoneczne

#### L a t a m o k r e

Cykl pierwszy: 1900 1907 1913 1919 1927  
Różnica . . . . . 7 6 6 8 lat, w przecięciu 6,75 lat

Cykl wtórny: 1903 1910 1916 1924  
Różnica . . . . . 7 6 8 lat, w przecięciu 7,0 lat

Różnica między cyklami 3,5 lat.

#### L a t a s u c h e

Cykl pierwszy: 1898 1904 1912 1917 1925  
Różnica . . . . . 6 8 5 8 lat, w przecięciu 6,75 lat

Cykl wtórny: 1902 1909 1915 1921 1928  
Różnica . . . . . 7 6 6 7 lat, w przecięciu 6,5 lat

Różnica między cyklami 3,8 lat.

Zestawiając daty powyższe tabelarycznie, można z dużym prawdopodobieństwem przewidzieć okresowość pojawiania się lat suchych i mokrych także w latach następujących:

II-ga Tabl.

Cykl I				Cykl II.			
lata suche		lata mokre		lata suche		lata mokre	
Rok		Rok		Rok		Rok	
(1890)	3	(1893)	2	1895	2	1897	1
8		7		7		6	
1898	2	1900	2	1902	1	1903	1
6		7		7		7	
1904	3	1907	2	1909	1	1910	2
8		6		6		6	
1912	1	1913	2	1915	1	1916	1
5		6		6		8	
1917	2	1919	2	1921	3	1924	1
8		8		7		7	
1925	2	1927	1	1928	(3)	(1931)	(1)
7		7		8		7	
(1932)	(2)	(1934)	(2)	(1936)	(2)	(1938)	(1)
7		7					
(1939)	(2)	(1941)					

Porównanie przeciętnego rocznego odpływu z sumami rocznych opadów potwierdza prawidłowość podanych cykli<sup>1)</sup>. Pewne nieznaczne przesunięcia w latach wynikają z jednej strony z powodu retencji terenowej, występującej w tak dużym dorzeczu, jak Dunajca, a następnie z powodu wpływu czynników lokalnych na sumę rocznych opadów, gdyż od roku 1865 były do dyspozycji daty opadowe z jednej tylko stacji, Krakowskiej, a nie z kilku, z których możnaby wnosić o przeciętnym opadzie na większym obszarze dorzecza.

Daty przeciętnego rocznego odpływu można uporządkować podług ich bezwzględnej wielkości, otrzymując szereg następujący:

<sup>1)</sup> Uwaga. W okresie lat: 1852 do 1928 włącznie, sumy opadów wahały w Krakowie w granicach od 449 mm w r. 1921, do 1073 mm w r. 1855. Opad przeciętny wynosił 685,7 mm. Natomiast przeciętny opad w 11 latach suchych I-go cyklu: od 1855 do 1926 wynosił 571,4 mm, w latach suchych II-go cyklu: od 1852 do 1921 575,1 mm, zaś w latach mokrych I-go cyklu: 1857 do 1927 — 608,1 mm, II-go cyklu: od 1855 do 1924 — 807,5 mm. Przeciętne min. i przeciętne max. jednego cyklu jest prawie dokładnie zgodne z przeciętnym min. i max. II-go cyklu.

III-cia Tabl.

1—109,7 m <sup>3</sup> /sek	9—79,4 m <sup>3</sup> /sek	17—73,1 m <sup>3</sup> /sek	25—58,8 m <sup>3</sup> /sek
2—95,4 "	10—79,0 "	18—71,3 "	26—57,7 "
3—89,7 "	11—77,8 "	19—70,7 "	27—53,6 "
4—84,8 "	12—77,5 "	20—69,1 "	28—51,2 "
5—84,0 "	13—76,0 "	21—64,0 "	29—51,0 "
6—82,6 "	14—75,4 "	22—61,3 "	30—43,6 "
7—82,6 "	15—73,6 "	23—60,0 "	31—38,9 "
8—80,7 "	16—73,2 "	24—59,6 "	

Nanosząc cyfry powyższe w podziałce prawdopodobieństwa i wyrównując otrzymane punkty jedną prostą, otrzymamy równanie krzywej (rys. 3):

$$\left(1 - \frac{p}{100}\right) = 10^{-\frac{3307}{10^{15}} \cdot Q^{5,878}}$$

gdzie „p” jest procentem prawdopodobieństwa pojawienia się pewnej ilości wody, w rocznym przecięciu, zaś „Q” ilością przeciętną wody w m<sup>3</sup>/sek.

Z krzywej tej odczytać można następujące prawdopodobne ilości wody przeciętnej:

IV-ta Tabl.

	coroku	co 10 lat		co 100 lat		co 1000 lat	
		min.	max.	min.	max.	min.	max.
„p” % czasu . .	50%	10%	90%	1%	99%	0,1%	99,9%
„Q” m <sup>3</sup> /sek wody	71,1	50,3	90,5	32,3	102,0	21,0	110,0

Dla budowy zapory potrzebna jest znajomość wysokości fali powodziowej, z jaką trzeba się liczyć w okresie czasu budowy. Dla trzech wodoskazów: Sącza, Kurowa, Tropia, wyliczono ilości w. wody, jakie się w każdym roku w okresie 1898 do 1928 pojawiły. Porównując daty otrzymane na trzech wodoskazach, można było wyeliminować błędy wyniki czy to z powodu niedokładnego odczytu na wodoskazie, czy też z powodu błędnej krzywej konsumpcyjnej. Wyniki obliczenia są podane w poniższym zestawieniu, w którym uporządkowano daty podług ich bezwzględnej wartości.

V-ta Tabl.

Nr.	Rok	m <sup>3</sup> /sek	Nr.	Rok	m <sup>3</sup> /sek	Nr.	Rok	m <sup>3</sup> /sek
1	1903	1615	12	1907	855	23	1915	425
2	1913	1570	13	1912	835	24	1916	355
3	1906	1545	14	1908	810	25	1919	350
4	1924	1425	15	1899	800	26	1914	308
5	1909	1400	16	1928	590	27	1905	295
6	1918	1145	17	1920	570	28	1923	238
7	1925	1120	18	1898	520	29	1917	222
8	1927	1000	19	1910	500	30	1922	220
9	1901	985	20	1902	497	31	1921	140
10	1900	965	21	1904	495			
11	1926	960	22	1911	455			

Nanosząc daty powyższe w podziałce prawdopodobieństwa dla asymetrycznych krzywych częstości, otrzymamy następujący wzór na prawdopodobieństwo pojawienia się pewnej ilości w. wody, w którym to wzorze „p” oznacza procent prawdopodobieństwa, zaś „Q” ilość w. wody w m<sup>3</sup>/sek (rys. 4):

$$\left(1 - \frac{p}{100}\right) = 10^{-\frac{319}{10^5} \cdot Q^{1,77}}$$

Jeśli uwzględnimy, że budowa trwać będzie około 3 lata, t. j. procent prawdopodobieństwa wyniesie: 33,3% względnie 66,6%, otrzymamy następujące prawdopodobne max. i min. w. wód w okresie trzechletnim. Tabelę uzupełniono jeszcze datami na okres: coroczny, 10, 100 i 1000-letni.

VI-ta Tabl.

	co roku	co 3 lata		co 10 lat		co 100 lat		co 1000 lat	
		max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.
"P" % czasu	50%	66,7%	33,3%	90%	10%	99%	1%	99,9%	0,1%
"Q" m <sup>3</sup> /sek w. wody	650	840	475	1280	225	1900	60	2400	—

Na podstawie pomiarów wykonanych w latach 1917/18, oraz pomiarów z lat dawniejszych, został w 1918 r. przez inż. Siebauera, z Wydz. Hydrograficznego Lwowskiego,

miesiące 12 11 10 9 8 7 6 5 4  
m<sup>3</sup>/sek 11,7 27,0 34,0 40,0 46,0 52,2 59,0 66,0 74,0

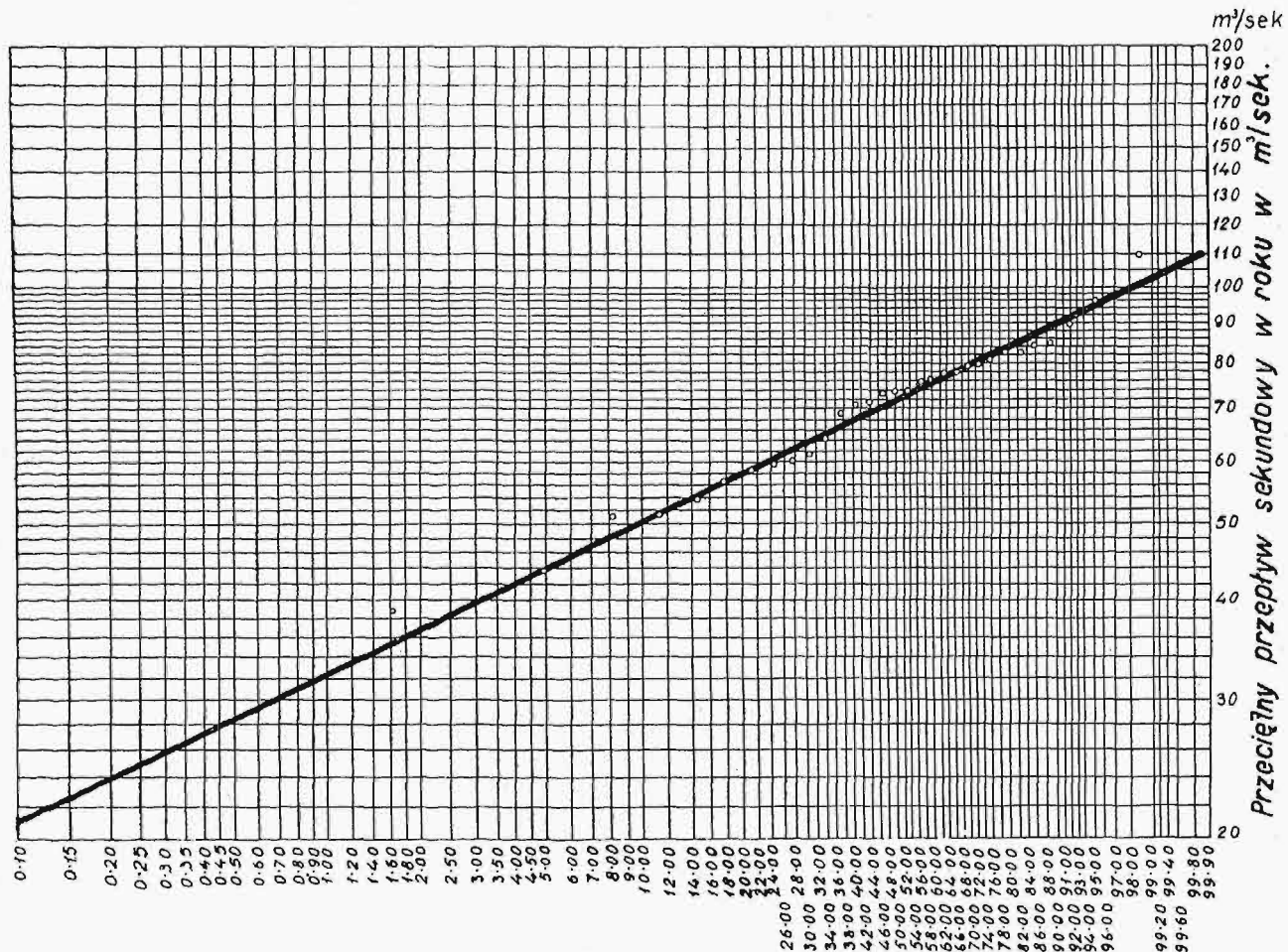
Inż. Siebauer wyznaczył również współczynniki spływu dla wód powodziowych w tych samych granicach od Sącza po Zgłobice dla wody z roku 1900 i 1903. Cyfra w. wód obliczona dla r. 1900 wypada stąd wyższa, niż z poprzednio podanego obliczenia. Cyfra w. wody dla r. 1903 jest w obu obliczeniach zgodna:

	Nowy Sącz	Kurów	Tropie	Melsztyn	Zgłobice	
W. woda 1900 r.	271	256	252	234?	224?	l/sdk i km <sup>2</sup>
" 1903 "	382	349	340	310	296?	" " "

Dla wykreślenia planu gospodarczego na zbiorniku,

### ZAKŁAD WODNY W ROŻNOWIE.

PRAWDOPODOBIENSTWO w %. CZASU PEWNEGO PRZEPLYWU ŚREDNIEGO W ROKU.



Rys. 3.

określony związek między współczynnikami spływu od Sącza po Zgłobice, podane w poniższym zestawieniu:

VII-ma Tabl.

Przeciętny czas trwania w 30-lociu	Nowy Sącz		Kurów		Tropie		Melsztyn		Zgłobice	
	l/sek km <sup>2</sup>	m <sup>3</sup> /sek	l/sek km <sup>2</sup>	m <sup>3</sup> /sek	l/sek km <sup>2</sup>	m <sup>3</sup> /sek	l/sek km <sup>2</sup>	m <sup>3</sup> /sek	l/sek km <sup>2</sup>	m <sup>3</sup> /sek
365 dni	2,5	10,8	2,4	11,4	2,4	11,7	2,3	12,5	2,2	14,7
350 "	5,0	21,7	4,5	21,3	4,4	21,5	4,2	22,9	4,0	26,7
295 "	7,9	34,3	7,3	34,7	7,1	34,8	6,5	35,5	6,3	42,2
220 "	11,5	49,9	10,5	50,1	10,3	50,4	9,4	51,4	8,9	59,6
145 "	15,0	65,1	13,8	65,6	13,5	66,1	12,4	67,8	11,8	99,0
87 "	19,4	84,2	17,9	85,4	17,5	85,6	16,1	88,1	15,3	102,0
48 "	24,6	106,8	23,3	110,8	22,9	111,8	21,3	116,1	20,4	136,1

Dla Tropia można wyliczyć z tabeli powyższej następujące miesięczne przepływy w przecięciu 30-letniem:

należało określić najniższy i najwyższy poziom piętrzenia, oraz obliczyć pojemność całkowitą i użytkową zbiornika. Jako podstawy do tego obliczenia posłużyły zdjęcia wykonane w latach 1924/5 dla projektu zakładu w Rożnowie, następnie zdjęcia wykonane przez okręg. Dyr. Rob. Publ. w Krakowie roku 1926, obejmujące pas gruntu na granicy zalewu, w końcu mapy sztabu gen W podziałce 1:25.000. Zdjęcie granic zalewu na wysokość kilku metrów pozwoliło określić praktyczną granicę najwyższego zalewu. Zdjęcie to z podziałki katastralnej zostało przeniesione na podziałkę 1:10.000 i na tęże podziałkę zmniejszono zdjęcia wykonane dla projektu zakładu w Rożnowie, w końcu do tej podziałki powiększono brakujące jeszcze warstwy z mapy sztabowej. Zasadnicze linje terenu zostały wzięte z map katastralnych, które tworzą szkielet całego planu.

