

GOSPODARKA WODNA

DWUMIESIĘCZNIK

Rok IV

Warszawa, Styczeń — Luty 1938 r.

Nr. 1

Przedruk artykułów i reprodukcja zdjęć bez podania źródła wzbronione

Treść: *Romański E. inż.* Tego się nie da pominąć! — *Dębski K. inż.* Obliczenie przepływu rzek w fazie wylewu. — *Kollis W. inż.* Wpływ zbiornika w Porąbce na żeglowność Wisły według wykonanych doświadczeń. — *Romański E. inż.* Prace Biura Dróg Wodnych. — *Czaderski T. inż.* Specjalny cement portlandzki jako tworzywo w świetle układu konstytucjonalnego. — Z robót wodnych w kraju. — Z literatury technicznej. — Wiadomości gospodarcze i prawne. — Recenzje i krytyki. — Wspomnienia pośmiertne. — Życie techniczne. — Bibliografia.

Sommaire: *Romański E. ing.* On ne peut pas omettre cela! — *Dębski K. ing.* Le calcul du débit des fleuves en période de l'inondation. — *Kollis W. ing.* L'influence du réservoir de Porąbka sur la navigabilité de la Vistule selon les expériences effectuées. — *Romański E. ing.* Les travaux du Bureau des Voies Navigables d'Etat. — *Czaderski T. ing.* Le ciment de Portland de la qualité spéciale et sa structure constitutionnelle. — Les travaux hydrotechniques en Pologne. — Revue des publications techniques. — Informations économiques et juridiques. — Compte — rendu et critique. — Nécrologues. — Chronique. — Bibliographie.

Inż. Edward Romański

Tego się nie da pominąć!

Pomimo naszego długoletniego zaniedbania spraw wodnych i pomimo jeszcze głęboko zakorzenionej tu i cwdzie ignorancji tych najżywniejszych dla naszego Państwa kwestyj, mamy zupełnie wyraźnie zarysowujące się objawy pocieszającej zmiany sytuacji. W sprawie tej, jak i w każdej innej zresztą, przed rozpoczęciem szerokiej akcji praktycznej, należy ze wszech miar dążyć do odpowiedniego psychicznego nastawienia społeczeństwa.

Mówiąc krótko, wiara jest koniecznym warunkiem zwycięstwa. Wiara w żywotność Polski i głębokie przekonanie, że ten żywotny organizm nie może pominąć sprawy, która — poza sprawą bezpośredniej obrony Państwa — musi go najbardziej obchodzić, daje nam możliwość z całą pewnością twierdzić, że sprawa polskich dróg wodnych wraz z uporządkowaniem całokształtu gospodarki wodnej już nie traci na aktualności, a będzie nabierała coraz to większej siły.

W roku 1937 zaobserwowaliśmy bardzo duże zainteresowanie prasy sprawami wodnymi. Były omawiane kwestie regulacji naszych rzek, kwestie budowy portów i kanałów, walki z powodzią, żegluga, melioracji, wykorzystania siły wodnej etc.

W wygłoszonych przy różnych okazjach przemówieniach P. V. Premiera, P. Ministra i V. Ministra Komunikacji zaznacza się właściwa ocena poważnej roli spraw wodnych, w szczególności dróg wodnych i energii wodnej.

P. Poseł J. Dudziński — Referent budżetu Min. Komunikacji w Sejmie — w sposób radykalny i zdecydowany przedstawił Wysokiej Izbie całą

nienormalność obecnego stanu rzeczy, przy którym Polska nadal jeszcze korzysta z droższych środków transportu, natomiast zaniedbuje najtańszy środek powszechnie używany dla masowych przewozów — drogi wodne. Przedstawił w szczegółowych b. logicznych i silnych argumentacjach, w jakim kierunku należałoby iść przy zaprojektowaniu całości sieci komunikacyjnej, stawiając na pierwszym miejscu — na skutek ich specjalnych zalet — drogi wodne.

Kongres inżynierski we Lwowie po wysłuchaniu szeregu referatów wodnych, określił w swoich uchwałach szeroki plan robót wodnych.

Najwybitniejsi specjaliści spraw wodnych — profesorem i inżynierowie — poświęcili w roku 1937 w swoich artykułach, przemówieniach, dyskusjach etc. wiele uwagi sprawom wodnym, w szczególności sprawie regulacji Wisły.

II Zjazd inżynierów służby wodno-komunikacyjnej w swoich uchwałach ponownie poruszył najaktualniejsze sprawy wodne, zwracając uwagę na kwestie regulacji Wisły, niedostatecznego konserwowania budewli wykonanych (wskutek braku kredytów), na uporządkowanie spraw administracji wodnej, na konieczność ciągłych (nieprzerywanych) prac, opartych o wieloletni program.

Również najrozmaitsze grupy i organizacje regionalne — fachowe i polityczne — domagały się zwrócenia uwagi na nieodzowną konieczność rozpoczęcia we właściwej skali robót wodnych.

Pod tym względem wypowiadał się niejednokrotnie Obóz Zjednoczenia Narodowego Okręg we

Lwowie, organizacje techniczne, jak Stow. Gospodarki Wodnej, Stowarzyszenie Techników Polskich, Polskie Tow. Politechniczne we Lwowie oraz Izby Przemysłowo-Handlowe (Warszawa, Gdynia), jak również Zjazd Delegatów Pomorskich Miast Nadwiślańskich etc.

Nigdy dotychczas w Polsce nie wypowiedziano się w sprawie dróg wodnych tak zdecydowanie, jak obecnie.

Protokół np. posiedzenia Izby Przemysłowo-Handlowej w Gdyni, odbytego dnia 9 sierpnia 1937 r., stanowi wprost rewelacyjną i nader ciekawą literaturę dla interesujących się problemami komunikacji. Zebranie było bardzo liczne przy udziale działaczy gospodarczych, społecznych i inżynierów, przy czym obecni byli również przedstawiciele świata hydrotechnicznego stolicy.

Przewodniczący w powitalnym przemówieniu, podając cele i metody pracy Izby, stał na stanowisku, że „konieczność budowy tej magistrali wodnej (czyli Wisły, — uw. autora) dyktuje nam polska gospodarcza racja stanu”.

Wice-Prezes Izby Inż. Alfred Dziedziul w referacie „Zagadnienie komunikacyjne w Polsce” mówi, że „nadszedł czas, ażeby z cywilną odwagą spojrzeć prawdzie w oczy”, oceniając zaś wielkie trudności komunikacyjne i niedostateczne scharmonizowanie różnych środków komunikacji, przychodzi do wniosku, że „jedynym wyjściem z tego błędnego koła może być tylko odciążenie kolei od towarów mało wartościowych, a zatem masowych”, a dalej mówi: „jedynym zaś sposobem odciążenia kolei jest przerzucenie transportu towarów masowych na tańszy środek lokomocji, a mianowicie — drogi wodne”. Kończy wreszcie konkluzją, że „temu postulatowi zadość uczynić może w pierwszym rzędzie regulacja Wisły i usprawnienie żeglugi na całej jej długości oraz budowa magistrali wodnej Mysłowice — Gdynia (Gdańsk)”.

Nie sposób jest przytaczać tu wiele cennych wniosków, które podał w swoim referacie — „Magistrala wodna a taryfy kolejowe, motoryzacja transportu i budowa dróg” p. Jan Zdanowicz, ale trudno się powstrzymać od podania niektórych charakterystycznych uwag.

P. J. Zdanowicz, analizując szczegółowo deficytowe przewozy kolejowe, przychodzi do wniosku, że „jesteśmy za biednym społeczeństwem, ażeby sobie pozwolić na transport stosunkowo tanich towarów tak droгим środkiem lokomocji, jakim jest kolej”.

„Żyjemy w epoce Edisona i Marconi'ego, ale dotychczas nie wynaleziono tańszego środka transportu jak drogi wodne”, mówi dalej p. Zdanowicz.

Dyrektor Izby Dr Józef Kulikowski w swoim referacie — „Magistrala wodna a przyszłość Gdyni i Okręgu Centralnego” — rozważając problem komunikacyjny, przychodzi do wniosku, że uruchomienie komunikacji wodnej śródlądowej posiada pierwszorzędne znaczenie dla podniesienia gospodarczego kraju i, że „największą luką w układzie komunikacyjnym, wiążącym wbrzeże z zapleczem, jest brak uregulowanego szlaku wodnego, prowadzącego ku wybrzeżu”. Przechodząc zaś do Centralnego Okręgu Przemysłowego i analizując korzyści,

które osiągał by ten okręg z obsługujących go dróg wodnych (a przede wszystkim z Wisły), konkluduje, że „budowa magistrali wodnej jest warunkiem pełnego powodzenia Rządu w Jego zamiarze stworzenia C. O. P.”.

Wreszcie Dr Kulikowski rozważa wysiłki naszych sąsiadów w stwarzaniu śródlądowych dróg wodnych, które by łączyły Europę z Czarnym Morzem przez Dunaj (Ren — Men — Dunaj i Odra — Dunaj), zakreślając szerokie perspektywy w rozwoju obrotu towarowego i w przyszłych korzyściach, płynących z tego obrotu dla krajów sąsiadujących, i pobudzając Polskę do podjęcia natychmiastowej akcji w kierunku wykorzystania swoich naturalnych możliwości i obrony swoich interesów gospodarczych.

Niemniej interesujące i głębokie rozważania spraw wodnych widzimy w referatach — p. Juliana Rummla — „Kanał Gdynia — Bydgoszcz” i inż. Stanisława Zawadzkiego — „Magistrala wodna, a czteroletni program inwestycyjny”.

Ten ostatni przytoczył zdania V. Premiera Inż. E. Kwiatkowskiego, b. Ministra prof. M. Matakiewicza, b. Ministra śp. prof. M. Rybczyńskiego i ekspertów Ligi Narodów — w ten sposób, że czytelnik jest zdumiony, — co jest powodem, co się stało, że regulacja Wisły nie jest prowadzona wprost w gwałtownym tempie, żeby odrobić kolosalne zaniedbania naszych dróg wodnych. I dobija nas tym, że projekt ustawy o regulacji Wisły był już raz uchwalony przez Radę Ministrów.

To historyczne w swoim rodzaju — a doniosłe dla sprawy komunikacji wodnej — posiedzenie (raczej zjazd) Izby Przemysłowo-Handlowej w Gdyni zostało zakończone nie mniej interesującą niż referaty dyskusją.

Mógłbym przytoczyć również głębokie uwagi, dotyczące spraw komunikacji wodnych, poczynione przy okazji narad przez wiele innych organizacji i stowarzyszeń.

Wszystko przemawia za tym, że jesteśmy dziś na dobrej drodze, że jest już nie do pomyślenia dalsze odkładanie na szereg lat sprawy uporządkowania naszych szlaków wodnych, a przede wszystkim — Wisły.

Żeby jednak nie zapominać ani na chwilę o naszym dotychczas stałym opóźnieniu w rozpoczęciu robót wodnych na właściwą skalę, zwróćmy oczy na kraje sąsiednie.

Oto Rosja Sowiecka po dokonaniu wielkich dzieł technicznych, jak Dnieprostroj, Wołchowstroj, Swirstroj, Kanał Białomorski, kanał Moskwa — Wołga, przystąpiła do nowych olbrzymich robót wodno-komunikacyjnych, wodno-energetycznych i wodno-melioracyjnych.

Oczywiście, że kolosalne roboty sowieckie nie mogą być dla nas wzorem, gdyż nie mamy tak wielkich obszarów i rzek, a jednak jest zastanawiające olbrzymie tempo robót wodnych w Rosji, pomimo trudnej sytuacji ekonomicznej tego kraju. Dość powiedzieć, że w ciągu 20 lat użeglowniono 100 tys. km rzek, że w pierwszym pięcioleciu wybudowano zakładów wodnych o sumarycznej mocy 1.088.900 kW, zaś w drugim pięcioleciu zaczęto budowę zakładów wodnych o mocy sumarycznej 1.297.600 kW. W ciągu ostatnich kilku lat Moskwa, która dotych-

czas była stolicą ładową, stała się — naskutek robót wodnych — portem pięciu mórz¹⁾).

W zestawieniu z tym ostatnim posunięciem wschodniego sąsiada nasze stanowisko wobec dróg wodnych, nasze zaniedbanie głównego szlaku wodnego Zagłębie — Kraków — Warszawa — Bałtyk jest zupełnie niezrozumiałe.

Państwa zachodnie w szalonym tempie rozbudowując swoje sieci wodne, zaopatrzyły swoje stolice w dogodne wodne połączenia. W porównaniu z obrotem naszych portów rzecznych — z których największy ma zaledwie parę set tysięcy ton obrotu rocznie — jakże inaczej wyglądają takie porty, jak Paryski — z 5 do 6 mil. ton i Berliński — 8,6 mil. ton obrotu.

Jeśli wspominamy o Niemczech, to naprawdę podziwu godna jest tam olbrzymia rozbudowa sieci dróg wodnych. Obroty zaś na rzekach żeglownych i kanałach muszą być dla nas wzorem.

Jak podaje „Zeitschrift für Binnenschiffahrt“ (Nr 9/10 1937 r.), obrót na Odrze osiągnął w roku 1935 — 6,3 mil. ton, na Elbie — 9 mil. ton i na kanale Dortmund — Ems 9,5 mil. ton i wreszcie na Renie — przekroczył zawrotną, jak na nasze stosunki, liczbę 66 mil. ton.

Nawiasem mówiąc — zlewnia Renu jest prawie takiej samej wielkości, jak zlewnia Wisły.

Oczywiście, że Ren jest dawno uregulowany, że okolice są bogate, że transport wodny rozwijał

¹⁾ „Gidrotiechniczskoje stroitelstwo“. 1937 r. nr 11.

się tam dziesiątkami lat i rósł wraz z kolonizacją i uprzemysłowieniem i że pod tym względem może on przodować.

Ale na Wiśle mamy obrót zaledwie 0,5 mil. ton. Rozpiętość jest stanowczo za wielka.

I ta właśnie anomalia napawa nas absolutnym przeświadczeniem, że już w następnym roku musimy przystąpić do regulacji Wisły, i że dalsze jej zaniedbanie było by błędem nie do darowania.

Tyle już pisano w naszych technicznych pismach o różnorodnych korzyściach, które by dała regulacja Wisły, że, opierając się na tych wywodach, na opinii kół przemysłowo-handlowych i technicznych, na opinii publicznej, przechodzimy wprost do rzeczy.

Musimy Wisłę regulować za wszelką cenę i musimy znaleźć na to środki, które nie są za wielkie nawet na nasze skromne możliwości.

Sprawy bowiem dróg wodnych w Polsce z Wisłą na czele nie da się pominąć przy rozwiązywaniu ogólnego planu rozbudowy gospodarczej kraju.