Zdjęcie wykazało, że najwyższy poziom piętrzenia na zbiorniku sięgać może rzędnej 270,00. Przy tej rzędnej

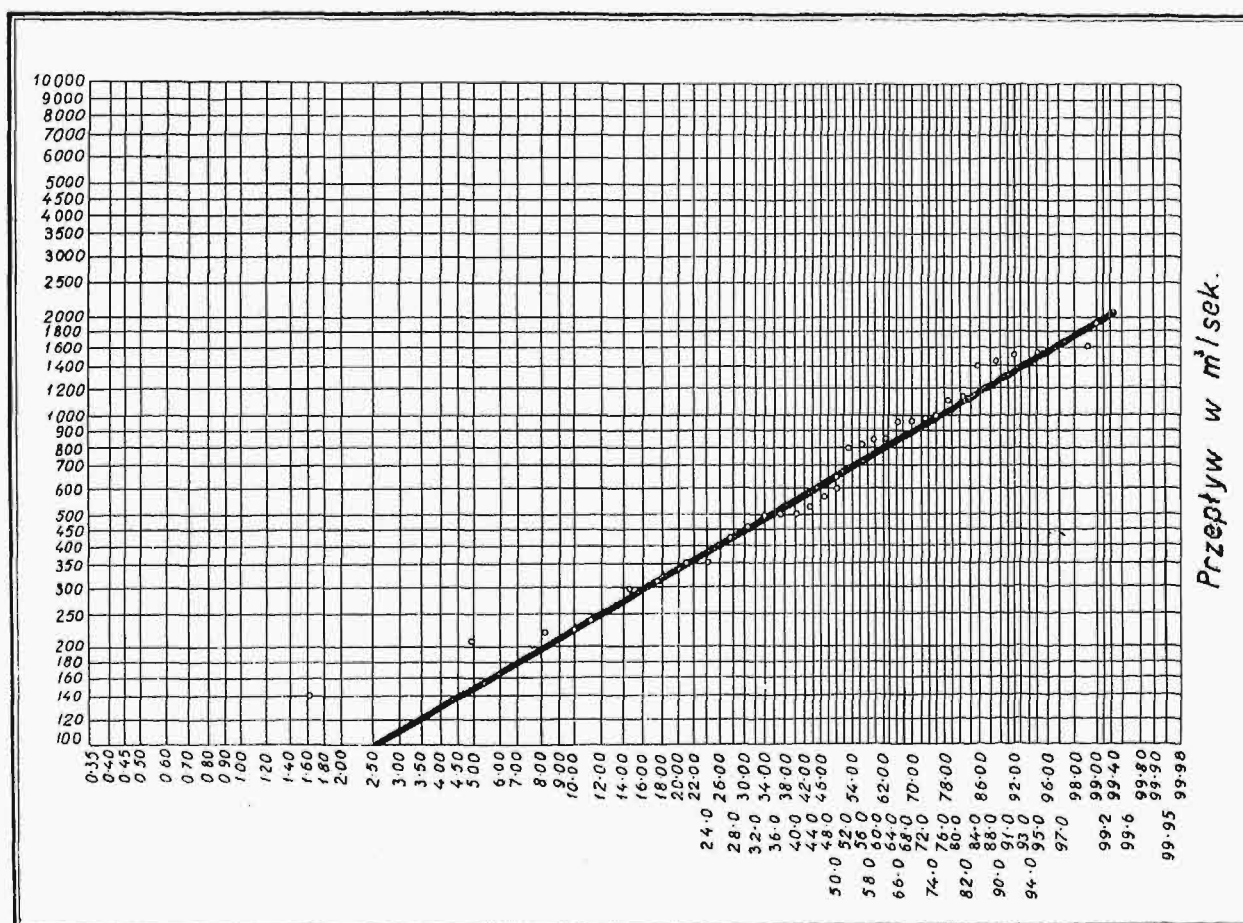
nie będzie jeszcze zalany kościół i cmentarz w Tęgoborzu, cofka nie sięgnie jeszcze właściwej doliny Nowo-Sądeckiej, niskie groble pozwolą ochronić od zalewu część Kurowa, Tęgoborza, oraz ewentualnie grunty, położone między rzeką a stacją kolejową w Marcinkowicach. Najniższy praktyczny poziom piętrzenia na zbiorniku przyjmuję na 259,7, gdyż poniżej tej rzędnej spada nieproporcjonalnie pojemność zbiornika i zmniejsza się znacznie spód użyteczny na zakładzie. W granicach tych dwu poziomów piętrzenia mieści się objętość użyteczna zbiornika 136 milj.  $m^3$ , odpowiadająca na przeciętnym spadzie netto 58 m sumie energii 10,3 milj.  $KWG$  zamagazynowanych

Przy piętrzeniu do 270,0 będzie zalanych: 340 ha koryta rzeki, 130 ha gruntów użytkowych, 190 gospodarstw, posiadających razem 374 budynków gospodarczych i mieszkalnych.

Przyjmując jako użyteczną pojemność zbiornika cyfrę 136 milj.  $m^3$ , został wykreślony na cały przeciąg 31 lat plan gospodarczy. Wyrównane przez zbiornik ilości wody są podane w odrębnym wykresie. Abs. min. w okresie 31-letnim wyrównane wynosi 28,1  $m^3/sek$  przez 7,84 dni w roku, zamiast 12  $m^3/sek$  przez 28 dni w roku. Przez 333 dni w roku przeciętnym minimum to podnosi się do 33,4  $m^3/sek$ . Ta ostatnia wartość jest praktycznym mini-

## ZAKŁAD WODNY W ROŻNOWIE.

PRAWDOPODOBIEŃSTWO w %. CZASU POJAWIENIA SIĘ WIELKICH WÓD.



Rys. 4.

na zbiorniku. Dla połączonych spadów w Rożnowie i Zakliczynie, razem 54,5 m, użyteczna pojemność zbiornika 136 milj.  $m^3$  przedstawia zapas pracy 14,8 milj.  $KWG$ . Wykaz powierzchni zalewu i pojemności zbiornika przedstawia poniższa tabela:

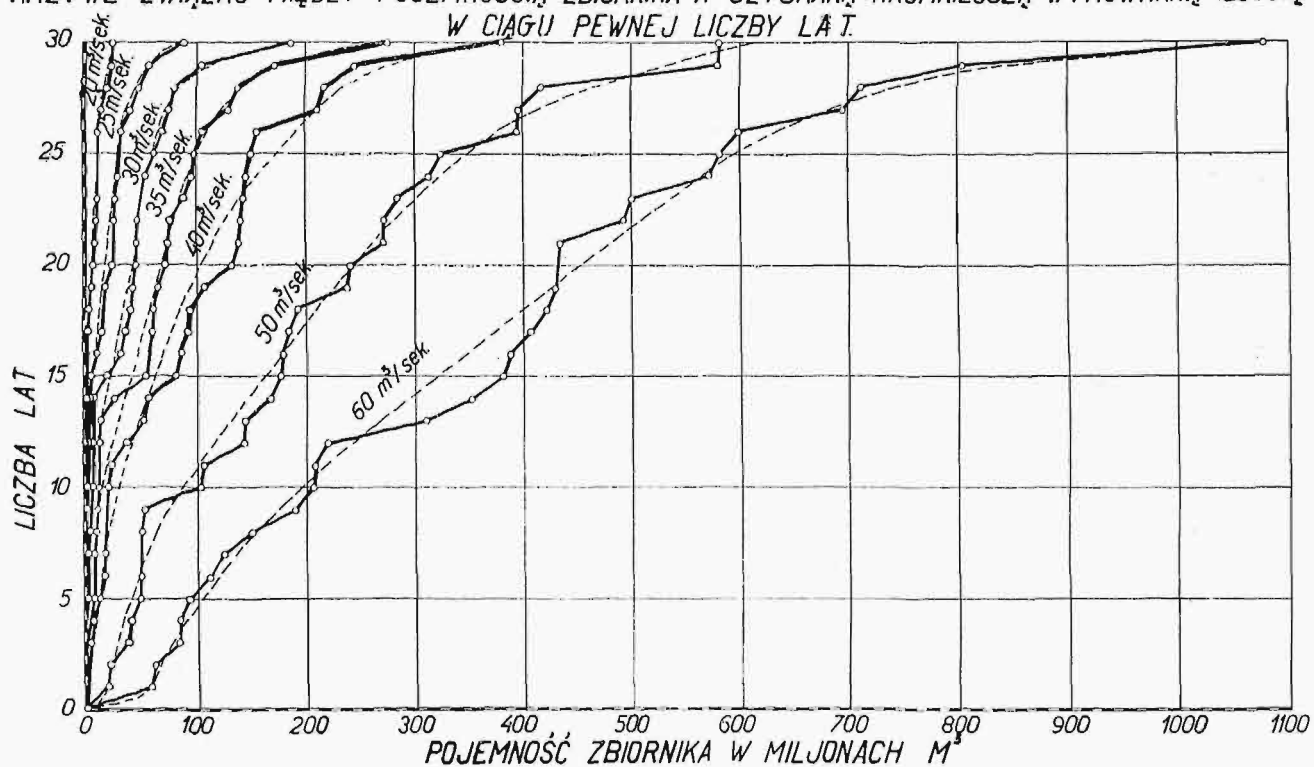
VIII-ma Tabl.

Rzędna	Całkowita		Rzędna	Całkowita		Rzędna	Całkowita	
	pow. ha	pojem. milj. $m^3$		pow. ha	pojem. milj. $m^3$		pow. ha	pojem. milj. $m^3$
238	0	0	258	810	67,985	265	1331	142,590
240	75	0,500	259	880	76,435	266	1449	156,285
245	204	7,200	260	952	85,595	267	1486	170,755
250	385	21,685	261	1026	95,485	268	1564	186,005
255	620	46,585	262	1101	106,120	269	1642	202,035
256	681	53,090	263	1177	117,510	270	1720	218,845
257	744	60,215	264	1254	129,665			

um, na które zakład obliczyć należy. Max. abs. wynosi po wyrównaniu 714  $m^3/sek$  i trwa przez czas przeciętny 0,13 dnia zamiast faktycznie pojawiających się ilości wody 1700  $m^3/sek$ . Dla określenia jaki wpływ będzie miał zbiornik na obniżenie fal powodziowych, wykreślono podług szczegółowych raportów wszystkie fale, dla których dane były dostępne, i sprawdzono ich wyrównanie na planie gospodarczym. Okazało się, że przy ogromnej użytecznej pojemności zbiornika, mniejsze fale zbiornik całkowicie ujmuje, a tylko większe fale przechodzą poniżej zbiornika, lecz już ze znacznym obniżeniem.

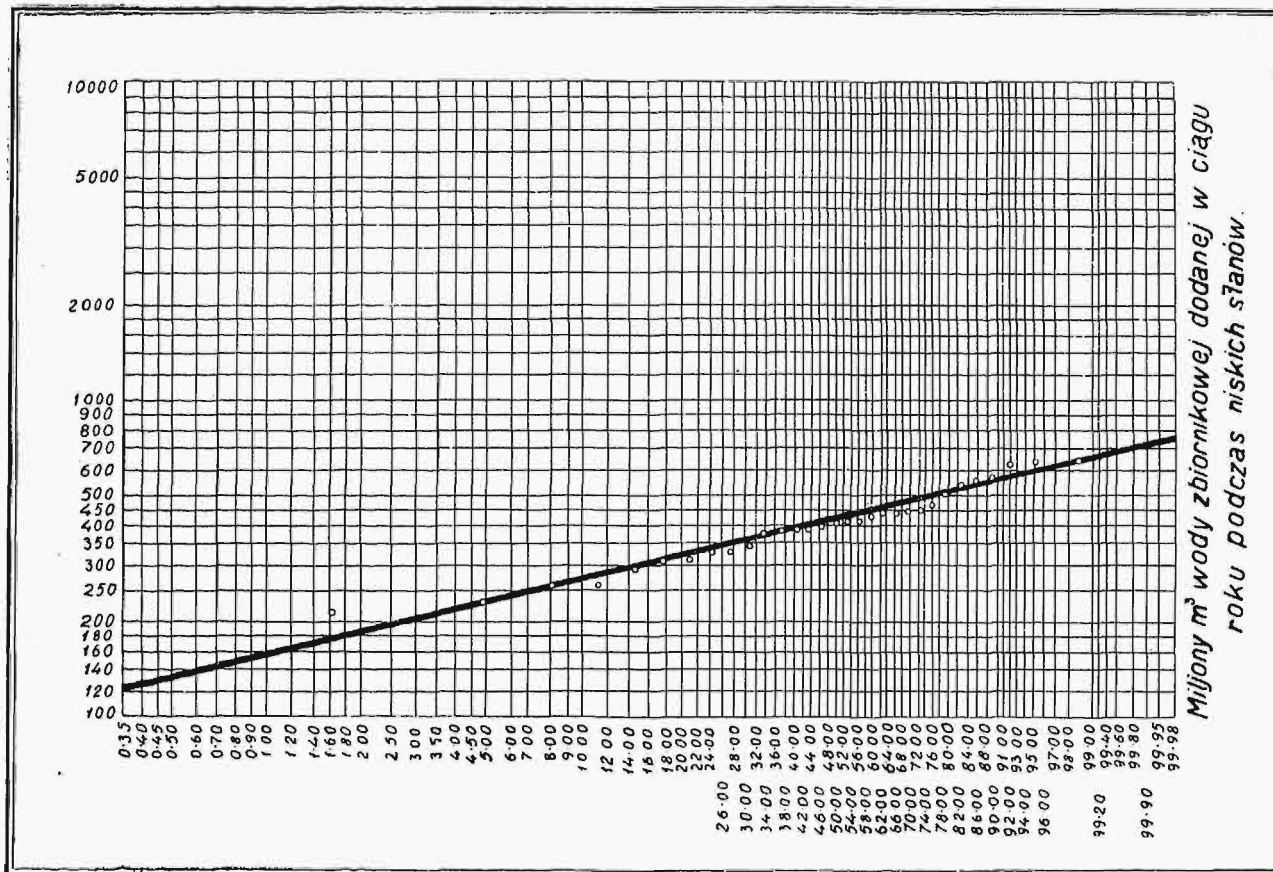
Celem określenia, jak wielkie są potrzebne pojemności zbiornika, aby utrzymać min. wyrównane na pewnej granicy, wykonano porównawcze wykresy planu gospodarczego dla otrzymania min. odpływu wyrównanego w ilości kolejno: 25, 30, 35, 40, 50, 60  $m^3/sek$  i szukano w poszczególnych latach potrzebnej pojemności zbiornika. Porządkując następnie pojemności podług ich bezwzględnej wielkości, wykonano wykres (rys. 5), w którym na odcię-

KRZYWE ZWIĄZKU MIĘDZY POJEMNOŚCIĄ ZBIORNIKA A UZYSKANĄ NAJMNIEJSZĄ WYRÓWNAŃ ILOŚCIĄ WODY W CIĄGU PEWNEJ LICZBY LAT.



Rys. 5.

PRAWDOPODOBIENSTWO w % CZASU ZAMAGAZYNOWANIA PEWNEJ ILOŚCI WODY W ZBIORNIKU W PRZECIĄGU ROKU



Rys. 6.

tych są podane lata od 1 do 30-tu, na rzędnych potrzebne pojemności dla uzyskania co najmniej 25 do 60  $m^3/sek$  wyrównanego odpływu ze zbiornika. Z wykresu tego można odczytać przy pomocy jakich pojemności można uzyskać pewne wyrównanie, oraz jakie wyrównanie i przez wiele lat uzyska się przy założeniu pewnej pojemności zbiornika. Przy pojemności 136 milj.  $m^3$  uzyskuje się zatem wyrównania następujące: w okresie lat 30-tu min. nie spadnie poniżej cyfry 25  $m^3/sek$ , przez 29,4 lat poniżej 30  $m^3/sek$ , 27,6 lat — 35  $m^3/sek$ , 20,4 lat — 40  $m^3/sek$ , 11,6 lat — 50  $m^3/sek$ , 7,5 — 60  $m^3/sek$ . Znając wzrost kosztów zbiornika w miarę powiększania się jego użytecznej pojemności, oraz znając wartość uzyskanej nadwyżki siły, przy pełniejszym wyrównaniu, można sprawdzić na tej drodze, jaka będzie najkorzystniejsza pojemność zbiornika.

Ten sam wykres zrobiono jeszcze drugi raz nanosząc lata w podziałce zwykłej, zaś pojemności w podziałce logarytmicznej. Z wykresu tego, który silniej różnice uwydatnia, widać wyraźnie trzy grupy lat: mokrych, gdzie potrzebne pojemności są bardzo małe, przeciętnych i suchych. Niema ciągłego przejścia między temi latami, charakter lat suchych i mokrych zupełnie odbiega od charakteru lat przeciętnych. Niema przejścia łagodnego między latami wykazującymi ekstrema odpływu, a latami przeciętnymi.

Dla poszczególnych lat wykreślono krzywe czasu trwania niewyrównanych i wyrównanych objętości przepływu. Pole zawarte między krzywami określa ilość wody ujętej w zbiorniku podczas wyższych stanów i zużytej do podniesienia niskich stanów. Ilości te kolejno w poszczególnych latach przedstawiają się cyframi następującymi:

IX-ta Tabl.

Rok	tys. $m^3$	Rok	tys. $m^3$	Rok	tys. $m^3$
1898	374.976	1909	418.176	1920	508.032
1899	617.766	1910	388.616	1921	259.200
1900	343.872	1911	311.040	1922	311.000
1901	449.280	1912	411.264	1923	435.200
1902	383.616	1913	556.416	1924	642.500
1903	632.448	1914	416.448	1925	444.000
1904	293.760	1915	229.824	1926	579.000
1905	259.200	1916	331.776	1927	467.000
1906	543.200	1917	217.728	1928	332.000
1907	444.096	1918	380.100	bez grudn.	
1908	454.464	1919	397.440	średnio:	413.832

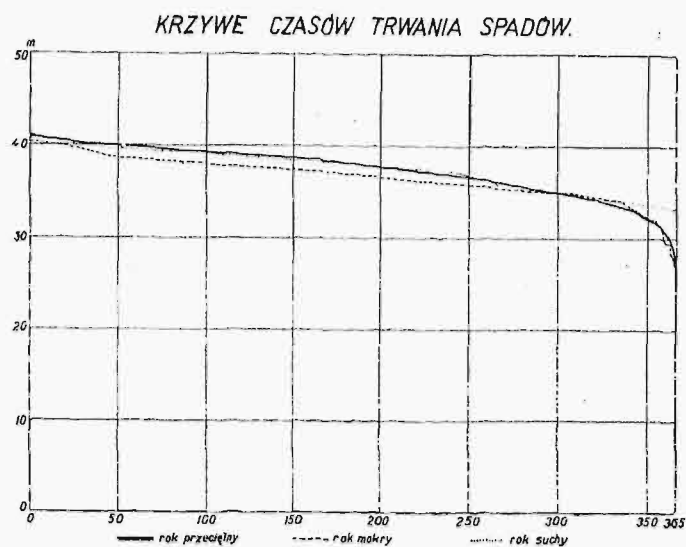
Porządkując cyfry powyższe i nanosząc daty w podziałce prawdopodobieństwa (rys. 6), w końcu wyrównując otrzymany wykres do linii prostej, otrzymamy wyniki następujące spodziewanych dodatków wody zbiornikowej w pewnym okresie czasu:

X-ta Tabl.

	w 100-leciu		w 10-leciu		każdego roku
	min.	max.	min.	max.	
% czasu . . . . .	1	99	10	90	50
Milj. $m^3$ . . . . .	158	670	275	570	420
Milj. <i>KWG</i> dla 38 m spadu . . . . .	12,2	50,9	20,9	43,3	31,9
Milj. <i>KWG</i> dla 54,5 m spadu . . . . .	17,2	73,1	30,0	62,2	45,8

W każdym roku można się zatem spodziewać dodatku wody zbiornikowej w ilości 420 milj.  $m^3$ , co odpowiada 3,1-krotnemu napełnieniu i wypróżnieniu się zbiornika w ciągu roku. Sumie 420 milj.  $m^3$  odpowiada dodatkowa ilość energii na spadzie zbiornika — 31,9 milj. *KWG*,

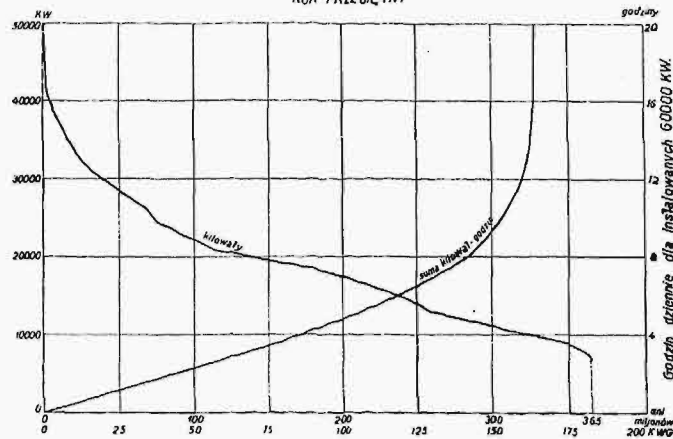
zaś na połączonych spadach w Rożnowie i Zakliczynie 45,8 milj. *KWG*. W okresie 10-letnim dodatek wody wynosi: min.: 275 milj.  $m^3$ , max.: 570 milj.  $m^3$ , dodatek energii min.: 20,9 milj. *KWG*, względnie 30,0 milj. *KWG*, max.: 43,3 milj. *KWG*, względnie 62,2 milj. *KWG*. W okresie 100-letnim, granice w jakich się dodatek wody zbiornikowej mieści, rozszerzają się do 158 milj.  $m^3$  min. i 670 milj.  $m^3$  max., granice zaś dodatku energii wynoszą



Rys. 7.

od 12 milj. *KWG* do 50,9 milj. *KWG* dla Rożnowa samego, zaś 17,2 milj. *KWG* do 73,1 milj. *KWG* dla Rożnowa i Zakliczyna.

Ponieważ zakład Rożnowski będzie miał za główne swe zadanie kryć szczyty połączonego zapotrzebowania energii, dla określenia najbardziej ekonomicznej wielkości instalacji, należało oznaczyć w każdym miesiącu roku ilość energii, jaką zbiornik może dostarczyć, przeciętną ilość wody oraz przeciętny spadek na zakładzie. Daty te trzeba było ustalić dla roku przeciętnego, a właściwie daty przeciętne dla każdego miesiąca w roku. Dla kontroli, jak dana instalacja będzie pracować w latach, a raczej miesiącach odbiegających od przeciętnych, wyznaczono

KRZYWE CZASÓW TRWANIA MOCY  
ROK PRZECIĘTNY

Rys. 8.

ilość energii, spadki i ilości wody dla miesięcy najbardziej suchych oraz najbardziej mokrych w 15-leciu. Ponieważ 15-lecie wyraża się procentem prawdopodobieństwa 6,67%, pojawienia się roku anormalnego, uważano, że procent ten jest dostatecznie mały, aby nie brać pod uwagę lata jeszcze rzadziej się trafiające, gdyż katastrofalny ich cha-

rakter może wpłynąć na rentowność zakładu w danym roku, lecz zupełnie nie będzie miał wpływu na rentowność przeciętną z dłuższego okresu lat. Nie wzięto też pod uwagę żadnego roku kalendarzowego, gdyż rok kalendarzowy, choćby anormalny, w poszczególnych miesiącach w różnym stopniu od roku przeciętnego odbiega.

Dla każdego miesiąca okresu 31 lat, wyznaczono zatem ilości wody, spady (rys. 7) i ilości energii (rys. 8). Daty te wykreślono w podziale prawdopodobieństwa i tak wyznaczono potrzebne wartości dla miesięcy o prawdopodobieństwie pojawienia się 6,67%, 50% i 93,33%. Tab. XI-ta podaje odnośne wartości.

XI ta T a b l.

Miesiąc suchy p. — 6,67%			Miesiąc przeciętny p. — 50%			Miesiąc mokry p. — 93,33%			Miesiące
$Qm^3/slc$	$Hm$ brutto	dobowa KWG	$Qm^3/slc$	$Hm$ brutto	dobowa KWG	$Qm^3/slc$	$Hm$ brutto	dobowa KWG	
29,0	36,21	182.523	58,3	37,32	383.126	87,0	37,93	573.645	Styczeń
32,3	33,84	191.215	80,0	37,50	391.122	87,0	37,93	573.645	Luty
38,0	31,31	206.000	75,0	36,50	469.346	110,0	40,00	764.866	Marzec
49,0	35,70	304.206	96,0	35,70	608.412	145,0	37,24	988.692	Kwiecień
44,5	40,00	309.490	67,0	37,33	573.645	145,0	40,00	1.008.225	Maj
88,0	33,97	212.075	78,7	39,39	538.672	137,5	40,00	955.076	Czerwiec
36,0	39,72	248.579	84,0	37,61	549.309	310,0	39,53	1.755.703	Lipiec
33,0	39,39	225.981	72,0	38,33	486.729	240,0	34,16	1.425.420	Sierpień
32,5	40,00	225.981	56,0	39,65	399.813	125,0	38,40	834.393	Wrzesień
32,0	37,81	210.336	54,0	38,88	365.047	95,0	40,00	660.561	Październik
32,0	37,81	210.336	54,0	38,88	365.047	88,0	37,50	573.645	Listopad
32,5	35,38	100.206	58,0	38,20	354.617	72,0	36,11	451.963	Grudzień

Inż. E. Widugier.

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

### Uwagi ogólne.

Konieczność uzyskania największych oszczędności w kosztach budowy i skrócenia czasu trwania robót, przyczyniły się do wykonania opisanego niżej projektu studni nowego typu, która nie tylko pozwoli zmniejszyć koszt wykonania fundamentu i skrócić czas budowy, ale również daje pełną gwarancję opuszczenia fundamentu na projektowaną głębokość, bez żadnego współczynnika niepewności. Nowy ten sposób fundowania szczególnie jest aktualny w naszej dobie, gdyż dział budownictwa głęboko zakładanych fundamentów jest szczególnie kosztowny.

### Sposoby fundowania głęboko zakładanych fundamentów.

Dotychczasowe sposoby fundowania masywnych i głęboko zakładanych fundamentów, polegają wyłącznie na wykonaniu fundamentu zapomocą opuszczonej studni, lub też wykonaniu fundamentu na opuszczanym kesonie; ostatni rodzaj robót wymaga zastosowania powietrza sprężonego. Inne rodzaje zakładania głębokich fundamentów, w postaci pali większej lub mniejszej średnicy, były stosowane w Ameryce i Szwecji, jednak były wykonane wyłącznie z konieczności dostosowania się do miejscowych warunków, wobec czego nie odgrywają wogóle żadnej roli, przez co przy zakładaniu głębokich fundamentów można mówić wyłącznie o studniach i kesonach jako jedynym sposobie wykonania robót.