Początkiem stworzenia z Wisły wielkiej drogi wodnej będzie przystąpienie w roku bieżącym (a najdalej w przyszłym) do wielkich robót na górnej Wiśle, do czego powrócimy w następnych zeszytach.

Inż. Kazimierz Dębski.

Obliczenie przepływu rzek w fazie wylewu.

Praca oparta na materiałach pomiarowych i spostrzeżeniowych Instytutu Hydrograficznego M. K.

Podział treści: Rozważania ogólne (Wstęp. Objętości przepływu w terenie zalewowym. Wpływ wysokości wezbrania. Wpływ czynników lokalnych). Szczegółowe badanie wpływu czynników lokalnych (Dunaj w Wiedniu, Styr w Połcnem, Słucz w Sarnach, Turia w Kowlu, Jasiołda w Porzeczu, Stochód w Lubieszowie, Muchawiec w Kobryniu, Prypeć, Wyżewka, Wisła, Myszanka w Brzósłkach. Wpływ meandrów. Mosty inundacyjne. Wpływ kolmatacji). Wyniki badań (Normy orientacyjne. Zastosowania praktyczne).

Poznanie warunków i wielkości przepływu w terenach zalewowych posiada duże znaczenie praktyczne. Szczególnej wagi nabiera ono w odniesieniu do rzek płaskorzecznych i nizinnych, posiadających obszerne doliny i rozległe tereny zalewowe.

Wyjątkowo trudne warunki prowadzenia odnośnych spostrzeżeń i pomiarów w naturze sprawiają, że problemowi temu poświęcono dotychczas mniej uwagi, niż na to zasługuje.

Pierwsze obszerne studium z tego zakresu zawdzięcza literatura nasza inż. dr M. Matakiewiczowi. Udowodnił on, że warunki przepływu w terenach zalewowych są na ogół inne aniżeli w wyrobionych korytach rzecznych: przy niewielkim pokryciu terenu zalewowego przez wodę są one na

ogół trudniejsze, przy wzroście wysokości pokrycia stopniowo się polepszają¹⁾.

Inną pracę na podobny temat podał inż. J. Szowhenow, który za inż. Sribnym cytował szereg współczynników szorstkości, odnoszących się do terenów zalewowych²⁾.

Opierając się na obszernym materiale źródłowym, dostępnym mi w Instytucie Hydrograficznym M. K.³⁾ oraz wychodząc z wyżej wymienionych podstaw pragnę obecnie niektóre strony omawianego zagadnienia bliżej oświetlić i wyniki tej pracy dla użytku praktycznego przystosować.

Objętości przepływu w terenie zalewowym.

Najstosowniejszym środkiem badania przepływu wód w terenie zalewowym byłyby pomiary chyżkości. Pomiarów takich najczęściej z wielu przy-

¹⁾ M. Matakiewicz. Przepływ przez obszary zalewowe rzek. Księga pamiątkowa ku uczczeniu zasług profesora M. Thulliego. Lwów 1932.

²⁾ J. Szowhenow. Przyczynek do ustalenia katastrofalnych przepływów oraz odpowiednich poziomów zwierciadła wody w potokach. Gospodarka Wodna. 1935. Warszawa.

³⁾ Drukuję za łaskawym zezwoleniem Kierownika Instytutu p. inż. A. Rundo.

czyn prowadzić nie możemy. Dla oceny przepływu zmuszeni jesteśmy skorzystać z metody pośredniej.

Badając kształt krzywych objętości przepływu rzek nizinnych widzimy, że każda z nich, mniej więcej na wysokości odpowiadającej poziomowi brzegów koryta głównego posiadają punkt załomu, dzielący ją na dwie, wyraźnie zaznaczone gałęzie: dolną, odpowiadającą wyłącznie przepływowi w korycie głównym i górną, odpowiadającą całkowitej objętości przepływu w czasie wezbrania wyższego od poziomu brzegów, a więc także objętości płynącej terenem zalewowym⁴⁾.

Jeśli objętość przepływu wyrażoną równaniem gałęzi dolnej oznaczymy przez Q_k , zaś objętość przepływu wyrażoną równaniem gałęzi górnej przez Q_c , wówczas objętość przepływu w terenie zalewowym wyrazić się da równaniem:

$$Q_z = Q_c - Q_k \dots \dots \dots (1)$$

Stosunek objętości przepływu w terenie zalewowym i w całym przekroju wyrazi wówczas równanie:

$$k_1 = 100,0 \left(1,0 - \frac{Q_k}{Q_c} \right) \dots \dots \dots (2)$$

w którym stosunek powyższy podany jest w procentach całkowitej objętości przepływu.

Stosunek k_1 jest wielkością zależną od właściwości poszczególnych przekrojów rzecznych i od wysokości wezbrań. Obliczyć się daje analitycznie przez podstawienie w równanie (2) właściwych wartości na Q_k i Q_c . Wartości te określone być mogą za pomocą równań o następującej postaci ogólnej:

$$Q_k = A_1 (H - B)^n \dots \dots \dots (3)$$

$$Q_c = A_2 (H - B)^m \dots \dots \dots (4)$$

Oznacza tutaj: H — odczyt wodowskazu (w metrach), Q — objętość przepływu (m^3/s), A_1, A_2, B, n, m — wartości stałe, przywiązane do poszczególnych przekrojów rzecznych.

Punkt przecięcia obydwu równań przypada na wysokości stanu wody H_b . Jest to ten stan graniczny, przy którym rozpoczyna się wyraźny przepływ wody w terenie zalewowym. Stan ten nazywać będziemy w dalszym ciągu stanem brzegowym.

Korzystając z cytowanego tu wydawnictwa Instytutu Hydrograficznego jak również z innych elaboratów tego rodzaju zebrałem 19 par równań krzywych objętości przepływu ustawionych według wskazanego wzoru i odnoszących się do różnych przekrojów rzecznych nizinnych i płaskiznowych.

Stałe wartości tych równań oraz odnośne stany brzegowe zgrupowane zostały w tabeli 1. Dane

Wartości stałe w równaniach krzywych objętości przepływu. Tabela 1.

L. p.	Przekrój hydrometryczny		W a r t o ś c i s t a ł e					H_b m
	Rzeka	Miejscowość	A_1	B	A_2	n	m	
1	Dunaj	Wiedeń	—	—	—	—	—	2,28
2	Leśna	Katenborg	8,20	— 1,20	1,13	1,61	3,92	3,55
3	Cna	Kożangródek	8,07	— 3,80	2,087	1,977	4,00	5,75
4	Hrywda	Iwacewice	0,975	— 1,20	0,368	2,45	4,42	2,84
5	Styr	Połonne	6,03	0,0	0,0155	2,16	7,02	3,41
6	Warta	Konin	19,8	0,44	0,266	2,437	6,58	2,39
7	Horyń	Antonówka	2,26	+ 0,50	0,000229	2,48	8,92	3,65
8	Prypeć	Mosty Wolańskie	7,14	— 0,50	0,000592	2,22	9,09	4,43
9	Słucz	Sarny	15,75	— 1,00	0,00069	2,62	9,90	4,99
10	Horyń	Horyń	21,83	— 0,90	0,000376	1,582	9,62	4,80
11	Hrywda	Lubiszczycze	0,955	0,10	0,00302	3,23	9,0	2,61
12	Prypeć	Nyrcza	11,47	— 0,05	0,0000119	2,23	11,6	4,39
13	Bobryk	Parchońsk	0,63	— 1,50	0,022	3,20	8,04	3,50
14	Turia	Kowel	7,33	— 1,70	3,90	1,68	4,89	2,92
15	Jasiołda	Sienin	3,21	— 1,00	0,112	2,61	7,50	2,99
16	Wyżewka	Ruda	1,567	— 0,56	2,922	2,86	5,30	1,33
17	Wyżewka	Kukuryki	2,722	— 0,10	3,482	1,60	4,66	1,02
18	Stochód	Lubieszów	1,029	— 0,60	0,181	3,22	8,60	1,98
19	Leśna	Leśnica	1,585	— 0,90	1,202	2,65	8,80	1,94
20	Jasiołda	Porzecze	8,82	— 3,40	0,0000658	1,753	14,9	5,85

te wystarczają do obliczenia wartości stosunku k_1 jako funkcji wzniesienia zwierciadła wody ponad stan brzegowy, określonego równaniem:

$$z = H - H_b \dots \dots \dots (5)$$

Wyniki obliczenia przeprowadzonego w odniesieniu do przekrojów rzecznych uwzględnionych w tabeli 1 zebrano w tabeli 2.

Celem porównania ich z wynikami odnoszącymi się do rzeki płynącej w odmiennych warunkach po-

dano nadto w tabeli 2 wartości analogiczne, obliczone dla Dunaju w Wiedniu. Oparto się przy tym na danych wskazanych w tabeli 3. A⁵⁾.

Zarówno tabela 2 jak i wykres na tej zasadzie sporządzony (rys. 1) wskazują dowodnie, że udział terenów zalewowych w odprowadzaniu wezbranych wód rzecznych może być bardzo rozmaity.

Wśród pięciu przekrojów uwzględnionych na wykresie, najmniejszymi wartościami stosunku k_1 odznacza się Wiedeń na Dunaju. Terenem zalewo-

⁴⁾ Liczne przykłady takich krzywych znajdujemy w publikacji Instytutu Hydrograficznego pt.: „Charakterystyczne stany wody i objętości przepływu w ważniejszych przekrojach hydrometrycznych dorzecza Prypoci. Nakładem Ministerstwa Komunikacji. Warszawa 1937.

⁵⁾ Zaczepnięto z wydawnictwa: „Beiträge zur Hydrographie Österreichs. III Heft. Die hydrometrischen Erhebungen an der Donau nächst Wien im Jahre 1897. Wien 1899. IV Heft. Die Hochwasserkatastrophe des Jahres 1899 im Oesterreichischem Donaugebiete. Wien 1900“.

L. P.	Przekrój hydrometryczny		$Z = H - H_b$													
	Rzeka	Miejscowość	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	2.0	2.5	3.5
1	Dunaj	Wiedeń	2,5	4,0	4,6	5,2	5,8	6,4	7,6	8,9	10,1	11,3	12,5	15,0	18,0	24,1
2	Leśna	Katenborg	9	16	24	30	35	40	49	55	61	65	70	75	81	—
3	Cna	Kożangródek	10	18	25	31	37	42	50	57	62	67	70	76	81	—
4	Hrywda	Iwacewicz	15	23	31	37	43	48	56	62	68	72	75	80	84	—
5	Styr	Połonne	13	24	32	40	47	54	64	71	77	81	85	90	93,1	90%
6	Warta	Konin	13	24	34	42	48	55	64	71	77	81	84	89	92,7	—
7	Horyń	Antonówka	13	26	34	43	51	57	67	74	80	85	87	91,9	—	—
8	Muchawiec	Kobryń	21	34	43	48	57	62	70	—	—	—	—	—	—	—
9	Prypeć	Mosty Wolańskie	19	29	41	49	56	64	72	80	84	87	90,7	94,2	—	—
10	Słucz	Sarny	20	31	44	52	58	65	75	81	86	89	91,9	—	—	—
11	Horyń	Horyń	17	32	44	53	61	68	77	84	88	91,3	93,5	—	—	—
12	Hrywda	Lubiszczyce	19	34	45	55	62	68	78	84	88	90,9	93,1	—	—	—
13	Prypeć	Nyrcza	19	33	45	55	64	70	79	86	90	92,4	94,6	—	—	—
14	Bobryk	Parchońsk	21	37	49	58	65	72	80	86	90	92,2	94,1	—	—	—
15	Turia	Kowel	24	39	51	60	67	72	81	85	89	91,5	93,2	—	—	—
16	Jasiołda	Sienin	23	38	50	60	67	73	81	87	90,3	92,7	94,5	—	—	—
17	Wyżewka	Ruda	25	42	55	63	70	75	82	87	90,0	92,0	93,5	—	—	—
18	Wyżewka	Kukuryki	27	45	58	67	73	78	85	89	92,1	94,1	—	—	—	—
19	Stochód	Lubieszów	31	51	65	74	81	86	91,5	94,6	—	—	—	—	—	—
20	Leśna	Leśnica	42	65	79	86	90,8	93,7	—	—	—	—	—	—	—	—
21	Jasiołda	Porzecze	40	65	78	86	91,1	94,3	—	—	—	—	—	—	—	—

wym płynie tu zaledwie 20% całej objętości, przy wzniesieniu wezbrania około 2,7 m ponad stan brzegowy.

sieniu wezbrania 0,23 m, na Styrcie w Połonnem już przy wzniesieniu 0,14 m ponad stan brzegowy.

Zrównanie wielkości przepływu w terenie zalewowym i w korycie głównym, jakie na Dunaju w ogóle nie bywa osiąganę, na rzekach nieobwałowanych typu nizinnego może być zjawiskiem bardzo częstym. Wzniesienie wezbrania ponad stan brzegowy odpowiadające stosunkowi $k_1 = 50\%$ wynosi na Cnie w Kożangródku 0,80 m, na Styrcie w Połonnem 0,54 m, na Wyżewce w Rudzie 0,26 m, wreszcie na Jasiołdzie w Porzeczcu tylko 0,14 m.

Formułujemy na powyższej podstawie następujące wnioski:

1. Stosunek objętości przepływu w terenie zalewowym do objętości przepływu w całym przekroju zawsze się zwiększa wraz z wysokością wezbrania.

2. Stosunek powyższy na nieobwałowanych rzekach nizinnych może osiągać bardzo wielkie wartości, wielokrotnie wyższe od wartości spotykanych na obwałowanych rzekach typu podgórskiego.

Wpływ wysokości wezbrania.

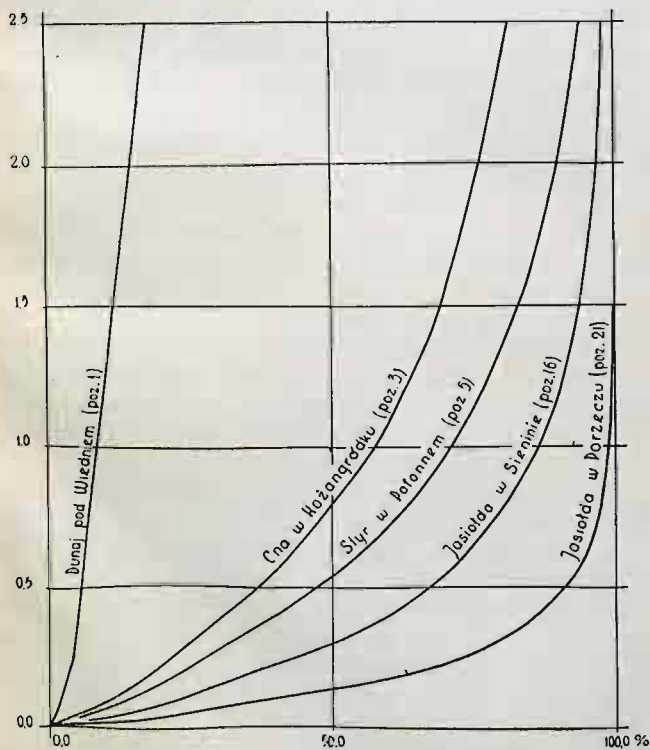
Zadaniem naszym będzie zbadać, jakie czynniki kształtują wielkość powyższego stosunku w różnych warunkach, w przyrodzie spotykanych.

W tym celu można sprowadzić równanie (1) do postaci

$$k_1 = \frac{100}{k_2 - 1} \dots \dots \dots (6)$$

w której wielkość k_2 oznacza stosunek $Q_k:Q_z$.

Wartość stosunku k_1 jest odwrotnie proporcjonalna do wartości stosunku k_2 .



Rys. 1.

Taką samą wartość powyższego stosunku znajdujemy na Cnie w Kożangródku już przy wzniesieniu

Stosunek k_2 możemy wyrazić za pomocą elementów hydraulicznych przekroju poprzecznego. Oznaczać będziemy przy tym:

- F — powierzchnię przekroju (m^2),
- B — szerokość zwierciadła wody w przekroju (m/s),
- t — głębokość średnią w przekroju (m),
- v — chyżość średnią w tym samym przekroju (m/s).

Dla określenia chyżości użyjemy formuły Forchheimera w postaci:

$$v = c \cdot i^{0.5} \cdot t^{0.7}$$

przy czym oznaczać będzie:

c — funkcję współczynnika szorstkości, i — spadek podłużny zwierciadła wody w profilu.

Przy posługiwaniu się wymienionymi symbolami, wartości odnoszące się do koryta głównego oznaczać będziemy indeksem k , wartości odnoszące się do terenu zalewowego indeksem z , kładzionym przy odnośnym symbolu.

Podstawiając $Q = v \cdot F = c \cdot i^{0.5} \cdot t^{1.7} \cdot B$ do równania $k_2 = Q_k : Q_z$ otrzymujemy równanie nowe:

$$k_2 = \frac{c_k}{c_z} \cdot \left(\frac{i_k}{i_z}\right)^{0.5} \cdot \left(\frac{t_k}{t_z}\right)^{1.7} \cdot \frac{B_k}{B_z} \dots (7)$$

Przyjmując:

$$\alpha = \frac{c_k}{c_z} \cdot \left(\frac{i_k}{i_z}\right)^{0.5}; \quad \beta = \left(\frac{t_k}{t_z}\right)^{1.7}; \quad \gamma = \frac{B_k}{B_z}$$

nadajemy równaniu (7) postać skróconą:

$$k_2 = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \dots (8)$$

Badając zachowanie się poszczególnych czynników funkcji k_2 w określonym przekroju rzeczonym, podczas przyboru wody w terenie zalewowym, stwierdzić możemy, co następuje.

Wraz ze wzrostem stanów wody rośnie szerokość pasa zalanego, bez zmiany pozostaje szerokość koryta głównego, mierzona między obustronnymi liniami brzegów. Z tego powodu czynnik γ musi niewątpliwie maleć.

Przy brzegowym stanie wody głębokość średnia w terenie zalewowym jest równą lub bliską zeru. Stąd wartość czynnika β jest przy tym stanie z reguły bardzo wysoka i o wiele większa od jedności.

Przy wzroście stanów wody, powyżej stanu brzegowego, zmniejsza się stosunek głębokości w korycie głównym i w zalanym pasie terenu zalewowego, zbliżając się asymptotycznie do jedności. W związku z tym maleje również w tych warunkach wartość czynnika β .

Czynnik α jest pewną funkcją współczynnika szorstkości oraz spadku zwierciadła wody w korycie głównym i w terenie zalewowym.

Spadek zwierciadła wody oblicza się jako iloraz spadu całkowitego na pewnym odcinku (h) i długości tego odcinka (L).

Spad całkowity zwierciadła wody w korycie głównym i w terenie zalewowym między dwoma, niezbyt blisko położonymi przekrojami poprzecznymi rzeki — praktycznie biorąc — można uważać za jednakowy. W związku z tym wielkość tę można z rachunku wyłączyć, przyjmując $h_k = h_z$.

Obowiązuje wtedy proporcja:

$$i_k : i_z = L_z : L_k \dots (9)$$

W proporcji tej oznacza:

- i — spadek jednostkowy zwierciadła wody,
- L_z — długość doliny rzecznej, ściśle biorąc: długość linii nurtu wielkiej wody w pasie zalanym,
- L_k — długość koryta właściwego, ściślej mówiąc: długość nurtu przy brzegowym stanie wody.

Spośród dwu ostatnich wielkości zawsze większą bywa wielkość druga. Bieg rzeki wykazuje zazwyczaj pewne rozwinięcie, koryto meandruje mniej lub więcej pośród doliny. Dopóki woda mieści się w brzegach, długość linii nurtu jest równą długości linii koryta głównego, przy stanie wody nie wiele wzniesionym ponad stan brzegowy równość ta jest jeszcze zachowana a wartość stosunku $L_z : L_k$ równa się jeszcze jedności. Przy dalszym wzroście stanów wody linia nurtu wielkiej wody zaczyna omijać łuki i prostować krzywizny, zdążając za największym spadkiem i skracając się coraz bardziej. W tym samym czasie długość meandrów koryta właściwego pozostaje bez zmiany jako zależna wyłącznie od ukształtowania koryta w planie doliny, a nie od wysokości napełnienia jej wodą.

W tych warunkach wartość stosunku $L_z : L_k$ musi się zmniejszać, zdążając do wartości granicznej, zależnej od stopnia rozwinięcia biegu rzeki

Szorstkość jest ostatnim z kolei elementem hydraulicznym, którego rola w przebiegu badanego procesu wymaga zbadania.

Opory ruchu w korycie głównym wraz ze wzrostem stanów wody zazwyczaj rosną. Dzieje się tak dlatego, że coraz większa część energii wody płynącej zużywana być musi na wleczenie i unoszenie produktów erozji. oraz dlatego, że wraz ze wzrostem stanów wody rosną jej chyżości i zwiększa się bezwładność. Masy wezbrane coraz trudniej mieszczą się w zakolach koryta, silniej atakują krzywizny i napierają na brzegi wklęsłe.

Odmienne obraz obserwować można w terenach zalewowych. Erozja dna nie przejawia się tu w tym stopniu co w korycie właściwym, energia mas płynących raczej wyzwala się na skutek strącania zawieszin. Szorstkość dna raczej maleje przede wszystkim dlatego, że wpływ lokalnych nierówności terenu staje się coraz mniejszy.

Tam gdzie grunt jest słaby (np. rola uprawna) nierówności terenu zostają stopniowo zniwelowane, powierzchnia gruntu zostaje wygładzona i zaszlamowana. Potwierdza to obserwacja powierzchni pól crnych po przejściu powodzi.

Gdy grunt jest silniejszy, utworzony np. przez darnią łąkową, opiera się on prądowi i nie daje się wymywać. Wtedy spadki wody płynącej terenem zalewowym koncentrują się na płycznach; w zagłębieniach lokalnych spadki te znacznie maleją, co jednak z powodu większych głębokości nie wpływa na zmniejszenie przepływu. W miarę wzrostu stanów wody lokalne różnice głębokości i spadków zwierciadła wody stopniowo się zaciera, ich wpływ ujemny na kształtowanie chyżości w terenie zalewowym coraz bardziej zanika.

Drugą przyczyną powodującą zmniejszenie szorstkości dna w terenie zalewowym wraz ze wzrostem stanów wody jest to, że wpływ roślinności

przyziemnej tj. traw, krzewów, a nawet drzew niskopiennych staje się tym mniejszy im wyżej są one pokryte wodą i im większą jest chyżość tej wody. Rośliny słabe pod naporem wód są pochylane, a nawet obalane, układają swe pędy i listowie równoległe z prądem, otwierając drogę płynącej wodzie.

W rezultacie wartość stosunku szorstkości w korycie głównym do szorstkości w terenie zalewowym wraz ze wzrostem stanów wody z reguły musi wzrastać.

Z tego samego powodu wartość stosunku $c_k : c_z$ z reguły w tym samym czasie musi się zmniejszać.

Wynika to np. ze wzoru Bazina $c = \frac{87\sqrt{R}}{\sqrt{R} + n}$ w którym R — oznacza promień hydrauliczny, n — jest miarą szorstkości i jako taka znajduje się w mianowniku.

W konsekwencji powyższego stwierdzić można, że wraz ze wzrostem stanów wody maleje z reguły także czynnik α w równaniu (8).

Udowodniono w ten sposób, że wraz ze wzrostem pokrycia terenu zalewowego wodą musi się zmniejszać wartość stesunku k_z w równaniu (8) przez co słuszność wniosku 1, sformułowanego w poprzednim ustępie jeszcze raz została potwierdzona na innej drodze.

Wpływ czynników lokalnych.

Równanie (8) może być użyte nie tylko do porównania zdolności prowadzenia wody w terenie zalewowym w pewnym określonym przekroju rzeczonym przy różnych stanach wody, lecz może ono służyć także do porównania zdolności prowadzenia wody w terenach zalewowych różnych rzek.

W zastosowaniach praktycznych ważnym jest uzyskanie podstawy do wyznaczenia liczbowych wartości czynników wchodzących w skład równania (8) w każdym poszczególnym wypadku.

Dwa spośród tych czynników β i γ zależą wyłącznie od stosunku wymiarów przekroju poprzecznego w części zaliczonej do koryta głównego i w części zaliczonej do terenu zalewowego.

Wartość:

$$\beta = \left(\frac{t_k}{t_z} \right)^{1.7} \dots \dots \dots (10)$$

jest wyłączną funkcją odnośnych głębokości średnich, wartość:

$$\gamma = \frac{B_k}{B_z} \dots \dots \dots (11)$$

jest wyłączną funkcją odnośnych szerokości zwierciadła wody, oczywiście, przy jednakowym stanie wody w całym przekroju poprzecznym.

Uwagi wymaga przy tym sposób dzielenia przekroju tego na koryta i teren zalewowy. Podział ten uzyskuje się przez przedłużenie obustronnych skarpg brzegowych koryta właściwego z zachowaniem właściwego im nachylenia, ponad poziom wód brzegowych aż do przecięcia z tym poziomem zwierciadła wody nadbrzegowej, dla którego przeprowadzamy rachunek.

Ten sposób podziału powierzchni przekroju poprzecznego na część przynależną do koryta głównego i do zalewu wynika konsekwentnie z założe-

nia zrobionego na wstępie, że krzywą objętości przepływu dolnej strefy stanów wody uważać można zarazem za krzywą objętości przepływu w korycie właściwym i jako taką ekstrapolować w górę, aż do najwyższych poziomów wody.

Ekstrapolacja taka będzie właściwą tylko wtedy, gdy prawo wzrostu wymiarów koryta rzeki, obserwowane poniżej brzegowego stanu wody, zachowane zostanie także przy wydzielaniu tegoż koryta z całego przekroju dla stanów wody wyższych od brzegowego. Warunku tego nie spełnia inny sposób podziału powierzchni przekroju poprzecznego, polegający na prowadzeniu pionowych linii podziału między korytem właściwym a terenem zalewowym.

Ten drugi sposób, choć prostszy i chętnie stosowany w praktyce, wydaje się mniej wskazany. Sposób pierwszy mógłby być powodem pewnych zastrzeżeń dlatego, że rachunkowa szerokość zwierciadła wody w terenie zalewowym wypada przy nim nieco mniejsza od szerokości rzeczywistej.

Wobec małego wpływu odnośnej różnicy na obliczenie średniej głębokości w terenie zalewowym, powstający stąd błąd jest nie wielki i nie trzeba się go obawiać.

Interesującym jest zbadanie wpływu czynników β i γ na kształtowanie omawianych stosunków. Przyjmując — tytułem próby — napełnienie przekroju poprzecznego 0,20 m ponad stan brzegowy przeprowadzono odnośne obliczenie dla kilku przekrojów rzecznych. Wyniki podano poniżej.

L. p.	Przekrój		Stan wody cm	Szerokość zwierciadła wody (m)		γ
	Rzeka	Miejscowość		B_k	B_z	
1	Dunaj	Wiedeń	251	269.8	198.0	1.36
3	Cna	Kożangródek	595	55.5	24.5	2.26
5	Styr	Połonne	361	53.5	1088.0	0.05
16	Jasiołda	Sienin	319	61.5	1238.0	0.05
21	Jasiołda	Porzecze	604	51.6	1828.4	0.03

L. p.	Rzeka, miejscowość	Głębokość średnia (m)		β	Iloczyn $\beta\gamma$	Stosunek k_1 ‰
		t_k	t_z			
1	Dunaj, Wiedeń	5.90	0.38	105.8	144.0	4
3	Cna, Kożangr.	1.37	0.29	14.1	31.9	18
5	Styr, Połonne	3.06	0.44	26.9	1.3	24
16	Jasiołda, Sienin	1.38	0.23	21.0	1.0	38
21	Jasiołda, Porz.	1.94	0.33	20.4	0.6	65

Wśród rozpatrzonych przykładów stosunek skrajnych wartości iloczynu $\beta\gamma$ wynosi aż 240:1, gdy stosunek skrajnych wartości k_1 wynosi tylko 16:1. Wynika stąd, że wpływ iloczynu $\beta\gamma$ na kształtowanie wartości k_1 musi być duży.

W podobnej mierze ujawnia się wpływ iloczynu $\beta \gamma$ przy wszystkich innych wielkościach napełnienia przekroju poprzecznego, czego dowodem jest niezmiennosc położenia wzajemnego linii k_1 różnych przekrojów na wykresie tej funkcji (rys. 1).

Obliczenie iloczynu $\beta \gamma$ w każdym poszczególnym wypadku da się bez trudu przeprowadzić, jeżeli tylko kształt i wymiary przekroju poprzecznego rzeki są znane, a podział tegoż przekroju na koryto właściwe i teren zalewowy został przed tym dokonany.

Cały ciężar zadania spoczywać będzie przeto na trafnym oznaczeniu wielkości czynnika α , który jest funkcją szeregu zmiennych niezależnych, trudnych do liczbowego ujęcia.