Stosowanie studni dla założenia głębokiego fundamentu spotyka się w dobie obecnej coraz rzadziej, natomiast zakładanie tych fundamentów wykonuje się przeważnie na kesonach. Należy stwierdzić, iż głębokość zakładanych fundamentów na studniach dochodziła nawet do 60 m, głębokość zaś zakładanych fundamentów na kesonach, może być doprowadzona do 35 m, co najwyżej z wielkim trudem do 40 m. Fundowanie na studniach, pomimo iż one pozwalają na głębsze osadzenie fundamentów niż kesony, było dotychczas bardzo kosztowne, a to jedynie dla tego, że opuszczana studnia musiała posiadać dużą masę muru, ażeby ciężar tego muru mógł przewyższyć siły tarcia gruntu o boczne powierzchnie opuszczanej studni, które to siły jak wiadomo są duże.

Okoliczność ta powodowała, iż do wykonywania fundamentów na studniach zużywano wielkie ilości materiałów,

znacznie większe niż konieczne dla tychże fundamentów przy wykonaniu ich na kesonach, przytem pomimo, iż koszt robocizny przy opuszczaniu studni były mniejsze niż koszt robocizny przy wykonywaniu fundamentów na kesonie, jednakowoż ogólny koszt wykonania fundamentu na kesonach zwykle był mniejszy niż koszt wykonania fundamentu na studniach.

Powyższy stan rzeczy wytworzył paradoksalne zjawisko, mianowicie: iż roboty kesonowe, w zasadzie wyjątkowo nieracjonalne, uzyskały szerokie zastosowanie i zmonopolizowały całkowicie roboty przy zakładaniu większych fundamentów, fundowanych na znacznej głębokości.

### Roboty kesonowe.

Nieracjonalność robót kesonowych polega wogóle na tem, iż dla usunięcia wody z izby roboczej używa się powietrza sprężonego, wówczas gdy z równym powodzeniem można byłoby usuwać wodę zapomocą pomp, co kosztowałoby bezwarunkowo mniej.

Fundamenty wykonywane zapomocą opuszczanych kesonów są bardzo kosztowne, i wogóle można twierdzić, iż fundamenty kesonowe nie są nigdy zakładane głębiej niż 25,0 m, gdyż fundowania głębsze znów nie wytrzymują rywalizacji w kosztach z fundamentami wykonywanymi na wyżej opisanych studniach, które to wymagają dużo większej ilości muru na przewyższenie sił tarcia gruntu, niż fundamenty kesonowe. Ponieważ zwykle opuszczane fundamenty na kesonach nie są zakładane głębiej niż 25,0 m, dla tego utarło się ogólne zdanie, iż jest to najodpowiedniejsze rozstrzygnięcie sprawy.

Stwierdzić należy, iż dla uruchomienia robót kesonowych konieczną jest stacja maszyn, złożona z kompresorów, uruchamianych zapomocą motorów elektrycznych, lub też parą z kotłów parowych; kompresory, sprężające powietrze muszą nadto posiadać połączenia z opuszczanymi kesonami zapomocą sieci rur doprowadzających. Pomimo tego koniecznymi są służby z motorami do wyciągania wykopu, rury szybowe, dźwigi do podnoszenia słuz przy przedłużaniu rur szybowych, wreszcie cały szereg maszyn pomocniczych, narzędzi i kosztownych przyrządów.

Koszta kupna inwentarza kesonowego obciążają w silnym stopniu ratami amortyzacyjnymi wykonywany funda-



ment, jednakowoż jeszcze nie na tem koniec, są jeszcze inne koszty niecelowe, wymagające rewizji i redukcji.

Należy stwierdzić, że fundowanie podpory kesonowej wymaga przede wszystkim kesonu, przeznaczonego wyłącznie na podtrzymywanie muru opuszczanego fundamentu, tylko podczas trwania robót kesonowych, po ukończeniu zaś tych robót, keson jest niepotrzebny, ale nie może być wyjęty i użyty powtórnie. Kesony wykonywane są z drzewa, żelbetu lub żelaza profilowego, przytem w bardzo dużym stopniu podnoszą koszty wykonywanej podpory. Jak podano wyżej, dla usunięcia wody z izby roboczej kesonu używa się powietrza sprężonego, w którym muszą pracować ludzie. Okoliczność ta powoduje konieczność skrócenia czasu trwania pracy każdego robotnika, przytem przy dużem ciśnieniu, czas pracy robotnika sprowadza się do kilku godzin na dobę, za które robotnik kesonowy otrzymuje zazwyczaj więcej niż zwykły robotnik placowy za całą dniówkę. Należy dodać, iż do tych kosztów dochodzą jeszcze straty czasu pracy na konieczne wśluzowanie i wysłuzowanie robotnika, co również podnosi koszty robocizny kesonowej.

Konieczność prowadzenia robót przez ludzi w powietrzu sprężonym, ogranicza głębokość opuszczania kesonu, jak podano wyżej do 35,0 m wyjątkowo do 40,0 m, z tego jedynie względu, iż organizm ludzki nie wytrzymuje ciśnienia wyższego niż o nadwyżce 4 atmosfer, przytem czas trwania pracy w tych warunkach jest bardzo krótki, natomiast straty czasu na wśluzowanie i wysłuzowanie robotnika, podnoszą się znacznie. Oczywiście jest rzeczą, że nienormalne warunki pracy pociągają za sobą cały szereg chorób kesonowych, wskutek czego urzędowe przepisy wykonywania robót zobowiązują do utrzymywania stałego lekarza, podczas całego okresu trwania robót kesonowych, jak również przepisy te wymagają posiadania specjalnej służby leczniczej dla leczenia chorób kesonowych. Wreszcie roboty kesonowe wymagają bardzo dużo czasu na ich uruchomienie, samo wykonywanie fundamentu i likwidację robót.

Jest rzeczą oczywistą, iż kalkulacja zysku przy robotach kesonowych również musi zawierać poważną pozycję, gdyż jak wynika z powyższego, całość uruchomionych robót kesonowych jest skomplikowana i zawiera duże ryzyko strat.

Z tej racji, w każdym metrze sześciennym wykopu kesonowego znajduje się duży procent na odpłacieowej przytoczonych kosztownych inwestycji, robót kesonowych i pomocniczych.

#### Zalety fundowania na kesonach.

Oczywistą jest rzeczą, iż roboty kesonowe nigdy nie miałyby miejsca, gdyby nie to, że posiadają one jedną dużą zaletę, mianowicie: pewność osadzenia fundamentu na projektowanej głębokości. Należy przyznać, iż zaleta ta jest bardzo ważną, ale również nader kosztowną.

Pałąką kwestją dnia jest wynalezienie innego sposobu fundowania, któryby posiadał bezwzględnie pewność bezpiecznego osadzenia fundamentu na projektowanej głębokości, jaka cechuje roboty kesonowe, a pomimo tego nowy sposób fundowania musi być ekonomiczniejszy niż sposoby dotychczasowe, opisane ogólnie powyżej.

#### Projekt studni opuszczanej ze zredukowaniem tarcia gruntu.

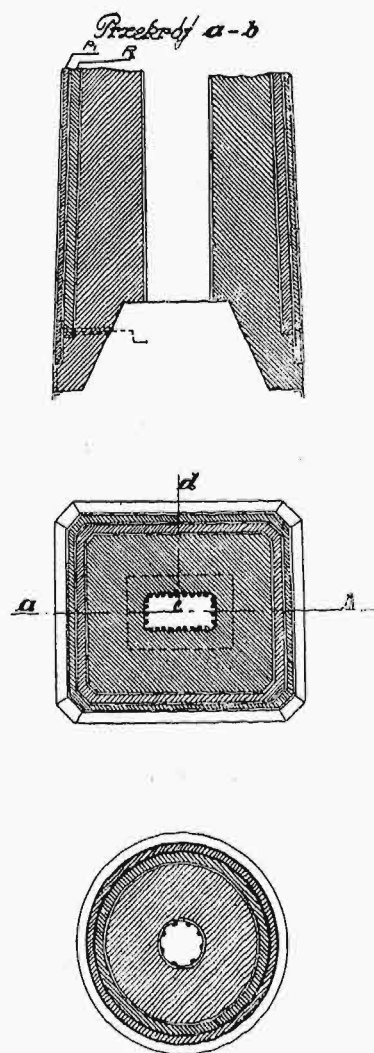
Powyższe założenia doprowadziły do wykonania projektu nowego typu studni, która pozwoli, jeżeli nie na zupełne zaniechanie robót kesonowych przy wykonywaniu fundamentów, to w każdym razie na sprowadzenie ich do minimum dla specjalnych wypadków. Istotę wynalazku stanowi rozwiązanie problemu zredukowania sił tarcia gruntu o boczną powierzchnię opuszczanego fundamentu, zapomożą studni nowej konstrukcji, co umożliwi bezwzględnie pewne osiągnięcie naprzód projektowanego poziomu osadzenia fundamentu, przy normalnym sposobie prowadzenia robót, opuszczaniem zwykłych studzien w otwartym wykopie i z odpompowaniem wody.

Rozwiązanie problemu zredukowania sił tarcia gruntu o boczną powierzchnię opuszczanego fundamentu, osiągnięto zapomożą zastosowania jednego lub kilku płaszczyw pomocniczych (w zależności od konieczności osiągnięcia zamierzonej głębokości fundowania podpory).

Płaszczywy są żelbetowe lub drewniane, lub też posiadają szkielec z żelaza profilowego, zabetonowany na wykonanym poprzednio opierzeniu muru betonowego samej studni.

Są one złączone z nożem studni, przytem złączenie to jest tego rodzaju, że w wypadku gdy siły tarcia gruntu wzrosną o tyle, że zrównoważą ciężar opuszczanej studni wraz z płaszczywami, a opuszczany fundament zatrzyma się na pewnym poziomie, wówczas zaciśnięty przez grunt płaszczywy pomocniczy może być odpięty, a mur studni z innymi płaszczywami może być opuszczony swobodnie dalej.

Na załączonym do niniejszego rysunku, uwidoczniło szkieletowo rolę i właściwości płaszczyw pomocniczych. Oznaczone na rys. 1 literami  $P_1$  i  $P_2$  płaszczywy posiadają pochylenie

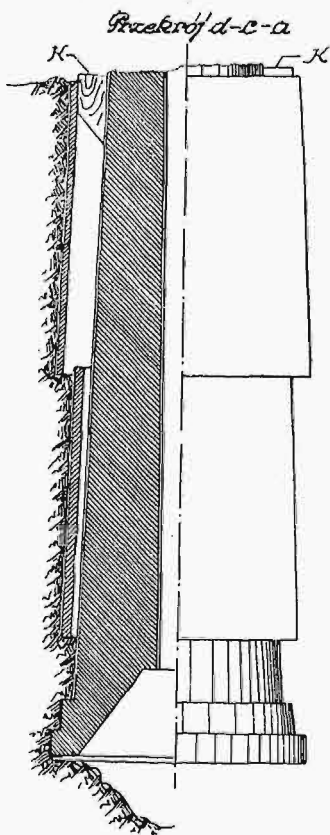


Rys. 1. 2. 3.

w kierunku noża studni, wskutek czego, w wypadku odpięcia naprzykład pierwszego płaszczywy  $P_1$ , płaszczywy drugi  $P_2$ , wraz z murem studni, może się opuszczać bez tarcia w strefie wewnętrznej powierzchni odpiętego pierwszego płaszczywy pomocniczego, wskutek tego, że mur centralny wraz z innymi płaszczywami również jest wykonany z pochyleniem; a pochylenie to czyli stożkowatość, powodują zwiększanie się wolnej przestrzeni pomiędzy odpiętym płaszczywem a opuszczaną dalej studnią.

W celu umożliwienia bezpiecznego odpięcia płaszczywy pomocniczego, czy to po zatrzymaniu opuszczanej studni przez siły tarcia, czy też jeszcze przed tą chwilą, należy pode-

przeć studnię, lub podtrzymać lewarami hydraulicznymi, w tym celu, ażeby po odpięciu płaszcza, wewnętrzny mur studni nie opadł raptownie do wykopu. Czynności te nie są połączone z niebezpieczeństwem, nie są również zbyt trudne, gdyż studnia musi być opuszczana z odpompowaniem wody, a przytem w celu uniknięcia konieczności podkopywania noża dla odkręcenia śruby łączącej płaszcz z nożem, można zaprojektować połączenie płaszcza z nożem zapomocą urządzenia klinowego, rozłączanego przez wykręcanie śrubowe klina, od strony izby roboczej studni lub też specjalnego połączenia zapomocą lin stalowych.



Rys. 4.

Rys. 4 ilustruje dostatecznie zasadę zastosowaną przy opuszczaniu studni, należy jednak jeszcze nadmienić, iż konstrukcja studni, jak też sposób jej opuszczania, dają możliwość nie tylko osadzenia fundamentu na projektowanym poziomie, ale w wypadku skrzywienia się studni, można ją łatwo naprostować. Naprostowanie studni można przeprowadzić od chwili odpięcia pierwszego płaszcza, a w tym celu należy ją podkładać wykazanymi na rysunku klinami „K”, przytem kliny te nie będą stanowiły żadnej przeszkody w dalszym opuszczaniu studni, ponieważ z powodu stożkowatości opuszczanego fundamentu, będą się zwalniały przy dalszym opuszczaniu studni.

Na rys. 4 można zauważyć, iż po odpięciu drugiego płaszcza, tarcie gruntu, przy dalszym opuszczaniu studni, występuje wyłącznie na zewnętrznej powierzchni studni poniżej drugiego (odpiętego) płaszcza. Okoliczność tę należy wykorzystać przy wykonywaniu projektu, gdyż oczywiście jest, iż wobec znacznego ciężaru muru w strefie dwóch odpiętych płaszczy, siły tarcia gruntu o dolną część bocznych powierzchni studni będą z łatwością pokonywane na pewnej głębokości nietrudnej do obliczenia. Powyższe pozwala na osiągnięcie oszczędności przez zmniejszenie ogólnej długości wykonywanych płaszczy.