Czynnik ten przy jednakowej wysokości pokrycia terenu zalewowego w różnych przekrojach rzecznych przybiera wprawdzie wartości zamykające się w dość ciasnych granicach, jednakowoż wartości te nie są stałe i zmieniają się wraz z wysokością pokrycia terenu zalewowego.

Celem znalezienia metody obliczania funkcji α w różnych przekrojach i przy różnym pokryciu terenu zalewowego przez wodę przeprowadzono następujące rozważanie.

Chyżość wody w łóżyskach rzecznych wyrazić można także za pomocą formuły empirycznej Matakiewicza $v = f(t) \times f(i)$, w której $f(t) = 1,04 t^{0,7}$.

Z równanie tego oraz ze stosowanej powyżej formuły Forchheimera można obliczyć dla koryta właściwego

$$c_k \cdot i_k^{0,5} = 1,04 f(i_k)$$

oraz analogicznie dla terenu zalewowego

$$c_z \cdot i_z^{0,5} = 1,04 f(i_z)$$

Dzieląc równanie pierwsze przez drugie otrzymujemy wartość funkcji α wyrażoną za pomocą funkcji spadku we wzorze empirycznym Matakiewicza

$$\alpha = \frac{c_k \cdot i_k^{0,5}}{c_z \cdot i_z^{0,5}} = \frac{f(i_k)}{f(i_z)} \dots \dots (12)$$

Funkcje spadku figurujące w powyższym równaniu odnoszą się z reguły do jednoczesnego stanu wody w korycie głównym i w terenie zalewowym.

Korzystając z tego równania można zbadać zachowanie się funkcji α na różnych rzekach i w różnych warunkach. Ponieważ mianownik prawej strony równania (12) może przybierać wartości bardzo małe, wygodniej jest obliczać nie funkcję α bezpośrednio, lecz jej odwrotność

$$\delta = \frac{1}{\alpha} = \frac{f(i_z)}{f(i_k)} \dots \dots (13)$$

SZCZEGÓŁOWE BADANIE WPŁYWU CZYNNIKÓW LOKALNYCH.

1. Dunaj pod Wiedniem.

Materiał podstawowy tworzą wspomniane wyżej pomiary, wykonane w czasie przejścia wielkich wód w dniach 3-7. VIII. 1897 oraz 18-21. IX. 1899 w przekroju mostu cesarza Franciszka Józefa w Wiedniu.

Pomiarów tych było ogółem 19. Wyniki ich posłużyły do zestawienia tabeli 3.B.

Kolumny 1, 2, 3, 6 tej tabeli zaczerpnięto z materiałów źródłowych bezpośrednio, wartości podane w kolumnach 4 i 7 obliczono, biorąc za punkt wyjścia dla pomiarów z r. 1899 wyrównane objętości przepływu, natomiast dla pomiarów z r. 1897 objętości zmierzone, niewyrównane.

W odniesieniu do 2 pomiarów wykonanych dnia 20. IX. 1899 przy stanach wody + 452 i + 449 cm zastosowano nadto poprawkę wyników pomiaru chyżości średniej, wynikającą z interpolacji wykreslnej. Kolumny 5 i 8 obliczono z pomocą

Tabela 3.

Profil hydrometryczny Dunaju pod Wiedniem

A. Niektóre wyniki pomiarów przepływu

L. p.	Data pomiaru	H m	Q_c m ³ /s	Q_z m ³ /s	Z ¹⁾ m	k_1 ²⁾ %
1	18.9.1899	5,59	9904,6	2495,0	3,31	25,2
2	19.9.1899	5,00	8267,6	1711,5	2,72	20,7
3	20.9.1899	4,49	6955,2	1101,3	2,21	15,8
4	21.9.1899	3,78	5459,5	500,0	1,50	9,2
5	6.8.1897	3,68	5991,8	591,8	1,40	9,8
6	7.8.1897	2,51	3936,5	17,3	0,23	4,4
7	18.5.1897	2,28	3615,0	0,0	0,00	0,0

Objaśnienia:

1) Przyjęto $Z = H - 2,28$ (w metrach).

2) Bez wyrównania wyników obliczenia bezpośredniego.

Oznaczenia:

H = stan wody, Q_c — objętość przepływu w całym przekroju, Q_z — objętość przepływu w terenie zalewowym, Z — wysokość pokrycia brzegów, $k_1 = Q_z : Q_c$.

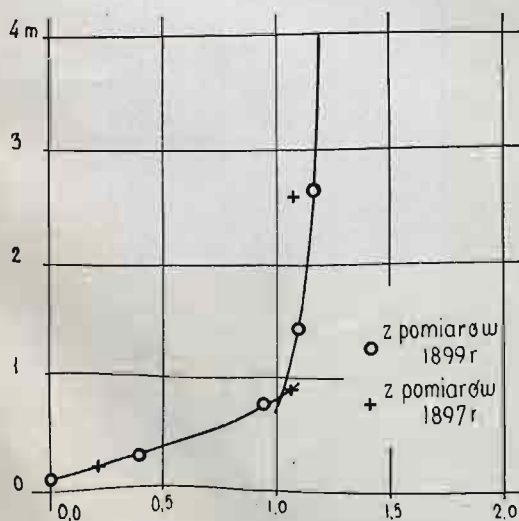
B. Obliczenie funkcji $\delta = f(i_z) : f(i_k)$.

Data	Stan wody cm	W terenie zalewowym lewo-brzeżnym			W korycie głównym			δ	α
		średnia		$f(i_z)$	średnia		$f(i_k)$		
		głębokość m	chyżość m/s		głębokość m	chyżość m/s			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
18.9.1899	559	3,23	1,75	0,742	8,84	2,98	0,623	1,19	.
"	556	3,20	1,74	0,741	8,81	2,98	0,623	1,19	.
"	555	3,19	1,73	0,736	8,80	2,98	0,623	1,18	.
19.9.1899	513	2,75	1,56	0,740	8,34	2,88	0,624	1,18	.
"	504	2,66	1,52	0,738	8,25	2,85	0,624	1,18	.
"	500	2,62	1,51	0,740	8,21	2,84	0,622	1,19	.
5.9.1899	488	2,49	1,44	0,731	8,08	2,82	0,626	1,17	.
"	477	2,38	1,38	0,723	7,96	2,79	0,628	1,15	.
20.9.1899	462	2,22	1,31	0,720	7,80	2,75	0,627	1,15	.
"	452	2,11	1,26	0,720	7,69	2,73	0,629	1,14	.
"	449	2,08	1,24	0,717	7,66	2,72	0,630	1,14	.
Średnio		2,63	—	—	—	—	—	1,17	0,855
3.8.1897	515	2,86	1,50	0,691	8,68	2,96	0,628	1,10	.
2.8.1897	496	2,66	1,37	0,665	8,48	3,01	0,647	1,03	.
5.8.1897	459	2,27	1,31	0,712	8,07	2,89	0,644	1,10	.
Średnio		2,60	—	—	—	—	—	1,08	0,925
21.9.1899	397	1,54	0,984	0,698	7,11	2,60	0,634	1,10	.
14.9.1899	389	1,45	0,928	0,688	7,06	2,58	0,632	1,09	.
21.9.1869	378	1,34	0,883	0,696	7,07	2,56	0,626	1,11	.
Średnio		1,44	—	—	—	—	—	1,10	0,908

Data	Stan wody cm	W terenie zalewowym			$f(i_z)$	$f(i_k)$	δ	α
		bliższe określenie	średnia \bar{f}					
			głębokość m	chyżość m/s				
1	2	—	3	4	5	8	9	10
18.9.1899	559	prawobrzeżny	1.11	0.618	0.552	0.623	0.885	.
"	556	"	1.08	0.588	0.535	0.623	0.856	.
"	555	"	1.07	0.565	0.518	0.623	0.831	.
19.9.1899	513	"	0.66	0.545	0.698	0.624	1.12	.
"	504	"	0.62	0.520	0.693	0.624	1.11	.
"	500	"	0.60	0.453	0.621	0.622	1.00	.
15.9.1899	488	"	0.55	0.405	0.595	0.626	0.951	.
"	477	"	0.51	0.333	0.512	0.628	0.815	.
Średnio		—	0.775	—	—	—	0.946	1.06
6.8.1897	368	lewo-brzeżny	1.32	1.06	0.841	0.680	1.240	.
3.8.1897	515	prawobrzeżny	0.97	0.670	0.655	0.628	1.040	.
2.8.1897	496	"	0.77	0.548	0.630	0.647	0.975	.
5.8.1897	459	"	0.58	0.373	0.644	0.644	(1.000)	.
Średnio		—	0.91	—	—	—	1.064	0.94
20.9.1899	462	prawobrzeżny	0.41	0.250	0.446	0.627	0.712	.
"	452	"	0.29	0.124	0.283	0.629	(0.45)	.
"	449	"	0.27	0.119	0.283	0.630	(0.45)	.
21.9.1899	397	"	0.12	0.000	0.000	0.634	0.00	.
Średnio		—	0.27	—	—	—	0.403	2.48
7.8.1897	251	lewo-brzeżny	0.38	0.232	0.446	0.684	0.652	.
18.5.1897	228	"	0.21	0.00	0.00	0.755	0.00	.
28.5.1897	195	"	0.00	0.00	0.00	0.750	0.00	.
Średnio		—	0.20	—	—	—	0.217	4.61

tabel funkcji spadku i głębokości, podanych przez prof. Matakiewicza.

Materiał zawarty w tabeli 3.B ugrupowano według l i w porządku głębokości terenu zalewowego. W poszczególnych grupach obliczono średnie



Rys. 2.

arytmetyczne odnośnych głębokości średnich terenu zalewowego oraz średnie arytmetyczne odnośnych wartości $\delta = f(i_z) : f(i_k)$, jak również odwrotności tychże średnich, jako wartości funkcji α .

Średnie powyższe przedstawiono na wykresie wartości δ jako funkcji głębokości l_z (rys. 2).

Widać tu, że przy głębokości $l_z = 0,12$ m wartość tej funkcji jest jeszcze równą zeru, następnie wraz z powiększeniem się głębokości terenu zalewowego szybko rośnie, dochodząc do wartości 1,02 przy głębokości 0,82 m. Dalszy wzrost wartości tej funkcji jest już powolny, przy głębokości $l_z = 3,23$ m mamy $\delta = 1,19$.

Celem scharakteryzowania przekroju hydrometrycznego należy podać, że jest to przekrój mostowy, zwężony filarami. Rzeka w okolicy mostu płynie prawie po prostej. Teren zalewowy obustrony jest obwałowany i nie zmienia swej szerokości na dłuższej przestrzeni.

Lewobrzeżny teren zalewowy w czasie pomiarów był częściowo porośnięty wikliną, zachowały się tu resztki dawnych łach i nierówności. Teren prawobrzeżny jest bulwarem, na którym ułożono nadbrzeżne tory kolejowe.

2. Styr w Połonnem.

Materiał podstawowy dla tego przekroju, jak również dla innych przekrojów rzecznych z dorzecza Prypeci, rozpatrywanych poniżej, utworzyły wyniki pomiarów przepływu publikowane przez Instytut Hydrograficzny Ministerstwa Komunikacji⁶⁾.

Styr w Połonnem posiada rozwinięcie biegu nieznaczne. Wybrany przekrój hydrometryczny, położony jest 250 m poniżej mostu i poprowadzony prostopadle do kierunku małej i wielkiej wody. Koryto rzeki jest tu głębokie i posiada wyraźnie zaznaczoną krawędź brzegową.

Teren zalewowy jest rozległy i płaski; stanowią go łąki z rzadka porośnięte kępami wikliny oraz pola orne, położone na miejscach wyższych. Na prawym brzegu szorstkość pasa zalewowego jest stosunkowo niewielka, znajduje się tu stare koryto, przerwane zamulonymi przegrodami płotkowymi, służącymi do połowu ryb. Lewobrzeżny teren zalewowy jest szeroki i nisko położony. Od koryta właściwego oddzielony jest niewysokim grzbietem utworzonym na skutek kolmatacji. Z drugiej strony ograniczony jest nasypem kolejowym, przecinającym ukośnie dolinę rzeki.

Wzdłuż nasypu znajdują się doły po wybranej ziemi. Dno tych dołów znajduje się w poziomie odpowiadającym odczytowi + 138 cm na wodowskazie. Najniższe punkty naturalnej powierzchni terenu zalewowego znajdują się w poziomie odpowiadającym odczytowi + 245 cm na wodowskazie. Wyraźny przepływ w terenie zalewowym, sądząc z równań krzywej objętości przepływu rozpoczyna się dopiero przy odczycie + 341 cm (tab. 1).

Przy tym stanie wody powierzchnia przekroju wypełnionego wodą w terenie zalewowym liczy 308,2 m², szerokość zwiciadła wody na zalewie wynosi 930 m, średnia głębokość zalewu wynosi 0,33 m, średnia chyżość jest jeszcze bliską zera (0,03 m/s).

⁶⁾ Wyniki pomiarów objętości przepływu wykonanych w dorzeczu Prypeci w latach 1922—1931. Warszawa 1934. Wyniki pomiarów objętości przepływu wykonanych w dorzeczu Prypeci w latach 1932—1935. Warszawa 1936.

Obliczenie funkcji δ na rzekach polskich.

Tabela 4.