Wykonanie ich wymaga dość dużo zachodu, gdyż musi być najpierw wykonane opierzenie na studnię i dolna część studni zabetonowana a potem dopiero można przystąpić do wykonywania pierwszego płaszcza.

Betonowanie płaszczy należy wykonać na całą ich wysokość, niezwłocznie po ustawieniu studni na miejscu, jej opuszczenia. Obliczenie przekrojów niebezpiecznych płaszczy nie nastęrcza trudności. Należy zauważyć, iż płaszcz przed i po jego odpięciu pracuje wyłącznie wskutek parcia gruntu, natomiast parcie wody nie wywiera żadnego wpływu na płaszcz, ponieważ woda znajduje się również i od wewnętrznej strony płaszcza, pomiędzy opuszczanym murem studni — a płaszczem.

Oczywistą jest rzeczą, że płaszcze będą kosztowne, ale w każdym bądź razie bezwarunkowo tańsze niż kesony. W wypadku głębokiego opuszczania fundamentu, lub znacznej rozpiętości ściany płaszcza można w celu uzyskania oszczędności wykonać uzbrojenie płaszcza w postaci rusztu z szyn kolejowych, ułożonego na krzyż i połączonego szkieletem z żelaza profilowego.

Należy zauważyć, iż nawet w wypadku stwierdzonej niedostatecznej sztywności płaszcza, jego ugięcie w kierunku opuszczanego muru nie będzie uniemożliwiało dalszego opuszczania studni, gdyż nawet w wypadku nacisku ugiętego płaszcza na mur centralny, opuszczanie będzie się odbywało bez tarcia, wobec stożkowatości opuszczanego muru. W tym wypadku będą potrzebne dodatkowe roboty przy podbijaniu klinów pomiędzy płaszczem a murem studni.

Na rys. 2 i 3 pokazano szkicowo rzuty poziome opuszczanych fundamentów. Rys. 3 umieszczono z unyślnym zamiarem podkreślenia możliwości wykonywania fundamentów w postaci dużych pilotów, na których można wykonywać ławy dla osadzenia ścian gmachów, lub filarów mostowych, lub też wyciągnięcia części muru poszczególnych pilotów w górę i złączenia jarzmem żelbetowym. Ostatnie ma na celu uzyskanie oszczędności na murze ciała filarów, który, jak wynika z powyższego, będzie podobny do jarzma z pali drewnianych z oczepem.

Stosowanie powyższych pilotów nabiera szczególnego znaczenia przy budowie małych mostów.

Opisane tu studnie, z płaszczami redukującymi tarcie gruntu, pomimo pewności osiągnięcia zamierzonego poziomu fundowania, posiadają jeszcze dużo innych zalet. Wobec opuszczania studni z odpompowaniem wody, występują na pierwszy plan następujące czynniki:

Wszelkie napotymane przeszkody, w postaci dużych głazów, lub pni drzewnych, mogą być usuwane w warunkach takich samych, jakie są przy robotach kesonowych.

Ilość wyjmowanej ziemi z każdego szybu studni, może być znacznie zwiększona przez zastosowanie windy mechanicznej, przytem sposób ten ma tę dodatnią stronę, iż nie pociąga za sobą strat na przeładowywanie wykopu do rękawów słuzy roboczej, jak to bywa przy robotach kesonowych.

Opuszczaniu studni z odpompowaniem wody towarzyszy mile widziane zjawisko fizyczne, a mianowicie, iż woda znajdująca się w otaczającym studnię gruncie, dąży do miejsca odpompowania wody, wskutek czego przepływa w dół po zewnętrznych ścianach muru, a przytem wywołuje zmniejszenie współczynnika tarcia gruntu o ściany opuszczanej studni. Ostatnia okoliczność aczkolwiek nie jest brana pod uwagę przy obliczeniach i jest niedoceniana, w rzeczywistości jednak odgrywa dużą rolę.

Wreszcie dodać należy, iż studnie z płaszczami redukującymi tarcie wyjątkowo dogodnie, mogą służyć do zbadania wszystkich czynników odgrywających rolę przy opuszczaniu fundamentów, które niestety dotychczas nie są dostatecznie znane; zapomocą takich studzien można będzie praktycznie zbadać wielkość parcia gruntu na ścianki wykopów różnych przekrojów, a zatem i wielkość tarcia o boczne ścianki opuszczanego fundamentu.

Dotychczasowy stan nauki teoretycznej nierozróżnia wielkości parcia nasypu na ściankę podporową od wielkości

parcia gruntu na boczną ściankę wykopu. Wydaje się to niesłusznym, gdyż można oczekiwać, iż parcie gruntu na ściankę wykopu jest mniejsze, a to z racji tworzenia się w otaczającym gruncie, tak zwanych łuków rozrządowych, których postać ściśle uzależniona jest od formy przekroju wykopu w rzucie poziomym.

Inż. Wenanty Dzik.

## W sprawie naprężeń w przegrodach ciężkich.

Sprzeczność wyników, bo których doszedł p. Dr. Inż. Burzyński w artykule, zamieszczonym w Nr. 15 *Czasopisma Technicznego*, z ogólnie znaną postacią zasadniczych równań teorii sprężystości pobudziła mnie do zwrócenia się do P. Profesora St. Bełżeckiego, celem przedyskutowania artykułu i wyjaśnienia mylnych założeń, które doprowadziły autora do takiego rezultatu.

Wyświetleniem sprawy chcę się podzielić — za zgodą P. Prof. Bełżeckiego — z czytelnikami *Czasopisma*, prostując jeden z ustępów wymienionego powyżej artykułu w sposób wskazany przez P. Profesora — b. przejrzysty i ogólny.

Potencjał sił sprężystości ma postać:

$$\int_v W dv = \frac{1}{2} \int_v \left[ N_1 \frac{\partial u}{\partial x} + N_2 \frac{\partial v}{\partial y} + N_3 \frac{\partial w}{\partial z} + T_1 \left( \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right) + T_2 \left( \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) + T_3 \left( \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \right] dv^*.$$

Warjacja potencjału:

$$2 \delta \int_v W dv = \int_v \left[ N_1 \frac{\partial \delta u}{\partial x} + N_2 \frac{\partial \delta v}{\partial y} + N_3 \frac{\partial \delta w}{\partial z} + T_1 \left( \frac{\partial \delta v}{\partial z} + \frac{\partial \delta w}{\partial y} \right) + T_2 \left( \frac{\partial \delta u}{\partial z} + \frac{\partial \delta w}{\partial x} \right) + T_3 \left( \frac{\partial \delta u}{\partial y} + \frac{\partial \delta v}{\partial x} \right) \right] dv,$$

gdzie  $\delta u$ ,  $\delta v$ ,  $\delta w$  są dowolne niezależne przyrosty przesunięć  $u$ ,  $v$ ,  $w$  dla wszystkich niezamocowanych punktów ciała.

Ponieważ, np.:

$$N_1 \frac{\partial \delta u}{\partial x} = \frac{\partial (N_1 \delta u)}{\partial x} - \frac{\partial N_1}{\partial x} \delta u,$$

to, stosując wzór Green'a, mamy:

$$2 \delta \int_v W dv = - \int_v (A \delta u + B \delta v + C \delta w) dv + \int_w (S_1 \delta u + S_2 \delta v + S_3 \delta w) dw.$$

\*) Vide np. Jewniewicz — „Teoria Spr.” Dla naprężeń używam oznaczeń Lamé'go.

Reasumując powyższe uwagi podkreślić należy, iż najważniejszymi zaletami zaprojektowanego typu studni jest nie tylko pewność wykonania fundamentu na projektowanym poziomie, ale również osiągnięcie znacznych oszczędności w kosztach wykonania robót, oraz skrócenie czasu trwania budowy fundamentu do minimum.

Zatem, przy  $\delta \int_v W dv = 0$ , powinno być dla każdego punktu ciała:

$$\begin{aligned} A &= \frac{\partial N_1}{\partial x} + \frac{\partial T_3}{\partial y} + \frac{\partial T_2}{\partial z} = 0; & S_1 &= N_1 l + T_3 m + T_2 n = 0; \\ B &= \frac{\partial T_3}{\partial x} + \frac{\partial N_2}{\partial y} + \frac{\partial T_1}{\partial z} = 0; & S_2 &= T_3 l + N_2 m + T_1 n = 0; \\ C &= \frac{\partial T_2}{\partial x} + \frac{\partial T_1}{\partial y} + \frac{\partial N_3}{\partial z} = 0; & S_3 &= T_2 l + T_1 m + N_3 n = 0; \end{aligned}$$

Gdy mamy punkty zamocowane, to dla tych punktów

$$\delta u = \delta v = \delta w = 0,$$

a naprężenia w nich są zrównoważone reakcjami zamocowania. Tak się wyraża  $\delta \int_v W dv = 0$  dla ciał wszystkie

wymiary, których są jednakowego rzędu, czyli takich, dla których warjacja pracy sił powierzchniowych jest równa zero, gdyż zmiany kierunku działania sił i zmiany ramion momentów tych sił są nieskończ. małe. (Siły zewnętrzne są wzajemnie zrównoważone, jak w ciele niezmiennym, i niema sił działających na masę ciała).

Można się obejść bez żadnego dowodzenia, rozumując tak: Jeżeli zasada prac przygotowanych daje równania równowagi dla ciał, wymiary których są jednakowego rzędu, to warjacja potencjału sił wewnętrznych da te same równania, tylko bez wolnych wyrazów.

W wypadku, gdy wymiary ciała nie są jednakowego rzędu,  $u$ ,  $v$  i  $w$  mogą być takie, że całka:

$$\int_w (P_x \delta u + P_y \delta v + P_z \delta w) dw$$

nie wyraża równowagi ciała niezmiennego i nie możemy założyć jej równą zero. W tym wypadku max. robi potencjał wszystkich sił, którym układ ulega (Dirichlet), w razie statecznej równowagi układu.

W ciałach, wymiary których są jednego rzędu, zawsze  $\delta \int_v W dv = 0$ .

Inż. Roman Bielski.

## Powłoka asfaltowa na pomoście drewnianym.

Dotąd praktykowane i w normaljach Ministerstwa Rob. Publ. projektowane podwójne pomosty na mostach drewnianych mają tę słabą stronę, że dolny pomost z brusów miękkich, wskutek przeciekania wody szczelinami górnego pomostu, (z desek dębowych), bardzo szybko gnije. Górny pomost dębowy zazwyczaj 5 cm grubości, przybijany do dolnego gwoździami, wskutek gnicia dolnego, niema umocowania, poszczególne deski odstają, paczą się i narażone na ciągłe zmiany atmosferyczne pękają i ulegają b. szybko ogólnemu zniszczeniu.

Niekorzystne te objawy zaobserwowałem na dwóch mostach w jasielskim powiecie a to: na Wisłocze w Niegłowicach i Jasiółce w Jaśle. Aby złemu zaradzić, wymieniłem pomosty na obu mostach i zamiast podwójnych, wykonałem pojedynczy pomost z dębowych brusów 10 cm grub. układanych

na poprzecznicach w sposób podłóg okrętowych. Jednak i ten sposób okazał się również niepraktyczny, gdyż brusy ułożone na długość, zaczęły się szybko niszczyć, przejeżdżające autobusy, wyrwały poszczególne włókna a nadto potworzyły się w miejscach łączenia brusów wyboje, podobne do t. zw. kurzych gniazd.

Zamiast łątać pomost deskami, spróbowałem na moście w Niegłowicach uczynić to asfaltem, bowiem zauważyłem, że tak zwany asfalt bezparafinowy, którego używam do zalwania szwów dylatacyjnych, jest bardzo ciągiły i ma wielką przepuszczalność do drzewa. Wobec tego po odczyszczeniu drzewa z prochu, wyboje wysmarowałem gorącym asfaltem, wypełniłem drobnym grysem, poczem oblałem go asfaltem, dobną ubiłem a celem ochrony od wysuszenia przez koła autowe przysypałem czystym piaskiem. Sposób okazał się doskonały

i po dwóch latach obserwacji przekonałem się, że moje łąty utrzymują się doskonale.

Na podstawie opisanego doświadczenia wykonałem na drugim moście t. j. na Jasiółce w Jaśle próbną warstwę asfaltową 3 cm grub. na całym pomoście.

Do tego celu użyłem asfaltu wyrobu firmy Galic. Karpackiego Naftowego Tow. akcyjn. (Rafinerji nafty w Jedliczu) marki „Galkar“, wyprodukowanego z ropy bezparafinowej. Własności tego asfaltu są następujące:

Ciężar gatunkowy 1.016.

Zawartość bitumu ponad 99.8%.

Punkt zmiękczenia 35° według metody Krämer-Sarnov.

Punkt łamliwości —17° C.

Penetracja przy 25° C —85/100.

Duktylność przy 25° C powyżej 100 cm.

Odparowalność 1.79%.

Po dokładnem odczyszczeniu pomostu, przy użyciu szczotek drucianych, mioteł i szczotek ryżowych, powleczono podgrzanym asfaltem do 180° C pomost cieniątką warstwą i zaraz rozścielono pojedynczą warstwę czystego grysu bazaltowego o wielkości ziarn 22—27 mm ubijając ją lekko dobniami. Po przestygnięciu asfaltu, rozcełony grys polano znowu asfaltem i zaścielono drugą warstwą grysu ubijając go dobniami.

Po przyschnięciu asfaltu rozlano gorący asfalt wyrobu tej samej firmy marki „Spraglit“ i przysypano go warstwą grysiu asfaltowego 3—5 mm ubijając szybko dobniami aż do zupełnego ustalenia się powłoki. Po 5 godzinach ruch na pomoście odbywał się zupełnie normalnie, warstwa asfaltotłuczniowa pod ciężarem przejeżdżających pojazdów kondensowała się i twardniała, będąc przy tem elastyczną.

Opisaną próbę wykonałem prymitywnymi przyrządami, nie mając do dyspozycji ani odpowiedniego kotła do

grzania asfaltu, ani polewaczek, dlatego podane poniżej daty wydadzą się za wysokie, jednak mam wrażenie, że przy odpowiednim urządzeniu do grzania i rozlewania asfaltu, użyciu lekkiego wałka zamiast dołbn, koszty te znacznie się obniżą.

Powierzchnia zaasfaltowana wynosi 256 m<sup>2</sup>. Do asfaltowania użyto:

Grysu bazaltowego gr. 22—27 mm z Niedźwiedziej Góry pod Krzeszowicami 15.5 t po 16.7 zł. . . . .	258.85 zł.
Grysiu 5—8 mm z kamieniołomu j. w. 5.88 t po 18.9 zł. . . . .	111.13 „
Dowóz koleją z Krzeszowic do Jasła 21.38 t . . . . .	171.04 „
Wyładowanie grysu na dworcu kol. w Jaśle i dowóz do mostu . . . . .	31.85 „
Robocizna (7 robotn. przez 3 dni) . . . . .	70.28 „
Opał pod kotłami . . . . .	25.00 „
Drobne jak miotły, szczotki i t. p. . . . .	24.00 „
Wartość asfaltu (Firma udzieliła bezpłatnie)	
Użyto 2063 kg po 24 gr. . . . .	495.12 „
Dowóz z dworca kol. w Jaśle do mostu . . . . .	40.02 „
razem . . . . .	1227.29 zł.

zatem na metr kwadratowy powłoki wypada 4.79 zł.

Wypróbowane przezemnie asfaltowanie pomostów drewnianych, wprowadza znaczne zaoszczędzenie kosztów w budowie mostów, bowiem wystarczy pomost z miękkiego drzewa z brusów odpowiedniej grubości, powleczony warstwą asfaltotłuczniową. Pomost taki nie będąc ciągle zawilgaczany wytrzyma znacznie dłużej a również części konstrukcji mostu przykryte szczelnym pomostem dłużej będą się konserwowały.

Inż. Marja Kubaszewska.

## „W sprawie metody spawania“.

Odpowiedź na artykuł pod powyższym tytułem w *Czasop. Techn.* Nr. 3 z 1931 r.

W krytyce mego artykułu p. t. „Rozwój metody spawania we Francji“ (*Czasop. Techn.* Nr. 18, 1930 r.), wyrażonej p. t. „W sprawie metody spawania“ (*C. T.* Nr. 3, str. 47, 1931 r.) p. inż. E. Nagelbergowi zdaje się, że moje wnioski są wynikiem zaznajomienia się szczegółowego jedynie z urządzeniami dla prądu zmiennego, a więc i ograniczenie się do korzystania z doświadczeń ludzi, zajmujących się tą metodą, a częściowo może nawet wytwórców odnośnych urządzeń; jeżeli nie czynię analogicznego zarzutu p. inż. Nagelbergowi w stosunku do urządzeń na prąd stały, to tylko dlatego, iż łaskawie udzielone mi łąny niniejszego pisma nie są na to odpowiednim miejscem.

Pozatem gdyby Sz. Autor znał urządzenia do spawania prądem stałym, wyrabiane we Francji, to nie napisalby, że we Francji „prawdopodobnie“ spawanie prądem zmiennym znalazło szerokie zastosowanie tylko dlatego, że specjalne i normalnie chronione patentami konstrukcje zespołów do spawania prądem stałym są budowane przez inne kraje, a na drugim miejscu Niemcy. I jeżeli francuskie urządzenia do spawania nie cieszą się najlepszą opinią, ustępując wyrobom amerykańskim i angielskim, to urządzenia niemieckie wśród sfer fachowych mają opinię najgorszą.

Wracając do meritum sprawy t. j. do rodzaju prądu, stosowanego przy spawaniu, to należy przyznać, iż tylu jest zwolenników prądu zmiennego, co i stałego, których artykuły i prace dałyby się zebrać w olbrzymie tomy i przytaczanie wszystkich za i przeciw sprowadziłoby dyskusję na znacznie szersze tory, niż to pozwalają gościnne łąny niniejszego pisma (a w danym razie nie „wystarczy wskazać na wyniki badania Grauerta“). Jednakże nie ulega wątpliwości, że za-

równo spawanie prądem zmiennym, jak i prądem stałym jest stosowane do bardzo poważnych konstrukcyj, dając spciny jednakowo wytrzymałe, o ile były one dobrze wykonane. Największą uwagę zwraca się na wykonanie i elektrody, a nie na rodzaj prądu. Jeżeli doszłam w artykule swoim do wniosku, że należy stosować, o ile to tylko jest możliwe, prąd zmienny, to przedewszystkiem ze względu na stronę ekonomiczną. I rzeczywiście prąd zmienny jest powszechnie stosowany w przemyśle i przez łatwość transformowania go jest najtańszem źródłem energii elektrycznej.

Co się zaś tyczy trudności, stawianych przez elektrownie przy włączaniu do sieci urządzeń jednofazowych, to zostają one usunięte przez opisany przeze mnie transformator „Sandwich“ (nie motor, jak mylnie wydrukowano w moim artykule). Sz. Autor zgodzi się chyba ze mną, iż rozwiązanie to jest bardzo interesujące nie tylko z punktu widzenia elektrotechnicznego, ale i spawania. Bowiem dwie elektrody, topiące się jednocześnie, nie są wadą tego systemu, lecz zaletą, gdyż osiąga się dwukrotnie większą ilość stopionego metalu w jednostce czasu. Jeżeli ktoś nie chce spawać podwójną elektrodą, może elektrody rozdzielić i zatrudnić dwóch spawaczy z tego samego aparatu.

Nie rozumiem, dlaczego Sz. Autorowi przeszkadza kontakt na masce? Przecież umieszczenie przerywacza na masce ułatwia spawaczowi pracę, a nie utrudnia, bowiem wyłączając prąd w czasie zamiany elektrod, krótkich przerw i t. p. zabezpiecza siebie i aparaturę przed dostaniem się w obwód elektryczny. Pozatem wyjaśniam, że przy użyciu podwójnych elektrod łuk jest bardziej stały, niż przy użyciu elektrod pojedynczych. W sprawie wspomnianych przez Sz. Autora naprawach kotłów i zbiorników drutem gołym, to

należy zaznaczyć, że spawanie drutem gołym jest niedopuszczone przez Dozór Kotłowy. Pozatem najnowszy projekt przepisów, dotyczących się wykonywania konstrukcji żelaznych spawanych, wyraźnie zabrania używania drutów gołych, które nie zabezpieczają od utleniania się stopionego metalu. („Spawanie i Cięcie Metali“, Nr. 7, 1931 r.). W tej sprawie odsyłam Sz. Autora do artykułu p. inż. Biernackiego p. t. „Spawanie w atmosferze gazów redukujących“, umieszczonym w mies. „Spawanie i Cięcie Metali“, Nr. 1, gdzie autor podaje cały szereg rozwiązań, mających na celu ochronę stopionego i rozgrzanego metalu przed utlenianiem i zbyt szybkim stygnięciem. A więc stosowanie elektrod powlekanych jest koniecznym, niezależnie od rodzaju prądu ze względu tylko na jakość spoiny.

Co się tyczy własności prądu stałego, polegającej na wydzielaniu się około dwukrotnej ilości ciepła przy biegunie dodatnim, to zjawisko to nie jest zaletą, lecz własnością, bowiem i przy prądzie zmiennym, dobierając odpowiednie elektrody w zależności od grubości blach uzyskuje się dobre spawanie. A co to jest głębokość wtopienia, która przy prądzie stałym według Sz. Autora ma być większa, niż przy prądzie zmiennym? Jak głęboko n. p. należy wtopić szew w materiał przy spoinach kątowych, krawędziowych i t. p.?

Głębokość wtopienia można przecież regulować szybkością posuwu, a przy wszelkiego rodzaju nakładaniach głębokość wtopienia powinna być jaknajmniejsza. W pew-

nych więc wypadkach zupełnie zbytecznym jest intensywniejsze nagrzewanie przedmiotu spawanego.

Długość łuku winna być jaknajmniejsza; zależy to od wprawy spawacza, nie zaś od rodzaju prądu. W rzeczywistości łuk z powodu drgania ręki spawacza ma różną długość, jednakże maksymalna jego długość jest określona przez maksymalne napięcie pomiędzy biegunami. Sz. Autor nie słusznie rozróżnia, iż 60—80 V. nie jest potrzebne do zapalania, lecz dla uniknięcia zbyt częstego urywania się łuku. Właśnie przy zapalaniu spawacz najczęściej urywa łuk i dlatego w praktyce przyjął się ten termin: „do zapalania“, chociaż w rzeczywistości chodzi o uniknięcie przerywania łuku.

Sz. Autor nie zrozumiał mnie, gdy mówię, iż 110 V. stanowi granicę, do której można stosować regulację oporową, gdyż przy wyższym napięciu w sieci straty te będą jeszcze większe. Zgadzam się z Sz. Autorem, iż w dobie najdalej posuniętej racjonalizacji instalacji na prąd stały o regulacji oporowej, jako dające olbrzymie straty, winny być bezwzględnie odrzucone. A ponieważ prąd zmienny daje się łatwo regulować za pomocą transformatorów elektrycznych, które są znacznie tańsze od zespołów przetwórczych obrotowych i ze względu na przyczyny wyżej wyszczególnione, przeto, niestety, nie mogę zmienić swojej konkluzji, iż należy stosować prąd zmienny, o ile to jest tylko możliwe.

## Wiadomości z literatury technicznej.

### Budownictwo wodne.

— **Śluza komorowa pod Anderton na kanale Śródlądowym** w Niemczech (w pobliżu Hanoweru) (śluzia bliźniacza, odstęp komór 44·20 m, spad 15 m, długość użyteczna komór 225 m, szerokość 12 m, wysokość wolnego przejazdu w przesklepionej głowie dolnej 4,50 m, głębokość wody na progu 3 m, 4 zbiorniki oszczędności, rozłożone po obu stronach, zaoszczędzenie wody ponad 70%) kosztowała 20 milionów marek = 42·5 miliona złotych. Koszta te rozkładają się na poszczególne kategorie robót następująco: Wykopy 1·7 milj. mk. mury 14·7 milj. mk., reszta robót 3·6 milj. mk. (*Annales des travaux publics de Belgique* 1931/II).

— **O przegrodzie Hoovera w Boulder Cañon rzeki Colorado** zamieszcza prof. Ludin w *Wasserkraft und Wasserwirtschaft* (zeszyt 14/1931) artykuł, stwierdzając, że pierwszym wrażeniem jakie się odnosi z tego projektu są olbrzymie rozmiary budowli.

Przegroda będzie miała 223 m wysokości, a 200 m grubości u spodu. Zbiornik wodny, stanowiący największe sztuczne



Przegroda Hoovera.

jezioro świata, będzie miał długość 175 km, głębokość 179 m, pojemność 36·3 km<sup>3</sup>. Celem zbiornika jest ujęcie największej wielkiej wody rzeki, nawodnienie 8090 km<sup>2</sup> i zaopatrzenie we

wodę kilku milionów ludności miejskiej, m. i. Los Angeles. Największy kanał nawadniający będzie miał 61 m szerokości, 6·7 m głębokości i przepływ 425 m<sup>3</sup>/sek-

Wodociąg dla Los Angeles i miast sąsiednich, będzie miał 440 km długości; woda podnoszona będzie o 465 m, celem przekroczenia grzbietu Sierra Nevada. U spodu przegrody, po jej stronie dolnej stanie zakład o sile wodnej, o stałej mocy 485.000 kW (rocznie 4 miliardy kWh), a przy wielkiej wodzie czasowo znacznie więcej.

Przegroda ma 360 m długości w koronie, a założona jest w łuku o promieniu 152 m w koronie. Obliczono ją według teorii Rittera, uwzględniającej równocześnie działanie łuku i ciężaru. Wykonana będzie nie z betonu lanego, lecz „względnie suchego“, przyczem wykonanie ma być nader staranne i stosunkowo powolne. Całość składa się z bloków 15 × 15 m<sup>2</sup>, zazębiających się o siebie, przyczem, celem uniknięcia nadmiernej zwyczajki temperatury, masy betonu mają być chłodzone sztucznie, do czego służyć ma 240 km rur dwucalowych. Beton ma mieć po 28 dniach wytrzymałość kostki 180 kg/cm<sup>2</sup>; największe ciśnienie w fundamencie obliczono na 29 kg/cm<sup>2</sup>.

Wykonanie przegrody nastąpi przez odgrodenie miejsca budowy dwiema groblami, przegradzającymi poprzecznie jar (cañon); groble te są same już wielkimi budowlami o 24 m wysokości i 21 m szerokości w koronie. Odprowadzenie wody nastąpi za pomocą 4 sztolni o przekroju kolistym i średnicy 15·25 m.

Zakład o sile wodnej, oparty o dolną ścianę przegrody, składa się, jak widać z rysunku, z części środkowej i dwu skrzydeł, tworzących literę U; wodę doprowadzają sztolnie pod ciśnieniem, posiadające upusty stokowe, widoczne również na rysunku. Dla celów budowy wykonano 11·6 km kolei i 11 km drogi. Dla pracowników, z powodu, że budowa odbywa się w miejscu odległym i pustym, założono osobne miasto na 3000 głów, z salami zebrania towarzyskich, wykładowemi, parkami, placami sportowymi, szerokimi asfaltowymi ulicami, wodociągami, etc., kosztem 2 milj. dol.

Budowę prowadzi się w przedsiębiorstwie, aby jednak uniknąć podrażającego momentu ryzyka, obejmuje to ryzyko za budowę państwo, po wykonaniu sztolni dla odprowadzenia wielkiej wody, nadto państwo dostarcza wszystkich materiałów sztucznie wytwarzanych (cement, stal itp.).

Całkowite koszta wyniosą 200 milionów dolarów; budowę rozpoczęto 15 maja tego roku, ukończenie przewidziane według programu na 1 maja 1938 r.

Dr. M. M.