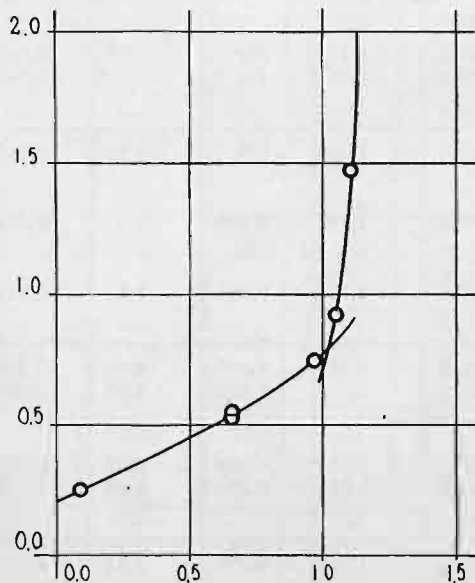
Profil hydro-metryczny	Data	Stan wody	Część przekroju	Q m ³ /s	F m ²	B m	t m	v m/s	f(t)	f(i)	δ
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
S t y r w P o ł o n n e m	8.IV.1932	491	koryto	187,2	255,3	58,0	4,40	0,732	.	0,248	—
			zalew	942,0	2492,0	1692,0	1,47	0,378	.	0,278	—
			razem	1129,2	2747,3	1750,0	—	—	.	—	1,12
	13.IV.1932	434	koryto	144,0	222,8	56,0	3,98	0,645	.	0,236	—
			zalew	372,4	1532,0	1679,0	0,91	0,243	.	0,250	—
			razem	516,4	1754,8	1735,0	—	—	.	—	1,06
	15.IV.1932	415	koryto	130,7	212,2	55,3	3,84	0,615	.	0,230	—
			zalew	227,3	1206,0	1634,7	0,74	0,189	.	0,225	—
			razem	358,0	1418,2	1690,0	—	—	.	—	0,98
	10.IV.1931	386	koryto	111,5	196,3	54,3	3,61	0,570	.	0,223	—
			zalew	78,0	766,0	1395,7	0,55	0,102	.	0,150	—
			razem	189,5	962,3	1450,0	—	—	.	—	0,67
6.IV.1931	375	koryto	105,0	190,3	53,9	3,53	0,552	.	0,220	—	
		zalew	59,5	622,0	1196,1	0,52	0,096	.	0,145	—	
		razem	164,5	812,3	1250,0	—	—	.	—	0,66	
29.IV.1931	324	koryto	76,3	163,3	52,0	3,14	0,475	.	0,204	—	
		zalew	1,32	158,0	623,0	0,25	0,008	.	0,020	—	
		razem	77,62	321,3	675,0	—	—	.	—	0,10	
S t u c z w S a r n a c h	8.IV.1932	572	koryto	952,0	838,0	298,0	2,81	1,135	2,14	0,531	—
			zalew	1506,5	2532,0	2132,0	1,19	0,595	1,18	0,504	—
			razem	2458,5	3370,0	2430,0	—	—	—	—	0,915
	z krzywej	520	koryto	677,0	686,0	285,0	2,41	0,986	1,92	0,514	—
			zalew	363,0	1444,0	2025,0	0,71	0,251	0,82	0,306	—
			razem	1040,0	2130,0	2310,0	—	—	—	—	0,595
z krzywej	499	koryto	590,0	626,0	281,0	2,22	0,940	1,82	0,516	—	
		zalew	25,0	1030,0	1909,0	0,54	0,024	0,68	0,035	—	
		razem	615,0	1656,0	2190,0	—	—	—	—	0,07	
J a s i o ł d a w P o r z e c z u	18.IV.1931	608	koryto	49,0	101,4	52,0	1,97	0,483	1,67	0,289	—
			zalew	112,8	671,4	1998,0	0,34	0,168	0,49	0,344	—
			razem	161,8	772,8	2050,0	—	—	—	—	1,19
	29.IV.1931	604	koryto	48,0	99,3	51,6	1,94	0,483	1,65	0,294	—
			zalew	76,2	594,9	1828,4	0,33	0,128	0,48	0,267	—
			razem	124,2	694,2	1880,0	—	—	—	—	0,91
	13.IV.1931	598	koryto	46,0	96,3	51,0	1,89	0,478	1,62	0,295	—
			zalew	38,39	490,5	1649,0	0,30	0,078	0,45	0,173	—
			razem	84,39	586,8	1700,0	—	—	—	—	0,59
	11.IV.1931	591	koryto	44,00	88,7	50,0	1,78	0,495	1,56	0,317	—
			zalew	20,61	385,2	1370,0	0,28	0,054	0,43	0,125	—
			razem	64,61	473,9	1420,0	—	—	—	—	0,39
20.IV.1933	578	koryto	40,20	85,5	47,5	1,80	0,470	1,57	0,300	—	
		zalew	8,36	237,8	842,5	0,28	0,035	0,43	0,081	—	
		razem	48,56	323,3	890,0	—	—	—	—	0,27	
17.V.1931	570	koryto	38,00	82,4	46,1	1,79	0,461	1,56	0,296	—	
		zalew	1,52	178,5	693,9	0,26	0,008	0,40	0,021	—	
		razem	39,52	260,9	740,0	—	—	—	—	0,07	
S t o c h ó d w L u b i e s z o w i e	z krzywej	283	koryto	13,57	22,57	22,0	1,02	0,602	1,055	0,57	—
			zalew i starorzecza	168,8	319,1	607,0	0,52	0,530	0,66	0,795	—
			razem	182,37	341,67	629,0	—	—	—	—	1,40
M u c h a w i e c w K o b r y n i u	4.IV.1928	—	koryto	43,32	77,4	27,0	2,87	0,562	2,17	0,259	—
			zalew	27,42	121,7	120,9	1,01	0,225	1,05	0,214	—
			razem	70,74	199,1	147,9	1,35	0,355	—	—	0,826

Tabela 4 (Dokończenie).

Profil hydro-metryczny	Data	Stan wody	Część przekroju	Q m ³ /s	F m ²	B m	t m	v m/s	f(t)	f(t)	δ
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Prypeć w Przykładnikach	6.IV.1937	348	koryto główne i 2 koryta boczne	34,3	106,95	84,0	1,27	0,321	1,23	0,261	—
			zalew	10,29	65,65	121,6	0,54	0,157	0,67	0,234	—
			razem	44,59	172,60	205,6	—	—	—	—	0,895
Wisła w Sandomierzu	2.VIII.1925	470	koryto zalew	2630,5 336,8	1464,0 617,0	279,0 189,0	5,25 3,26	1,795 0,547	3,32 2,38	0,541 0,230	— —
	razem	2967,3	2081,0	468,0	—	—	—	—	—	0,424	
Wisła w Warszawie	27.III.1929	311	koryto zalew	1635,5 72,0	1137,0 331,0	265,0 203,5	4,30 1,63	1,440 0,218	2,88 1,46	0,500 0,149	— —
			razem	1707,5	1468,0	468,5	—	—	—	—	0,298
Wisła w Warszawie	21.VII.1934	515	koryto zalew	4688,0 150,0	2277,0 141,0	360,0 90,0	6,32 1,57	2,059 1,063	3,78 1,425	0,545 0,746	— —
			razem	4838,0	2418,0	450,0	—	—	—	—	1,370
Wisła w Toruniu	26.VII.1934	598	koryto zalew lewo-brzeżny	4900,0 332,0	3137,0 679,0	420,0 390,0	7,46 1,74	1,563 0,489	4,24 1,53	0,368 0,318	— 0,860
			zalew prawo-brzeżny	102,0	115,0	65,0	1,77	0,887	1,55	0,572	1,55
			razem	5334,0	3931,0	875,0	—	—	—	—	0,965
Wisła w Tczewie	27.VII.1934	636	koryto zalew	4743,7 863,7	2804,0 1567,0	306,0 657,0	9,17 2,38	1,690 0,552	4,91 1,91	0,344 0,289	— —
	razem	5607,5	4371,0	963,0	—	—	—	—	0,840		
Wisła w Tczewie	1.VIII.1934	502	koryto zalew	3262,0 148,5	2200,0 647,5	298,5 641,0	7,38 1,01	1,094 0,229	4,21 1,05	0,260 0,218	— —
	razem	3410,5	2847,5	939,5	—	—	—	—	0,840		
Myszanka w Brzós-kach	17.VIII.1933	104	koryto	1,88	19,09	12,3	1,55	0,098	1,41	0,050	—
	13.VII.1933	122	koryto	3,78	20,71	12,9	1,60	0,183	1,44	0,127	—
	23.III.1934	160	koryto zalew	9,60 1,96	37,24 13,48	18,0 39,3	2,07 0,34	0,257 0,145	1,73 0,49	0,149 0,296	— —
			razem	11,56	50,72	57,3	0,88	0,228	0,95	0,240	1,99
Mosty na Jasioldzie w Staromłynach a) na kor. głównym b) na zalewie prawob.	25.III.1933	269 z = 0,23 m	a	31,90	81,4	78,0	1,04	0,392	1,08	0,372	—
			b	4,39	16,4	15,8	1,04	0,268	1,08	0,248	0,685
	5.IV.1933	260 z = 0,14 m	a	31,19	80,16	79,0	1,01	0,390	1,05	0,372	—
			b	2,645	15,96	15,5	1,03	0,166	1,06	0,157	0,422
	18.XI.1933	249 z = 0,03 m	a	15,66	74,7	82,0	0,91	0,209	0,97	0,215	—
			b	0,116	14,5	14,0	1,04	0,008	1,07	0,007	0,032
Warta w Koninie a) koryto główne w Koninie, b) most inun-dacyjny w Czarkowie, c) przekrój wolny te-renu zalewów, pod Czarkowem	2.IV.1924	282	a	395,0	438,0	98,0	4,48	0,900	2,94	0,306	—
			b	252,2	451,0	82,1	5,48	0,560	3,42	0,164	0,535
			c	252,2	985,0	729,0	1,35	0,256	1,28	0,200	0,654
	4.IV.1924	261	a	295,0	425,0	93,0	4,57	0,695	3,01	0,231	—
b			92,1	433,3	81,5	5,31	0,213	3,34	0,064	0,277	
c			92,1	830,0	724,0	1,145	0,111	1,14	0,097	0,420	
6.IV.1924	250	a	255,0	411,0	92,8	4,42	0,621	2,93	0,212	—	
		b	41,9	425,0	80,8	5,25	0,098	3,32	0,029	0,137	
		c	41,9	750,0	722,0	1,04	0,056	1,07	0,052	0,245	
3.III.1937 (po przebudowie mostu)	238	a	226,0	252,2	90,2	2,79	0,896	2,13	0,420	—	
		b	28,9	471,5	150,0	3,14	0,061	2,32	0,026	0,062	
		c	28,9	655,0	719,5	0,91	0,044	0,97	0,045	0,107	

Wraz z podnoszeniem się stanów wody średnia chyżość w terenie zalewowym szybko wzrasta. Szczegóły podaje tabela 4, w której zestawiono odnośne elementy hydrauliczne dla koryta i terenu zalewowego Styru w Połonnem, w strefie stanów wody, objętej wykonanymi pomiarami przepływu.

Zestawienie podane w tabeli 4 sporządzono w sposób następujący. W kolumnie objętości podano przepływ całkowity (Q_c) zgodnie z wynikami bezpośrednich pomiarów przepływu, przepływ w korycie głównym (Q_k) podano jako wynik obliczenia za pomocą równania krzywej objętości przepływu strefy dolnej, przepływ w terenie zalewowym (Q_z) obliczono z równania ($Q_c = Q_k + Q_z$). W kolumnach następnych podano poszczególne wartości powierzchni przekroju (F), szerokości zwierciadła wody (B), głębokości średniej (t) na podstawie obliczenia odnośnych elementów przekroju hydrometrycznego, przy odpowiednim napeł-



Rys. 3.

nieniu tegoż przekroju. Kolumnę chyżości (v) zestawiono za pomocą równań $v = Q : F$. Kolumnę funkcji spadku obliczono stosując równanie Matkiewicza $v = f(i) \times f(t)$.

Dzieląc, jak poprzednio, uzyskane stąd wartości funkcji spadku w terenie zalewowym $f(i_z)$ przez analogicznie uzyskane wartości funkcji spadku w korycie głównym $f(i)$, obliczone szukane wartości funkcji δ .

Wyniki całokształtu obliczeń przedstawiono na wykresie (rys. 3).

3. S ł u c z w S a r n a c h.

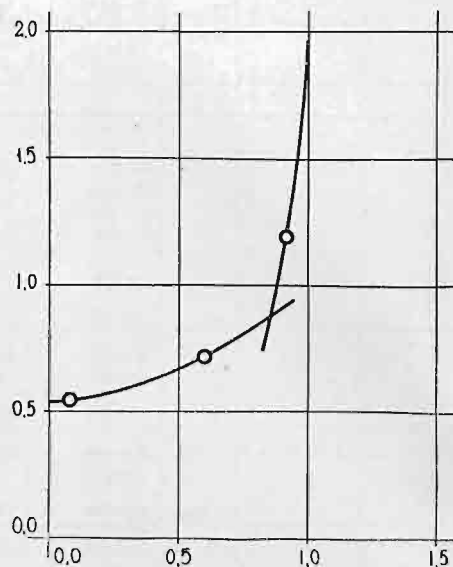
Analogiczne obliczenie przeprowadzono dla profilu hydrometrycznego rz. Słuczy w Sarnach.

W odnośnym zestawieniu (tab. 4) podano objętość przepływu całkowitego (Q_c) przy stanie wody + 5,72 m zgodnie z wynikiem pomiaru bezpośredniego, wykonanego w dniu 8. IV. 1932.

Pozostałe wartości przepływu całkowitego podano według równania krzywej objętości przepływu strefy górnej (tab. 1).

Objętości przepływu w korycie głównym (Q_k) podano z reguły według krzywej objętości przepływu strefy dolnej. Wszystkie inne wartości podane w tabeli obliczono w sposób wyżej opisany.

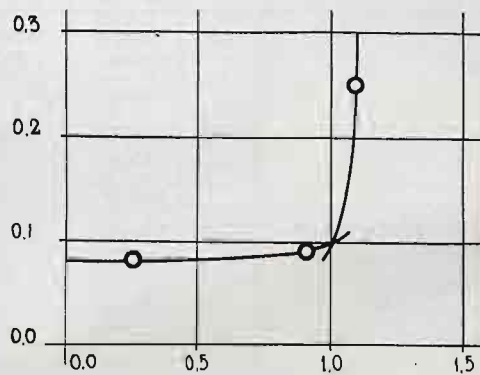
Wyniki obliczeń zobrazowano na wykresie funkcji (rys. 4).



Rys. 4.

4. T u r i a w K o w l u.

Profil hydrometryczny w części inundacyjnej jest łąką zupełnie wolną od krzewów i drzew, leżącą niżej od poziomu wody w rzece. Brzegi koryta właściwego są wyniesione ponad poziom tej łąki wskutek kolmatacji.



Rys. 5.

Rozwinięcie biegu rzeki na odcinku prowadzonych pomiarów jest niewielkie.

Wyniki obliczeń przeprowadzonych dla tego profilu w oparciu o materiał podstawowy, skompletowany tak samo jak dla profili wyżej omawianych, zebrano w następującej tabelce.

Stan wody cm	Średnia głębokość		Funkcje spadku		δ
	t_k	t_z	$f(i_k)$	$f(i_z)$	
350	1,17	0,41	0,412	0,431	—
330	1,07	0,30	0,432	0,435	—
310	0,99	0,17	0,448	0,507	—
300	0,98	0,12	0,435	0,508	—
Średnie	1,05	0,25	0,432	0,470	1,09
296	0,98	0,09	0,435	0,395	0,91
292	0,98	0,08	0,430	0,112	0,26

Przyrost funkcji δ jest tu bardzo gwałtowny. Wyraźnie widać to na wykresie powyżej (rys. 5).

(Dokończenie nastąpi).

Wpływ zbiornika w Porąbce na żeglowność Wisły według wykonanych doświadczeń.

Cel doświadczenia.

Zbiornik wodny na Sole w Porąbce służyć ma, jak wiadomo, jednocześnie celom energetycznym oraz retencyjnym (względny powodziowe i żeglugo-we). W wyniku realizacji tych zadań zbiornik wywierać będzie pewien wpływ na Wisłę. Inaczej oddziaływać on będzie na stany wody Wisły w razie zainstalowania zakładu wodnego szczytowego, wytwarzającego znaczne wahania odpływów w ciągu doby, inaczej w wypadku, gdy poniżej szczytowego zakładu zbudowany zostanie drugi zbiornik dobowego wyrównania.

Teoretyczne obliczenia wpływu zbiornika w Porąbce na podniesienie stanów wody Wisły dokonywane były niejednokrotnie, nie mogły jednak być dotąd sprawdzone w naturze. Wyniki teoretycznych obliczeń, opartych przeważnie na szeregu upraszczających założeń, posiadają ograniczoną dokładność.

Po całkowitym ukończeniu budowy zapory i zainstalowaniu zamknięć na przelewach można było przeprowadzić doświadczenie w skali naturalnej, upuszczając ze zbiornika pewne objętości wody w ciągu z góry ustalonego czasu i rejestrując ich przebieg wzdłuż rzeki Soły oraz Wisły.

Referat Studiów i Projektów Biura Dróg Wodnych opracował dokładny program doświadczeń, których celem miało być:

1. ustalenie szybkości posuwania się sztucznej fali przepływu różnej wysokości oraz
2. określenie stopnia spłaszczenia tej fali w zależności od jej początkowej wysokości i przebytej drogi.
3. Zadaniem dalszym było wyznaczenie pojemności retencyjnych koryta Soły oraz Wisły na odcinku dostrzegalnego wpływu zbiornika.

Opis doświadczenia.

Odpowiednio do powyższych zadań program doświadczeń przewidywał rejestrację posuwania się sztucznej fali przepływu na Sole i Wisłę do ujścia Raby, gdzie według teoretycznych obliczeń autora wpływ zbiornika praktycznie zanika.

W lecie 1937 r. Instytut Hydrograficzny na zlecenie i według programu Biura Dróg Wodnych zainstalował prowizoryczne limnigrafy (wodowskaz, wykreslające samoczynnie wahania poziomu wody) w następujących miejscowościach (rys. 1):

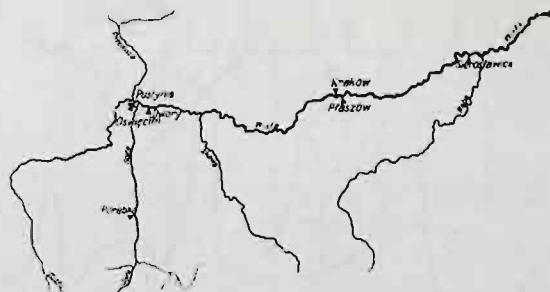
- w Oświęcimiu na Sole,
- w Pustyni na Wisłę,
- w Dworach na Wisłę
- w Krakowie (port w Płaszowie) na Wisłę,
- w Sierosławicach na Wisłę.

W Porąbce na Sole poniżej zapory limnigraf istnieje już oddawna.

Przy pomocy powyższych limnigrafów można było dokładnie uchwycić przebieg stanów wody w każdej miejscowości w funkcji czasu.

Początkowej fali w Porąbce nadawano taki kształt przez odpowiednie otwarcie zasuw, aby fala ta mogła odtworzyć warunki, które powstaną po wykonaniu zakładu szczytowego, względnie w razie wyrównania w zbiorniku wyrównawczym poniżej obecnej zapory; wzięto przy tym pod uwagę kilka alternatywnych odpływów.

Plan upuszczania wody ze zbiornika opracowano w ten sposób, by można było uniknąć nakładania się poszczególnych fal w dalszej ich drodze. Miało



Rys. 1.

to na celu możność określenia wysokości fal nie zniekształconych przez fale poprzedzające. W związku z tym zaprojektowano dosyć znaczne odstępy czasu pomiędzy falami. Po wykonaniu doświadczenia okazało się jednak, że niektóre odstępy były za krótkie. Dla umożliwienia wyciągnięcia wniosków koniecznym było zachowanie jednego warunku — względnej stałości stanów wody Wisły, bowiem wszelkie zmiany na Wisłę wprowadzałyby uboczny czynnik, trudny do wyeliminowania w ostatecznym wyniku. Dla kontroli tego warunku ustawiony był limnigraf w Pustyni na Wisłę powyżej ujścia Soły.

Bezpośrednio przed doświadczeniem stany wody na Wisłę w Pustyni, jak widzimy z wykresu (rys. 2), nie wykazywały zmian, obserwacje z kilku poprzedzających dni i ogólny stan pogody wskazywały na to, że poziomy wody mogły być uważane do pewnego stopnia jako stany ustalone.

Doświadczenie wykonane zostało w grudniu 1937 r. (po wykonaniu zasuw na przelewach i odbiorze robót), przy tym stany wody na Wisłę można byłoby scharakteryzować, jako zbliżone do średnich dla miesiąca grudnia, nieco niższych od średnich rocznych, znacznie jednak wyższych od posusznych.

Upuszczanie wody ze zbiornika odbywało się przez częściowe otwarcie jednej zasuw na przelewie. Manipulacja zasuwą zmierzała do uzyskania na wodowskazie w Porąbce stałego stanu wody, odpowiadającego według krzywej konsumpcyjnej, zadanemu przepływowi. Jednocześnie przy każdym z powyższych stanów wody celem sprawdzenia wykonane zostały na Sole pomiary młynkowe objętości przepływu.

Z góry ustalony teoretyczny wykres sztucznych wahań poziomów wody poniżej zapory, zarejestrowany został na limnigrafie w Porąbce (rys. 2).

Wykres ten charakteryzują gwałtowne zwiększenie odpływu oraz związany z tym gwałtowny przybór wody w postaci prawie pionowej linii podniesienia się stanu. Równie gwałtownie następowo opadanie, wskutek zamknięcia zasuw i pozostawienia tylko minimalnego otworu dla odpływu, któ-

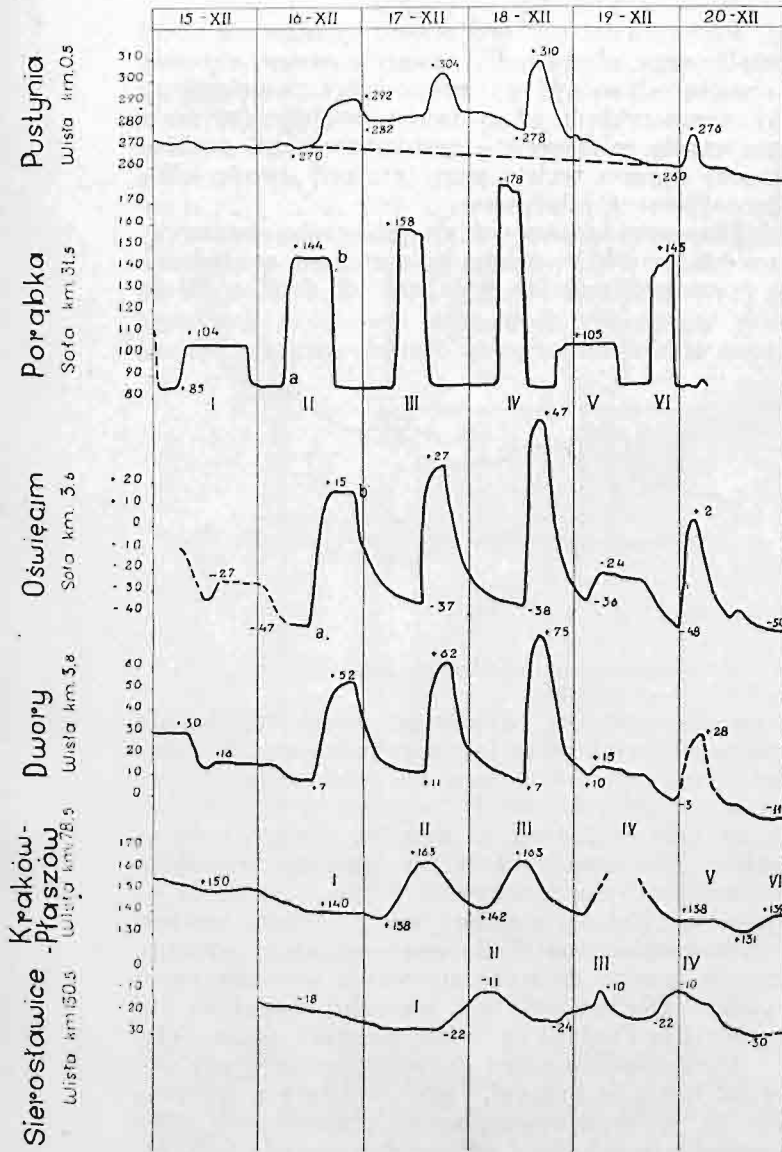
nie zostały całkowicie zarejestrowane. Poza tymi brakami doświadczenie dało ciekawy materiał dla wyjaśnienia pierwszych dwóch punktów programu, o których wspomniałem na wstępie.

Szybkość posuwania się i spłaszczenie fal różnych wysokości.

Już przy dojściu poszczególnych fal z Porąbki do ujścia Oświęcimia wykres początkowy nabiera charakterystycznego zniekształcenia (rys. 2). Pionowe linie przyborów w wykresie Porąbki zostają zastąpione w Oświęcimiu przez lekko pochylone, szczyty fal ulegają skróceniu, zaś linia opadania zamiast pionowej w wykresie Porąbki, przybiera charakter hyperboli. Odstępów czasu pomiędzy falami II, III i IV okazały się za krótkie, aby można było uzyskać stany pierwotne, od których rozpoczął się przybór wody. Nastąpiło nakładanie się fali III na II oraz IV na III, wskutek czego odpowiednie szczyty nieco się podniosły.

Po wejściu fal na Wisłę nastąpiła cofka, którą scharakteryzował wykres w Pustyni, położonej tuż powyżej ujścia Soły. Linia przerywana na rys. 2 podaje przypuszczalny przebieg stanów wody bez wpływu cofki. Wpływ nakładania się fal występuje tu bardzo wyraźnie, bowiem przerwy pomiędzy falami wykazują znaczne jeszcze podniesienie stanu wody. Jeśli chodzi o czas, w którym występują szczyty, to odpowiada on zupełnie dokładnie czasowi odpowiednich szczytów w Dworach na Wiśle poniżej ujścia Soły. Na rys. 2 zwraca uwagę fakt, że cofkę przy stanach +270 do +260 w Pustyni zdołaly wywołać tylko większe odpływy ze zbiornika, a więc fala II, III, IV, VI. Odpływy małe (fale I i V) nie odbiły się zupełnie w wykresie Pustyni.

Szybkości posuwania się poszczególnych fal zostały obliczone na podstawie limniogramów, przy tym liczono odstępów czasu pomiędzy początkiem przyboru (punkty *a* oraz *a*₁) w odpowiednich miejscowościach oraz początkiem opadania (punkty *b* oraz *b*₁). Wykresy uzyskane na limniografach podaje



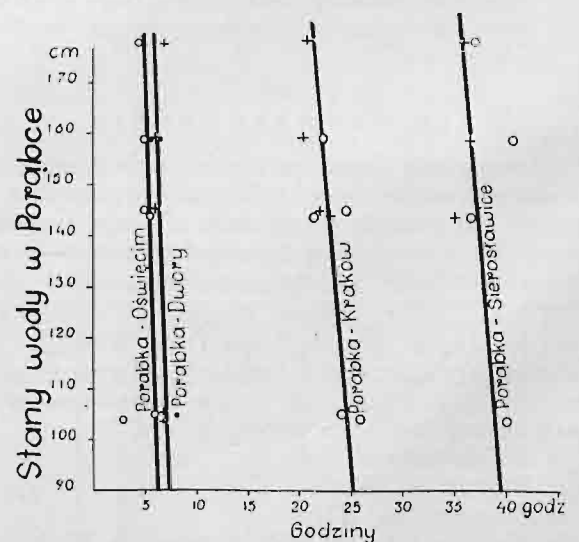
Rys. 2.

ry musi być zabezpieczony jako najniższy dla potrzeb gospodarczych niżej położonych miejscowości.

Charakterystycznym stanom wykresu w Porąbce według wykonanych pomiarów odpowiadały następujące odpływy ze zbiornika:

stan wody w cm	85	104	105	144	145	158	178
obj. odpł. w m ³ /s.	5,5	16,8	17,5	48,0	49,5	65,0	97,0

Niestety dość późna pora roku nie pozwoliła wykonać całego programu doświadczenia, poza tym zaś przymrozki ujemnie wpłynęły na funkcjonowanie delikatnej aparatury limniografów, zainstalowanych tylko prowizorycznie. To też częściowo wskutek przymarznięcia pływaka, częściowo unieruchomienia przez mróz piórka samopisu końcowy wykres w Sierosławicach, w Krakowie zaś jedna z fal



Rys. 3.

rys. 2, gdzie rzędne oznaczają stany wody, odcięte — godziny. Wyniki obliczeń czasu przejścia fal o badanej wysokości na poszczególnych odcinkach Soły i Wisły naniesiono na rys. 3. Wypośredkowa-

ne proste podają odpowiednie zależności dla odcinków: Porąbka — Oświęcim, Porąbka — Dwory, Porąbka — Kraków, Porąbka — Sierostawice.

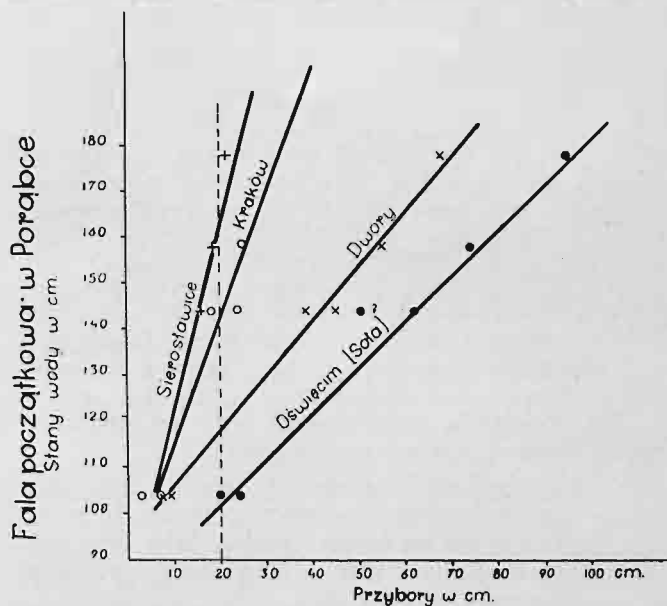
Ponieważ w granicach odpływów doświadczalnych, szybkości fal nie ulegają większym zmianom, przeto dla celów praktycznych mogą być użyte wartości przeciętne.