## Budownictwo.

— **O wstrząśnieniach budowli** pisze Dr. Tillmann w *Mitteil. d. städt. Prüf. Wien* (2/1931 str. 36). Przyczyną wstrząśnień są albo maszyny, znajdujące się w budynku albo też ruch aut i wozów na ulicy. Teoretyczne obliczenie wstrząśnień jest bardzo trudne, dlatego w urzędzie budownictwa wiedeńskim odnośno referent specjalny posługuje się pomiarem wstrząśnień pionowych i poziomych, z których po obliczeniu wyciąga odnośne wnioski. Posługuje się on sejsmografem budowlanym Spindlera i Hoyera (Gentynga). Przyrząd umieszcza na bloku ciężkiej masy, która nie wykazuje wstrząśnień a część jego pisząca łączy z częściami budowli, których wstrząśnienia chce ustalić. Wykres otrzymuje powiększony 70 do 80 razy, co jednak jest jeszcze za małą i trzeba go jeszcze fotograficznie powiększyć 10 do 20 razy.

Okazało się, że na szkodliwość wstrząśnień wpływa nie tak wychylenie jak częstotliwość i przyspieszenie wstrząśnień. Na podstawie tych wykresów da się obliczyć dodatkowa siła dynamiczna do ciężaru stałego. Najniekorzystniej przedstawia się tu podszwa fundamentu. Autor proponuje w takich razach zmniejszyć naprężenie dopuszczalne dla obciążenia statycznego o połowę.

Autor proponuje następujące zarządzenia:

I, Przy wstrząśnieniach spowodowanych maszynami.

a) Możliwie dokładne odłączenie fundamentów maszyn od budynku.

b) Podkładanie pod maszyny warstw zmniejszających wstrząśnienia (korfund, szczególnie drzewo korkowe).

II. Przy wstrząśnieniach wskutek ruchu.

a) Przy domach starszych, których się jednak jeszcze nie rozbiera, przeniesienie ruchu w inne ulice.

b) We wszystkich innych wypadkach wykonanie możliwie gładkiej nawierzchni (asfaltowej, betonowej).

Dr. M. Thullie.

## Mosty.

— **Mosty żelbetowe w województwie warszawskim** opisuje inż. Ludwik Hempel w *Cemencie* (1931 str. 195). Ze względu na nizinny charakter terenu i rzek wysokość konstrukcyjna musiała być niska, a ze względu na niepewny grunt budowlany wyłączone musiały być ustroje statycznie niewyznaczalne. Dlatego dla rozpiętości trochę większych zastosowano przeważnie łuki żelbetowe dwuprzegubowe ze ściętnem poziomem i pomostem zawieszonym. Autor opisuje most taki na Łydyni w Ciechanowie o rozpiętości w świetle 28 m, na Bzurze w Łowiczu trzy przęsła po 31·16 m, na Utracie pod Błoniem rozpiętość w świetle 36 m, teoretyczna 37·4 m, na Świdrze w Woli Karczewskiej ( $l=26$  m). Niezwykle zakotwienie ściętna składającego się z dwu ijówek widzimy przy moście na Utracie. Most na Ochni w Kutnie ma belki ciągle trójprzęsłowe a most na Wkrze w Radzanowie ma belki ciągle przegubowe pięcioprzęsłowe. Rozpiętości są po 16 m, belki wiszące po 8 m.

— **Przepisy ministerjalne austriackie o mostach żelbetowych drogowych** z r. 1929 podaje *Zeit. d. österr. Ing. u. Arch. Ver.* (1929, str. 493). Płyty o rozp.  $l$ , nadsypce  $z$ , szerokości koła  $s$ , obliczać należy przy obciążeniu w środku płyty dla szerokości  $b_1=10+2z$ , względnie  $b_1=s+2z$ , albo  $b_1=2/3 l \leq 2$  m. Przy obciążeniu na podporze przyjmujemy  $b_2=10+2z$ , względnie  $b_2=s+2z$ , albo  $b_2=1/2 l \leq 1\cdot0$  m. Przyjąć należy większą szerokość.

Naprężenia dopuszczalne oblicza się wedle wytrzymałości kostkowej po 28 dniach  $W_{b,28}$  betonu takiego jak w budowlu i  $W_{c,28}$  betonu ubijanego wilgotnego.

Wytrzymałości kostkowe muszą wynosić:

1. przy użyciu cementu portlandzkiego .  $W_{c,28} \geq 250 \text{ kg/cm}^2$   
i oprócz tego . . . . .  $W_{b,28} \geq 150$  "
2. przy użyciu cementu portl. wcześniej wytr.  $W_{c,28} \geq 300$  "  
a oprócz tego . . . . .  $W_{b,28} \geq 180$  "

Ciśnienie osiowe. Częściowe obciążenie przy ciosach

podporowych, przegubach. Jeżeli cała powierzchnia  $F$ , obciążona  $F_0$ , naprężenie dopuszczalne pow. obciążonej  $\sigma_1 = \sigma \sqrt[3]{\frac{F}{F_0}}$ .

Wytrzym. kost. betonu

$\sigma$  napr. dop. słupów bez wybocz.  $\text{kg/cm}^2$

1. Cement portlandzki:  
 $W_{c,28} \geq 250$  i  $W_{b,28} \geq 150 \text{ kg/cm}^2$  . . . . . 35
2. Cem. portl. szybko wytrzymały:  
 $W_{c,28} \geq 300$  i  $W_{b,28} \geq 180$  . . . . . 40
3. Za zezwol. minist.:

$$W_{b,28} = \nu \sigma_{\text{dop.}} \text{ i } W_{c,28} \geq 350 \text{ kg/m}^2 . . . . . \sigma_{\text{dop.}} = \frac{W_{b,28}}{45}$$

jednak  $< 45 \text{ kg/cm}^2$

Zginanie.

a) przekroje prostokątne najw. 50 cm wysokie, belki teowe 50 m wys., które nie niosą poprzecznie ani podłużnic. Dla ram, łuków i słupów ramowych przy oblicz. dokładnem, obciążeniu najniekorzystniejszym i uwzględnieniu wszystkich wpływów;

b) płyty najm. 30 cm grube, mimośrodkowo obciążone słupy i inne dźwigary, nie podpadające pod a);

c) płyty mniej niż 30 cm grube, podłużnice i poprzecznice.

Dla  $a$  należy przyjąć na pasek 2·5 m gruby siłę hamowania 30% ciężaru.

Dla  $a$  i  $b$  przy obliczeniu  $M$  i  $Q$  przyjąć należy współczynnik wstrząśnień od 6 do 50%, jeżeli  $\frac{g}{p}$  zmienia się od 5 do 0.

W  $c$  uwzględniono już współczynnik wstrząśnień.

Naprężenie dopuszczalne przy zginaniu:

Wytrzym. kostkowa betonu . . . . . naprężenie dopuszczalne w  $\text{kg/cm}^2$

- |  | a                          | b                          | c                          |
|--|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| 1. Cement portlandzki:<br>$W_{c,28} \geq 250 \text{ kg/cm}^2$ i $W_{b,28} \geq 150 \text{ kg/cm}^2$                                | 50                         | 40                         | 35                         |
| 2. Cement portl. szybko wytrzymały:<br>$W_{c,28} \geq 300 \text{ kg/cm}^2$ i $W_{b,28} \geq 180 \text{ kg/cm}^2$                   | 60                         | 50                         | 40                         |
| 3. Za zezwoleniem ministerstwa:<br>$W_{b,28} \geq \nu \sigma_{\text{dop.}} \text{ i } W_{c,28} \geq 350 \text{ kg/cm}^2$ . . . . . | $\frac{W_{b,28}}{3\cdot0}$ | $\frac{W_{b,28}}{3\cdot5}$ | $\frac{W_{b,28}}{4\cdot5}$ |
|  | najwięcej                  |                            |                            |
|  | 70                         | 60                         | 45                         |
| 4. Stal $St_{37}$ . . . . .  | 1200                       | 1000                       | 900                        |
| 5. Stal przy gran. ciastowatości najm. $3000 \text{ kg/cm}^2$ w połączeniu z betonem 2 lub 3 za zezwoleniem ministerstwa . . . . . | 1500                       | 1250                       | 1100                       |

Naprężenie na ścinanie przy cemencie portl. . . . . 4  $\text{kg/cm}^2$

Przy cem. port. szybko wytrzymałym . . . . . 5·5 "

Naprężenie przyczepne . . . . . 5 "

Dr. M. Thullie.

## Koleje.

— **Lekkie metale w kolejnictwie.** W ostatnich latach przeszło się okres prób co do używania lekkich metali w kolejnictwie i rozpoczęto używanie ich w praktyce do budowy wagonów. Obniżenie wagi wagonów kolejowych obniża nie tylko kosztu ruchu, względnie zużycia prądu, ale i zużycia nawierzchni.

Szczególnie w Stanach Zjednoczonych poświęcono temu przedmiotowi baczna uwagę, a przez 10 towarzystw przeprowadzone próby dowiodły, że przy użyciu lekkich metali do budowy wagonów obniża się ich waga o 33%, a zużycie prądu o 38·3%. Nadto umniejsza się w czasie jazdy tych wagonów hałas turkotu, dlatego nazwano je w Stanach Zjednoczonych „hoiseless“ t. j. bezhałaśne.

W Niemczech debatuje się nad tą sprawą bardzo szczegółowo, a na jubileuszowy zjazd niemieckich inżynierów kolejowych 28 czerwca zapowiedzieli swoje wykłady o tem dr. inż. Reuleaux, dr. Thomas i dr. inż. Schmidt. (*Die Gleistechnik* zesz. 12, 15/6 1931).

— Dwutorowa rozbudowa syberyjskiej linii głównej. W kwietniu 1930 przez rząd sowieków zarządzono ułożenie toru drugiego na niektórych częściach syberyjskiej linii głównej Omsk-Czelabińsk-Samara-Rusajewka i Swadłowski-Wjatka-Kotelnicz stanowi jedno z najważniejszych zarządzeń, mających na celu udoskonalenie połączenia Rosji Europejskiej z Uralem i Syberją. Roboty mają być ukończone w październiku 1931, tymczasem z robót przewidzianych na rok 1930 wykonano zaledwie 25%.

Właśnie wyżej wspomniane szlaki mają wielkie znaczenie dla wywozu zboża syberyjskiego i trzeba się z tem liczyć, że przy nieterminowym ukończeniu robót utknie się na większych trudnościach transportowych aniżeli w latach poprzednich i to na najważniejszych punktach węzłowych: Czelabińsk i Tjumen. Syberyjska linja główna tworzy jedyne połączenie Kusneckiego rewiru węglowego z Uralskimi kopalniami rud i hutami. Ponieważ w Rosji jest wielkie zapotrzebowanie drzewa do planowej rozbudowy floty, kolej syberyjska nie podola jego dowozowi z Syberji i Altaju. (*Verkehrstechnische Woche* zesz. 13 z 1/4 1931).

— Koleje Unji południowo-afrykańskiej z końcem marca 1930 r. Drogi żelazne południowej Afryki, ujętej w Unję, obejmują Kaplandję, Transwał, Oranje, Natal i były południowo-zachodnie kolonie niemieckie. Zaslugują one na szczególną uwagę ze względu na swoje ekonomiczne znaczenie i pewnego rodzaju odrębność pod względem technicznym.

Wielkie te obszary państwowe nie posiadają rzek spławnych, kanałów, a nawet wybitnych gościńców. Pierwotna komunikacja odbywała się tam za pomocą wozów, ciągniętych przez woły, toż nic dziwnego, że koleje stały się tu czynnikiem bezkonkurencyjnym — rozporządzającym odpowiednimi środkami pieniężnymi.

Obfite pokłady węgla, djamentów, złota, rozwinięte gospodarstwo rolne, ogrodowe, hodowla bydła tworzą tu bogactwo krajowe, za którym kroczy i rozwój przemysłu.

Pierwsze linje kolejowe budowano w Kaplandji o szerokości toru  $4\text{ ft } 8\frac{1}{2}\text{ in}$  (1.435 m). Ponieważ jednak od wybrzeży morskich Kapstadt i Durbanu teren na krótkich odległościach wznosi się do wysokości 4000 do 6000 ft w głąb kraju, okazało się rzeczą nieekonomiczną i technicznie utrudnioną pokonanie trasą kolejową szerokości europejskiej piętrzących się trudności, utworzono więc mniejszy prześwit własny S. z. kaplandzki o szerokości  $3\text{ ft } 6\text{ in}$  (1067 m), przy którym są możliwe ostrzejsze łuki i spadki, a szybkość jazdy dla pociągów pospiesznych  $57.6\text{ km/g}$  jest do osiągnięcia. Z czasem przebudowano i istniejące już koleje o prześwicie europejskim na kaplandzki, który opanował całą południową Afrykę. Prześwit ten stanowi zasadniczą cechę kolei Unji i za nim poszła cała techniczna strona urządzeń tych kolei.

Długość sieci kolejowej Unji afrykańskiej wynosiła w r. 1865 — 68 mil, w r. 1885 wzrosła do 1820 mil wskutek odkrycia pól djamentowych pod Kimberley, w r. 1895 do 3529 mil głównie z powodu odkrycia pokładów złota w Witmatersrand. W r. 1910 w chwili powstania Unji było 7575 mil, w r. 1924 po zajęciu 1331 mil kolonii niemieckich 11.750 mil. Z końcem marca 1930 długość sieci kolei państwowych wynosiła 12.873 mil. Oprócz tego pod zarządem państwowym zostawało jeszcze 684 mil kolei prywatnych.

Dla lepszej orientacji podaję: 1 inch = 2.54 cm, 1 foot = 0.305 m, 1 yard = 0.914 m, 1 mila = 1669 km, 1 square mila = 2.59 km<sup>2</sup>, 1 ton = 1016 kg.

Z całej długości 12.872.65 mil przypada na Kaplandję 5093.33 mil, na Transwał 3281.14 mil, na państwo Oranje 1594.77 mil, na Natal 1472.24, a były kolonie niemieckie 1430.77 mil. W budowie znajduje się 250 mil nowych kolei. Od czasu utworzenia Unji wzrosła sieć kolei o 5883.64 mil.

Najważniejsze mosty musiały być w ostatnich latach wskutek wzmożenia się ruchu i rozrostu obciążenia wzmocnione lub przebudowane. Najdłuższy z nich przy Upington na szlaku Prieska-Kalkfontain liczy 2974 ft. Na szlaku Elisabeth-Avantour jest most stalowy 692 ft długi a 254 ft wysoki, na szlaku

Grahamstown-Port Alfred 230 ft długi 176 ft wysoki. Most Gouritz River posiada światło 423 ft a wysoki 202 ft nad korytem rzeki.