Odpowiednie dane liczbowe podaje poniższe zestawienie.

Odcinek	Odległość km	Przeciętny czas przejścia fali przepływu przy $Q = 5,5$ do $97 \text{ m}^3/\text{s}$ w godzinach	Szybkość posuwania się fali w km/godz
Porąbka—Oświęcim	27,9	5,5	5,1
Porąbka—Dwory	34,7	6,3	5,5
Porąbka—Kraków	109,4	22,8	4,8
Porąbka—Sierostawice	161,4	37,5	4,3

Opierając się na powyższych wartościach, niżej podaję przeciętny czas przejścia fali przepływu o wspomnianych wyżej wysokościach dla ważniejszych odcinków Soły i Wisły. (Liczby w zestawieniu oznaczają godziny).

Pozostałoby jeszcze omówić spłaszczenie fali w miarę jej posuwania się wzdłuż Wisły. Spłaszczenie fali następuje przez jej wydłużenie oraz jednoczesne obniżenie wierzchołka. W miarę posuwania się wzdłuż rzeki, jak widzimy z wykresów



Rys. 4.

	Porąbka	Oświęcim (Soła)	Ujście Soły	Dwory	Smolice	Tyniec	Kraków	Przewóz	Niepołomice	Sierostawice
Porąbka km 0		5,5	6,2	6,3	10,0	19,3	22,8	26,0	30,0	37,5
Oświęcim (Soła) km 27,9			0,7	0,8	4,5	13,8	17,3	20,5	24,5	32,0
Ujście Soły km 31,5				0,1	3,8	13,1	16,6	19,8	23,8	31,3
Dwory km 34,7					3,7	13,0	16,5	19,7	23,7	31,2
Smolice km 54,5						9,3	12,8	16,0	20,0	26,5
Tyniec km 95,4							3,5	6,7	10,7	18,2
Kraków km 109,4								3,2	7,2	14,7
Przewóz km 120,0									4,0	11,5
Niepołomice km 132,0										7,5

(rys. 2), czas trwania stanów szczytowych fali ulegał coraz bardziej znacznemu skróceniu, aż w Krakowie zarysował się tylko krótki stan kulminacyjny. Wzniesienie szczytu fali ponad stan początkowy,

przyjmując go na poziomie odpowiadającym mniej więcej okresowi przed rozpoczęciem doświadczenia (stan bliski do średniego rocznego), dla każdego z badanych odpływów innym ulegało zmianom.

Na rys. 4 przedstawiono zależność pomiędzy wysokością początkowej fali, wypuszczonej ze zbiornika, a przyborem wody na Wiśle w cm dla poszczególnych miejscowości, w których wykonywana była samoczynna rejestracja zjawiska. Jeśli przyjmiemy, że podniesienie stanu wody poniżej 20 cm nie będzie posiadało (przy stanach wody zbliżonych do średnich rocznych) znaczenia dla żeglugi, wtedy linia przerywana na rys. 4 określi, jakiej wysokości fala początkowa, wypuszczona z Porąbki, staje się dla żeglugi decydującą. Z wykresu widzimy, że dla ujścia Soły wystarczą stosunkowo niewysokie fale (powyżej + 100 cm czyli powyżej 15 m³/s.), natomiast jeśli chodzi o żeglugę na odcinku ujście Soły — Sierosławice odgrywać rolę mogą tylko fale powyżej + 160 cm ($Q = 65$ m³/s. i wyżej).

W n i o s k i.

Na podstawie zestawionych wyżej danych dają się wysnuć następujące wnioski:

1. Dla żeglugi korzystnymi mogą być fale o przepływie szczytowym powyżej 18 m³/s., przy czym im wyższa będzie fala, tym krócej mogłoby trwać upuszczanie wody ze zbiornika.
2. Krótkie, a niskie fale ulegają tak szybkiemu spłaszczeniu, że żegluga nie będzie mogła odczuć ich wpływu.
3. Ze względów powyższych przy wykorzystaniu

Inż. Edward Romański

Prace Biura Dróg Wodnych.¹⁾

Referat IV — żeglugi²⁾. W całości kształcie swoich prac referaty II — regulacji rzek i III — sztucznych dróg wodnych — mają za zadanie jak gdyby stworzenie sieci szlaków komunikacji wodnej w oparciu o możliwości, które daje natura kraju. Referat IV — żeglugi — jest natomiast tą komórką Biura Dróg Wodnych, która ma za zadanie wykorzystanie sieci dróg wodnych, a więc przede wszystkim opiekę nad rozwojem żeglugi śródlądowej.

Z tego założenia wynikają zasadnicze wytyczne działalności referatu IV w ramach Biura Dróg Wodnych.

W zakresie administracyjnym działalność ta polega na opracowywaniu przepisów, gwarantujących zachowanie porządku i bezpieczeństwa przy uprawianiu żeglugi, na ustalaniu opłat żeglugowych za korzystanie z kanałów, śluz, zimowisk oraz wszelkich znajdujących się pod opieką Państwa dróg że-

glownych i spławnych, bądź w celach żeglugi i spławu, bądź też za pobieranie materiałów z łóżysk wód publicznych, na ustalaniu warunków dla uzyskania patentów statkowych, żeglarskich i retmańskich itp. Do tegoż działu prac referatu należy również czuwanie nad ścisłym przestrzeganiem zawartych umów międzynarodowych, dotyczących żeglugi i tranzytu wodnego. Stąd wynika stały kontakt referatu z odnośnymi komórkami innych zainteresowanych resortów: Spraw Wewnętrznych, Przemysłu i Handlu i Spraw Zagranicznych.

4. Wysokie odpływy z zakładu szczytowego mogą wytworzyć na Wiśle poniżej ujścia Soły korzystne warunki dla żeglugi, jednak w pewnych określonych godzinach, uwarunkowanych czasem pracy zakładu oraz ilością godzin tej pracy.
5. W związku z punktem 4-ym nasuwała by się konieczność dostosowania ruchu statków na Wiśle poniżej Soły do czasu, w którym fala ze zbiornika na Sole (wypuszczona przez zakład wodno-elektryczny) dojdzie do Wisły i w którym będzie w danym miejscu trwała. Zatem ruch statków odbywałby się według ustalonego rozkładu z falą, względnie w górę rzeki w okresie jej trwania.

Jeśli weźmiemy pod uwagę, że szybkość posuwania się fali wynosi przeciętnie na badanym odcinku 4—5,5 km/godz., jasnym będzie, że ruch statków w zupełności nadąży za posuwaniem się fali.

W zakresie technicznym referat żeglugi ma powierzone sobie sprawy:

- a) opieki nad nurtem rzek żeglownych (wytyczanie, pogłębianie, oświetlenie itp.),
- b) opieki nad państwowym taborem żeglugowym (opracowywanie względnie zatwierdzanie projektów budowy taboru, warunków technicznych materiałów budowy, normalizacja typów statków i barek itd.),
- c) nadzoru nad stoczniami państwowej administracji wodnej i warsztatami naprawczymi taboru, wyposażeniem portów i przystani itd.,
- d) zakupów poważniejszych obiektów taboru pływającego, bądź maszyn budowlanych, jak np. ekskawatorem, dźwigów portowych itp.,
- e) dozoru kotłów parowych na statkach państwowych,

¹⁾ Artykuł niniejszy jest dokończeniem artykułu zamieszczonego w zeszytach 2 i 4 z r. 1937. „Gospodarki Wodnej”.

²⁾ Do czasu sankcjonowania Departamentu Dróg Wodnych sprawy wodne są ześrodkowane w Biurze Dróg Wodnych Min. Komunikacji, zaś przyszłe wydziały nazywane są dziś samodzielnymi zespołami lub referatami. Kierownikami zespołów (referatów) są: I-ogólnego — inż. I. Wewiórski, II-regulacji rzek — inż. J. Wowkonowicz, III-budowli i dróg sztucznych — inż. T. Tillinger, IV-żeglugi — inż. S. Krieger, V-zbiornikowego — inż. H. Herbich i VI-studiów — inż. W. Kollis. Materiału dla niniejszego artykułu dostarczyli pp. Kierownicy referatów.

f) w dziale taboru żeglugi prywatnej — studia nad dostosowaniem rodzaju barek i statków do warunków żeglugowych na polskich drogach wodnych przez normalizację odpowiednich typów dla poszczególnych szlaków wodnych.

Osobny poważny dział pracy referatu stanowią prowadzone zgodnie ze wskazaniem P. Ministra Komunikacji studia nad polityką taryfową, dotyczącą całokształtu zagadnień transportowych, w tym celu, ażeby na podstawie gruntownie uzasadnionych postulatów oddziaływać na kształtowanie się tej polityki z uwzględnieniem słusznych gospodarczo interesów żeglugi.

Zakres wyszczególnionych wyżej zadań referatu jest tak obszerny, że uzasadniałby konieczność zatrudnienia kilkunastoosobowego personelu fachowego. Narazie personel ten składa się z 3-ch osób.

Mimo to referat stale rozszerza swój teren pracy. W ciągu ostatnich dwóch lat wzbogacono inwentarze państwowej administracji wodnej o kilkanaście sztuk tak pożytecznych maszyn budowlanych, jakimi są czołgowe ekskawatory, zastępując nimi przestarzałe i zużyte pogłębiarki czerpakowe. Opracowano również projekty łodzi motorowych dla rzek szczególnie płytkich, przy czym 6 sztuk takich łodzi, wyposażonych w specjalne pędzisko angielskie systemu Hetchkiss'a, przeznaczonych będzie — jako statki inspekcyjno-holownicze — takim placówkom administracji wodnej, gdzie dotychczas uruchomienie motorówek z powodu płytkości nurtu nie było w ogóle brane w rachubę. Zaczyna to okazywać wpływ na inicjatywe prywatną: w roku bieżącym ujrzymy pierwsze jaskółki w postaci podobnych statków żeglugi prywatnej na górnej Wiśle.

Referat V — zbiornikowy. Zespół pracy w Biurze Dróg Wodnych, zwany referatem V — zbiornikowym — ma za zadanie stworzenie sieci zbiorników retencyjnych, które, mając na celu złagodzenie skutków powodzi, dają jednocześnie możliwość wzyskania sił wodnych. Dysponowanie potężnymi zbiornikami wodnymi pozwala niejednokrotnie na wykonanie trzeciego kapitałnego zadania w gospodarce wodnej, — mianowicie poprawę warunków żeglugi na rzece niżej położonej.

Rzecz prosta, że jednoczesne wykonanie wszystkich trzech wspomnianych zadań — przeciwpowodziowego, energetycznego i żeglugowego nie może być uskutecznione w 100%.

Uporządkowane i programowe zorganizowanie gospodarki wodnej na tym odcinku stało się w Polsce od niedawna zrozumiana aktualna koniecznością. To też na początku 1934 r., a po pamiętnej lipcowej powodzi tego roku w intensywniejszym tempie, poczęto w Biurze Dróg Wodnych planować budowę zbiorników i zakładów wodno-elektrycznych na szerszą skalę, opracowując generalny, wieloletni program, z możnością rozbijania go na szczegółowe 4-letnie programy.

Spośród 44 zbiorników, projektowanych w generalnym wieloletnim programie inwestycji zbiornikowych, przypada 27 zbiorników o pojemności 774 milionów m³ na dorzecze Wisły, a 19 zbiorników o pojemności 576 milionów m³ na dorzecze Dniestru.

W pierwszej kolejności przewidziane jest dokończenie studiów, opracowanie projektów, a następnie budowa zbiorników w dorzeczu Wisły.

Zbiorniki te pozwolą na zmniejszenie fali powodziowej na Wiśle górnej oraz wpłyną na podniesienie niskich stanów na Wiśle po Sandomierz w okresach długotrwałej posuchy. Wartość energetyczna tych zbiorników, łącznie z szeregiem zakładów, rozmieszczonych w centrum kraju oraz na Wileńszczyźnie i na Pomorzu, których budowa nie łączy się już z zagadnieniem ochrony przed powodzią, w łącznej ilości 130 zakładów wynosi: 890.000 kW mocy i 3934 milionów kWh produkcji rocznej.

Na tle tych dość szerokich zadań referatu V B. D. W. zarysowują się prace realne na najbliższe lata w węższym zakresie, jednak — jak na nasze możliwości kredytowe — znaczne, a właściwie — w rozmiarach jak dotychczas największych w porównaniu z pracami w innych działach (regulacja rzek, budowa kanałów, zabudowanie potoków i żegluga), gdzie faktyczny stan rozbudowy stoi znacznie poniżej potrzeb najkonieczniejszych.

Program więc najbliższych lat obejmuje:

1. Opracowanie planów wykorzystania wartości energetycznej zbiornika w Porąbce na rz. Sole. Aczkolwiek najważniejszym i bezpośrednim zadaniem zbiornika w Porąbce jest retencja dla zmniejszenia fali powodziowej, a następnie alimentacja Wisły w czasie posuchy, — to jednak w zbiorowej akcji tworzącego się towarzystwa sieciowego dla rozwiązania problemu elektryfikacyjnego okręgu krakowskiego. Porąbka, jako jedno ze źródeł o wysokiej wartości, z uwagi na swój charakter szczytowy, winna być należycie wykorzystana. W bieżącym roku projektuje się budowa jednego z trzech turbozespołów o mocy 6.500 kW, a następnie dalsze dwa o tej samej mocy, tj. łącznie do 20.000 kW mocy i zdolności produkcyjnej 27 milionów kWh.

2. Następnie kontynuowana będzie w Rożnowie na Dunajcu budowa zapory o kubaturze 380.000 m³ betonu. Robota jest wykonywana na podstawie projektów, sporządzonych przez referat zbiornikowy Biura Dróg Wodnych. Zbiornik rożnowski — 7-mio krotnie większy od porąbkowskiego posiadać będzie znacznie większy zasięg swego wpływu dla złagodzenia skutków powodzi, jak również dla poprawienia warunków żeglugi na Wiśle. Przy zaporze tej równocześnie budowana jest elektrownia wodna i sieć wysokiego napięcia w celu wykorzystania dla celów elektryfikacyjnych olbrzymiej energii w ilości 50.000 kW mocy i ok. 150 milionów kWh produkcji rocznej.