Najdłuższy tunel liczy 1001 jardów między Durbanem a Pietermaritzburgiem. Na tym szlaku jest więcej tuneli, a niektóre z nich dochodzą do poprzednio wymienionej długości. Od czasu powstania Unji wybudowano nowych 38 tuneli.

Nawierzchnię tworzą szyny o wadze 40 do 100 lb na jard, a to zależy od tego czy linja jest pierwszo- drugorzędna lub dojazdowa. Na długości 6251 mil są szyny o wadze  $59=61\text{ lb/yard}$ . Zapowiedziany jest znaczny wzrost ciężaru szyn przy następnych wymiarach. — Podkłady są wytworzone z australskiego drzewa „jarral”. Przeprowadza się próby z innymi sortami drzewa, krajowe podkłady z drewna muszą być napawane kreozotem lub innymi silnymi środkami. W okolicach, gdzie występują białe mrówki, używa się podkładów stalowych.

Szczególne warunki na kolejach południowo-afrykańskich, gdzie trasa od wybrzeży morskich wkraczać musi na znaczne wysokości przy ostrych łukach, stromych spadkach i wielkim ruchu, dawała inżynierom wiele sposobności do rozwiązywania trudnych zadań przy budowie pojazdów. Prześwit Kaplandzki niedozwalał na naśladowanie już istniejących typów, gdyż nie było go nigdzie na ziemi. Parowozy i wagony musiały być niejako samodzielnie konstruowane, z czego wywiązali się tamtejsi inżynierowie doskonale. Na przyszłość przewidziane jest tam obciążenie osi 22 t. — Z końcem marca 1930 było w użyciu 2262 parowozów i 95 lokomotyw elektrycznych. Wagonów osobowych było 3793 włącznie z sypialniami i restauracyjnymi. Szerokość tych wozów dochodzi do  $8\text{ ft } 9\text{ in}$ , a długości 63 ft. Wagonów towarowych liczone 38692, w tem specjalne wagony do przewozu djamentów i złota z safesami. Także i wozy motorowe są w użyciu, ostatnio liczone ich 427 w tem 47 osobowych, 291 osobowo-towarowych i 89 towarowych.

Naczelna władza nad kolejami spoczywa w ręku ministra kolei i portów, jemu podlega generalny dyrektor, osiadły w Johannesburgu, gdy jego podwładny szef działu mechanicznego ma siedzibę w Pretorji. Generalnemu dyrektorowi podlegają 5 dywizji z 10-ma dyrekcjami ruchu. Najmniejsza z nich liczy 726 mil, największa 1755 mil. (*Archiv für Eisenbahnwesen* 3/1931).  
Inż. A. W. Krüger.

## Ruch samochodowy.

— Wypadki w ruchu samochodowym Wielkiej Brytanji. Ze statystyki Ministerstwa spraw wewnętrznych wynika, że w roku 1930 niemniej jak 185.200 osób uległo przypadkowi w ruchu drogowym. Wypadków śmiertelnych było 7305, daje to przeciętnie 20 osób dziennie zabitych, a 500 ranionych. Wedle rodzaju pojazdów daje obraz wypadków następujące zestawienie:

Pojazd	zabitych		ranionych	
	1930	1929	1930	1929
Samochody prywatne . . . . .	1.882	1.875	55.548	53.187
Koła motorowe łącznie z przyczepkami bocznymi . . . . .	2.054	1.811	49.064	47.507
Omnibusy wszelkiego rodzaju . . . . .	938	793	11.332	10.860
Samochody ciężarowe wszelkiego rodzaju . . . . .	1.402	1.341	21.541	19.607

Uderza tu ogromna ilość nieszczęśliwych wypadków, nawet śmiertelnych przy kołach motorowych.

W stosunku do roku poprzedniego wzrosła ilość wypadków o 609 zabitych i 6078 rannych. W samym okręgu wielkiego Londynu było wypadków śmiertelnych 1398, a zranień 55.827.

Cyfry powyższe dają bardzo wiele do myślenia, ilość zabitych odpowiada 1 : 5000 ludności Brytanji. Rezultaty statystyki przyjmuje ludność i prasa ze stoicyzmem do wiadomości. Ilość całoroczna wypadków nieszczęśliwych na kolejach stanowi zaledwie cząstkę znikomą tego, co się dzieje przez kilka dni na gościńcach. Najdrobniejszy nieszczęśliwy przypa-

dek wywołuje wielkie poruszenie, gdy nieszczęścia przy samochodach traktuje się bagatelizująco. (*Verkehrstechnische Woche* 20/1931).  
Inż. A. W. Krüger.

### Gospodarka energetyczna.

— **Anglja.** Trzeci rocznik „Central Electricity Board“, który wyszedł z pod prasy w kwietniu b. r. podkreśla wzrost produkcji prądu elektrycznego w Anglii w roku 1930 o 5% w stosunku do roku 1929; gdy w dwóch innych krajach o wybitnej produkcji prądu elektr., mianowicie w Ameryce (St. Zj.) i w Niemczech dało się odczuć zmniejszenie tej produkcji dochodzące do kilkunastu od sta w tym samym czasie.

W Anglii wyprodukowano w roku 1929 — 10,29 miliardów *KWG* a w roku 1930 — 10,87 miliardów *KWG*.

Sprawozdanie wstępne wymienionego rocznika zaznacza również, że plany elektryfikacyjne dla przeważnej części okręgów Wielkiej Brytanji, zostały już ukończone i przez władze zatwierdzone. Wartość — do końca 1930 — udzielonych i tylko angielskim firmom do budowy przekazanych koncesji, wynosi 18,3 miliona funtów angielskich.

W sprawozdaniu tem, oceniono również aproksymatywnie, oszczędność uzyskaną wskutek działalności Organizacji „Central Electricity Board“, która wynosi około 1,000.000 funtów ang. a spowodowaną została racjonalniejszym wykorzystaniem zakładów produkujących energję elektryczną.

— **Zjazd przedstawicieli kartelu żarówek** w Londynie w maju b. r. postanowił przedłużyć umowę kartelową z roku 1924 a ważną do 1 stycznia 1933 o dalszych 20 lat t. j. do dnia 1 stycznia 1953. Kartel ten reguluje wywóz kontyngentu żarówek z oznaczeniem cen jednostkowych i obowiązuje wszystkie firmy przemysłowe i handlowe będące członkami kartelu.

— **Niemcy.** (*Wochenschrift d. Deutschen Gesell. für Bauwesen*, maj 1931). Spadek produkcji prądu elektr. Niemieckie Państw. Biuro Statystyczne ogłasza cyfry spadku zapotrzebowania i produkcji prądu elektrycznego w latach ostatnich. Spadek ten obejmuje tak prywatny przemysł konsumentów t. j. gospodarstwa domowe i prywatny przemysł jak i konsumentów publicznych t. j. rząd i autonomje. Według tej statystyki spadek ten wynosi między rokiem 1930 a 1931 około 13% a w szczególności przedstawia się następująco:

a) konsumpcja w procentach

	1930	1931
styczeń . . . . .	107,77	87,26
luty . . . . .	108,62	86,78
marzec . . . . .	104,91	87,31

b) produkcja największych 122 elektrowni wynosiła w miliardach *KWG*:

w latach	1927	1928	1929	1930	1931
styczniu	1,0	1,2	1,4	1,6	1,4
lutym	0,9	1,1	1,3	1,4	1,2
marcu	1,0	1,2	1,3	1,4	1,3
razem	2,9	3,5	4,0	4,4	3,9

— **Finlandja.** (*Wirtschaft. Beil. d. V. D. I. Nachr.* z czerwca 1931). Rząd fiński rozpatruje obecnie projekt elektryfikacji i uprzemysłowienia kraju przedłożony i finansowany przez Tow. „Sofina“. Projekt ten w pierwszej swej części uwzględnia stu procentowe podwyższenie produkcji największego fińskiego zakładu wodnego „Imatra“, a w drugiej, dalszą rozbudowę sił wodnych. Równolegle i w związku z tą rozbudową opracowano projekt uprzemysłowienia kraju i zużytkowania mających powstać zakładów o sile wodnej. Kapitał inwestycyjny wyniesie tu około 250 milionów zł., moc uzyskana ponad 800.000 KM a roczną wartość produkcji tych zakładów obliczono na 170 milj. zł. Dla orjentacji przypomina się, że z końcem roku 1928 posiadała Finlandja 783 czynnych zakładów elektrycznych o łącznej mocy 365.000 KM i produkcji 651,5 miliona *KWG*.

Państwową elektrownię wodną o mocy 81.000 KM uruchomiono dopiero w roku 1929. Sumaryczną ilość sił wodnych oszacowano we Finlandji na 1,8 milionów KM. Dr. A. P.

### Różne.

**Zarząd Stowarzyszenia Członków Polskich Kongresów Drogowych** ogłasza konkurs na opracowanie podręcznika dla nadzorców dróg. Objętość podręcznika 20—30 arkuszy formatu wielkiej szesnastki. Poziom podręcznika winien być przystosowany do poziomu wykształcenia kandydatów na nadzorców drogowych i do potrzeb ich służby. Przewidziane są nagrody za poszczególne działy podręcznika, których program przewiduje 4, a mianowicie: dwie po 1500 zł., dwie zaś po 1000 zł. Dopuszczalnym jest opracowanie dowolnej ilości działów. Termin konkursu 1 kwietnia 1933. Bliższe szczegóły odnoszące się do programu i warunków konkursu umieszczono w Nr. 13 (za sierpień 1931) „Wiadomości Drogowych“.

**Pierwsza Wystawa Betonowa.** Komitet Organizacyjny I. Polskiego Zjazdu Żelbetników przystąpił do zorganizowania pierwszej w Polsce, a nawet Europie Wystawy Betonowej, poświęconej przedstawieniu w sposób dydaktyczny i handlowy wszystkich gałęzi rodzimego przemysłu, związanych ze stosowaniem cementu względnie betonu.

Ponieważ obecny kryzys gospodarczy nie pozwoliłby większej ilości firm wziąć udziału w Wystawie, stoiska będą przydzielane poszczególnym firmom zupełnie bezpłatnie, co gwarantuje z góry całkowite powodzenie wystawy.

Wystawa ta odbędzie się w dniach 21—23 XI b. r. włącznie w hali wystawowej przy ul. Bagateli 3 w Warszawie.

### BIBLIOGRAFJA.

**Książki nadesłane.** Inż. Stanisław Kruk: „Studjum analityczne zagadnienia mieszkaniowego“. Warszawa 1931. Nakładem autora.

Dr. Stan. Belzecki: „Kilka uwag dotyczących teorii pretów krzywych“. Wydawnictwo Akad. Nauk. Techn. Warszawa 1931.

Dr. Michał Choraży: Charakterystyka fizyko-chemiczna węgla kamiennych na podstawie zdolności chłonięcia pary pirydyny. Warszawa 1931.

Dr. Kazimierz Wóycicki: Wassersprung, Deckwalze und Ausfluss unter einer Schütze. Nakładem Pol. Akademji Nauk Tech. Warszawa 1931.

„Compte rendu des travaux de la III-me Conférence Hydrologique des états Baltiques tenue à Warszawa en Mai 1930“. Nakładem Min. Rob. Publ. Warszawa 1931.

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

**Niedermayer R.** Das afghanische Bewässerungswesen. Breslau 1929. Str. 39. — **Holzappel A.** Graphische Kostenvergleiche von Kanalisationsentwürfen unter Zugrundelegung des Arbeitbedarfes. München 1929. Str. 20. — **Meyer K.** Die Bewegungs- u. Antriebsrichtungen an Schiebetoren für neuzeitliche Schiffsschleusen u. ein Beitrag zur Frage des Bewegungswiderstandes. Berlin 1929. Str. 24. — **Kreutner C.** Herleitung eines neuen Berechnungsverfahrens für den Abfluss an Wehren aus der Geschwindigkeitsverteilung des Wassers über der Wehrkrone. Berlin 1929. Str. 8. — **Otockij P.** Režim podzemnich vod a jeho závislost od ovzdušných činitelů. Praha 1926. Str. 339. — **Powierza B.** Nasze melioracje w roku jubileuszowym 10-lecia niepodległości Rzeczypospolitej Polskiej 1918—1928. Warszawa 1929. Str. 113. — **Rożański A.** Oznaczenie przypływu wielkiej wody w potokach. 1929. Str. 28. — **Kubaszewska M.** Najnowse zdobycze w dziedzinie techniki mostowej. Mosty spawane. Lwów 1929. Str. 17. — **Buswell Shive, Neave.** Bioprecipitation Studies 1921—1927. Urbana 1928. Str. 94. — **Buswell and others.** The Depth of Sewage Filters and the Degree of Purification. Urbana 1928. Str. 100. — **Lehmann, Kelleher and Buswell.** A Study of Factors Affecting the Efficiency and Design of Farm Septic Tanks. Urbana 1928. — **Záruba L.** Statické řešení oblouků a mostních kleneb za působení větru a příčných sil vodorovných. Brno 1927. Str. 48. — **Záruba L.** Působení vetknutých oblouků vetknutých. Brno 1927. Str. 23. — **Záruba L.** Výpočet armovaných průřezů trojúhelníkových v konstrukcích namáhaných ohybem. Brno 1928. Str. 22. — **Záruba L.** Statické řešení vetknutých oblouků za působení vodorovných sil podélných. Brno 1928. Str. 38. — **Pruchnik J.** Postępy prac przy melioracji Polesia-Lwów 1929. Str. 16. — **Przepisy podstawowe o sporządzeniu map wojskowych i opisu wojskowo-geograficznego.** Warszawa 1929. Str. 81. C. d. n.

### Zebrania i odczyty w Towarzystwie.

W dniu 15 września 1931 wygłosił Inż. Jerzy Nechaj odczyt p. t.: „Nowoczesne sposoby tworzenia betonu“.