Poza tym w referacie zbiornikowym B. D. W. wykończono projekt szczegółowy, zawarto umowy na dostawę instalacji mechanicznych (segmenty rur spustowe, zasuw, turbiny) i elektrycznych (generatory). Produkcja tych instalacji częściowo w krajowych, a częściowo w zagranicznych wytwórniach prowadzona jest zgodnie z ogólnym programem budowy tak, by całość robót i uruchomienie zakładu mogło nastąpić na przełomie 1939/1940 roku. Równolegle prowadzona jest akcja wyłączeniowa dla terenów pod przyszły zbiornik o powierzchni 1800 ha przez specjalną Sekcję wyłączeniową Kierownictwa Budowy Zbiornika w Rożnowie. W referacie V opracowywane są wreszcie szczegółowe projekty przebudowy dróg w rejonie zbiornika o ulepszonych nawierzchni, których budowę prowadzi Departament Drogowy Ministerstwa Komunikacji.



3. W bieżącym roku przewiduje się na wiosnę rozpoczęcie wg projektu Biura Dróg Wodnych, budowy zbiornika w Czchowie na Dunajcu. Zbiornik ten, usytuowany kilkanaście kilometrów poniżej zbiornika w Rożnowie, stanowić będzie integralną składową zakładu w Rożnowie. Chcąc bowiem spełnić warunki dostarczania możliwie stałego przepływu w ciągu doby dla celów żeglugi na dolnym Dunajcu, a następnie na Wiśle — przy zapewnieniu równocześnie zupełnej swobody energetycznej zakładowi w Rożnowie, należy wybudować dolny zbiornik wyrównawczy dla powtórzonego wyrównania przepływu w ciągu doby.

Rolę tę spełniać będzie zbiornik w Czchowie. Przy tym zbiorniku zainstalowany będzie również zakład elektryczny o stałej pracy w ciągu doby, przy czym maksymalna moc wyniesie 10.000 kW, a produkcja przeciętna w roku 47 milionów kWh.

Na podstawie szczegółowego projektu zbiornika i zaporv w Czchowie ogłoszono w styczniu b. r. przetarg części mechanicznej i elektrycznej, następnie zaś przetarg budowlany. Organizacja Kierownictwa Budowy i dochodzenie wodno-prawne w toku.

4. Skolei w bieżącym roku są w opracowaniu przez referat projekty dalszych zbiorników na Sanie w Solinie — Zabrodziu i w Czorszynie na Dunajcu, dla których studia geologiczne z wynikami bardzo dobrymi oraz topograficzno-hydrologiczne zostały przez partie pomiarowe referatu ukończone w ubiegłym roku.

Pojemność zbiornika na Sanie w Solinie wyniesie około 215.000.000 m³, spad brutto 45 m, moc zakładu 30000 kW, a przeciętna produkcja roczna ok. 70.000.000 kWh. Analogiczne cyfry dla Czorszyna na Dunajcu wynoszą: pojemność zbiornika 38.000.000 m³, moc 10.000 kW i produkcja roczna 40.000.000 kWh.

5. Do prac bieżącego roku referatu ma być włączone dokończenie studiów, opracowanie projektu, a następnie budowa zakładu wodno-elektrycznego o charakterze wyłącznie energetycznym dla okręgu wileńskiego w Turniszkach na rz. Wilii. Na podstawie dotychczasowych studiów określa się zdolności produkcyjne tego zakładu na 70.000.000 kWh rocznie przy pomocy 12.000 kW i spadzie 12 m.

Zakład ten wobec wyrównanego i znaczne przepływu rz. Wilii ($q_{rob.} = 150 \text{ m}^3/\text{sek.}$) dostarczyć wyjątkowo tanią energię, kalkulowaną we wstępnym projekcie na 1,2 gr/kWh.

Reasumując, stwierdzić należy, że w tej stosunkowo młodej gałęzi technicznej w Polsce w ostatnim 3-leciu wyrobił się dość liczny personel inżynierski w ilości kilkudziesięciu osób, który — scentralizowany w Biurze Dróg Wodnych — zdolny jest dziś podjąć największe projekty i roboty z dziedziny zbiornikowej i wodno-energetycznej.

Referat VI — studiów i projektów. Sieć polskich dróg wodnych w dzisiejszym jej stanie wymaga szeregu uzupełnień oraz ulepszeń. Uzupełnienia polegają przede wszystkim na wykonaniu sztucznych połączeń pomiędzy rzekami, — ulepszenia zaś dotyczą istniejących szlaków, których warunki nie odpowiadają w całości potrzebom gospodarczym Państwa.

Wykonanie robót obu kategorii w zasadzie powinno być znacznie wyprzedzone przez przeprowa-

dzenie studiów ekonomicznych i technicznych. Studia te muszą z jednej strony iść w kierunku stworzenia podstaw dla ogólnego planowania, z drugiej strony winny dać możliwość przynajmniej generalnego rozwiązania poszczególnych zagadnień.

Wychodząc z powyższych założeń postawione są referatowi Studiów i Projektów B. D. W. następujące zadania:

1. Przepracowywanie różnych koncepcyj z zakresu gospodarki wodnej niezależnie od tego, czy koncepcje te mają widoki natychmiastowej realizacji, czy też w związku z bieżącymi projektami stanowić mają ich dalsze rozwinięcie.

Do zakresu tych zadań należą studia i opracowania generalnych koncepcyj technicznych rozbudowy sieci dróg wodnych oraz koordynacji ich z innymi środkami komunikacji (węzły komunikacyjne, porty). Do tych też zadań należy opracowywanie generalnych projektów technicznych ochrony przed powodzią.

2. Wykonywanie studiów i opracowywanie generalnych projektów użegłownienia rzek pod kątem widzenia koordynacji wszelkich możliwych środków technicznych rozwiązania tego zadania, a więc przy pomocy regulacji rzek, kanalizacji, kanałów lateralnych, względnie przez zasilanie zbiornikowe.

3. Wykonywanie generalnych projektów sztucznych dróg wodnych, które na skutek badań ogólnych, omówionych w p. 1., wykazały techniczną i ekonomiczną celowość realizacji.

4. Studia specjalne, związane z regulacją Wisły oraz innych większych rzek żeglownych. Tu należą badania w związku z wyborem ekonomicznych typów budowli regulacyjnych, studia nad metodami prac regulacyjnych oraz badania uzyskanych wyników regulacji.

5. W referacie VI skoncentrowane są wreszcie wszelkie sprawy, związane z ewidencją prac pomiarowych urzędów podległych, studia i pomiary wstępne do projektów, wykonywane bezpośrednio przy pomocy personelu referatu, czy też kontrola i normalizacja tych prac, prowadzonych przez urzędy podległe, współpraca z Instytutem Hydrograficznym, sprawy instrukcyj i norm technicznych oraz sprawy programu studiów i pomiarów urzędów podległych.

Mimo iż referat pod względem personalnym nie jest jeszcze całkowicie skompletowany, prace są już zapoczątkowane we wszystkich wspomnianych wyżej kierunkach.

W roku ubiegłym przystąpiono do przeprowadzenia materiału dla jednolitego generalnego projektu regulacji Wisły. Obecnie posiadane projekty generalne dla 3-ch odcinków Wisły wymagają koordynacji i pewnej modernizacji.

Celom zbadania osiągniętych rezultatów dotychczasowych prac, wyjaśnienia obecnego stanu hydrologicznego Wisły oraz celem wyciągnięcia wniosków na przyszłość, w roku ubiegłym wykonano niwelację ustalonego zwierciadła wody po raz pierwszy jednocześnie na całej długości rzeki od ujścia Przemszy do morza (łącznie z Wisłą na obszarze W. M. Gdańska). Jednocześnie poruczono Instytutowi Hydrograficznemu wykonanie badań unoszenia i wleczenia materiału ruchomego oraz specjalnych badań warunków równowagi łozyska rzeki w myśl wytycznych oraz według programu re-

feratu. Badania te wykonano zostały od ujścia Przemysły do Puław i, ze względu na specjalny cel ewentualnego stopnia kanalizacyjnego w Warszawie pod Bielanami, także w obrębie Warszawy. W sezonie bieżącym badania te byłyby dokończone na pozostałym odcinku Wisły do granicy Państwa.

Po tych studiach, na podstawie materiału hydrologicznego już zebranego oraz na podstawie wyników powyższych badań przystąpi się do opracowania jednolitej koncepcji regulacyjnej, przy tym wzięte również będą pod uwagę zagadnienia ochrony przed powodzią.

Celem wyjaśnienia faktycznego wpływu zbiorników na polepszenie warunków żeglugi na Wiśle referat VI przeprowadził doświadczenie w skali naturalnej nad szybkością dobiegania poszczególnych przepływów do różnych miejsc na Wiśle oraz stopnia spłaszczenia poszczególnych fal.

W szeregu bieżących spraw z zakresu generalnych projektów i studiów nadmienić również należy opracowanie w referacie VI planu sygnalizacji dla potrzeb zbiornika wodnego w Porąbce i przygotowanie projektu wykorzystania danych sygnalizacyjnych dla prowadzenia należytej gospodarki zbiornikowej.

W zakresie regulacji w roku ubiegłym opracowany został szczegółowy program prac, związanych z wykonaniem jednolitego projektu generalnego regulacji rzeki Warty, pod kątem widzenia utworzenia drogi wodnej, obecnie zaś rozpoczęte już zostały odpowiednie studia w terenie.

Jako element składowy powyższego projektu

w roku ubiegłym przystąpiono na górnej Warcie do studiów terenowych i hydrologicznych, zmierzających do wyboru odpowiedniego miejsca dla przyszłego zbiornika zasilającego oraz wyjaśnienia jego możliwości zasilających.

Zagadnienie ekonomicznych typów budowli regulacyjnych również jest przedmiotem studiów. Na razie badano w małej skali możliwości zastosowania roślin wodnych do kolmatacji przestrzeni pomiędzy przetamowaniami, w roku bieżącym zostaną rozpoczęte na Warcie próby z budowlami typu palowego.

W roku ubiegłym przestudiowano szkicowo koncepcję drogi wodnej Niemen — Wilia — Dźwina z możliwym wyzyskaniem energii wodnej. W wyniku prac kameralnych wyznaczone zostało zadanie w terenie, które polega na razie na pracach rekonesansowych, wyznaczonych alternatywnie tras oraz na studiach hydrologicznych, mających za zadanie ustalenie możliwości alimentacyjnych drogi wodnej.

Poza powyższymi pracami referat VI w ciągu ubiegłych 2-ech lat zorganizował i przeprowadził przy pomocy personelu technicznego Urzędu Wojewódzkiego Poznańskiego studia wstępne terenowe do projektu szczegółowego kanału Warta — Gopło oraz przy pomocy Instytutu Hydrograficznego studia hydrologiczne. Po wykonaniu zdjęć, pomiarów hydrometrycznych, badań wiertniczych w terenie pod kierownictwem referatu wedle ułożonego programu wykonany został szczegółowy projekt budowy kanału.

Inż. Tadeusz Czaderski

Specjalny cement portlandzki jako tworzywo w świetle układu konstytucjonalnego*).

I. ROZWÓJ BADAŃ CEMENTU PORTLANDZKIEGO.

Wynaleziony w roku 1861 przez Józefa Aspidin'a cement portlandzki rozwinął się zwycięskim pochodem jako współcześnie najważniejsze i najdoskonalsze tworzywo budowlane o wielorakich i rozległych możliwościach stosowania i użytkowania. Rok 1861, od którego biegnie stosowanie zbrojeń żelaznych betonu, jest przełomowym dla budownictwa żelbetonowego, w warunkach i sytuacjach, które przedtem były nie do opanowania i nie do pokonania.

Jeżeli przejdziemy do omówienia własności chemicznych i podążających za nimi lub od nich zależnych, własności mechanicznych i fizycznych cementu portlandzkiego — to podnieść należy, iż dokoła nie wyjaśniono i nie ustalono układu konstytucjonalnego cementu, zadowalaliśmy się tylko jednym, powszechnie dziś znanym sposobem wyrażania składu chemicznego cementu, normalną analizą chemiczną elementarną, podającą poszczególne skład-

niki jako tlenki. Taką analizę chemiczną uzupełniamy badaniem mechanicznym, które między innymi obejmuje badanie wytrzymałościowe cementu. W ten sposób poznajemy chemizm cementu, tylko w jednej płaszczyźnie bez możliwości perspektywicznego wglądu w układ konstytucjonalny.

Stan ten uniemożliwiał świadome i celowe regulowanie oraz kształtowanie wszystkich technicznie ważnych własności wytwarzanego cementu portlandzkiego.

II. UKŁAD KONSTYTUCJONALNY CEMENTU PORTLANDZKIEGO.

Badania układu konstytucjonalnego, czyli wewnętrznej budowy cementu portlandzkiego, prowadzone od szeregu lat, w skali ogólnie światowej, z udziałem i polskiej nauki, a z amerykańskimi wybijającymi się w ostatnich latach na czoło — rozwijały się w płaszczyźnie metod mineralogiczno-petrograficznych, wreszcie fizyko-chemicznych, a w końcu röntgenoanalitycznych. Te ostatnie metody umożliwiły zidentyfikowanie poznanych kryształów i związków występujących w cemencie oraz wyliczenie ich struktury. Wyniki badań röntgenoanalitycznych ściśle pokryły rezultaty otrzymane przez

*) Referat wygłoszony dnia 16.12.1936 i 27.1.1937 r. na zebraniu naukowym w Stacji Doświadczalnej przy Zakładzie Mineralogii i Petrografii — Akademii Górniczej w Krakowie.

optykę minerałów lub w podejściu fizyko-chemicznym.

Współczesny stan nauki stwierdza w zeszkłonej substancji cementu obecność następujących zidentyfikowanych związków:

krzemian trójwapniowy: $3 \text{ Ca O} \cdot \text{Si O}_2$ zwany alitem
 α —krzemian dwuwapniowy: α — $2 \text{ Ca O} \cdot \text{Si O}_2$ zwany belitem
 β —krzemian dwuwapniowy: β — $2 \text{ Ca O} \cdot \text{Si O}_2$ zwany felitem
 glinian trójwapniowy:
 $3 \text{ Ca O} \cdot \text{Al}_2 \text{ O}_3$
 glino - żelazian — czterowapniowy:
 $4 \text{ Ca O} \cdot \text{Al}_2 \text{ O}_3 \cdot \text{Fe}_2 \text{ O}_3$] w mieszaninie zwane celitem

Ostatni z tych związków, w nazwie swej utrzymuje się pod mianem brownmilleritu, od nazwiska cdkrywcy, który go wyodrębnił i opisał.

Alit występuje w cemencie, jako główny składnik, w ilości największej ze wszystkich innych, — nadzwyczaj szybko tworzy połączenia z wodą, warunkuje tym samym wysoką wytrzymałość i wysoki stopień twardnienia. Belit i felit występują w ilościach skromniejszych. Z wodą hydratyzuje powoli i nie wpływa na początkowy rozwój wytrzymałości, z czasem jednak skrzepia całą więźbę betonu. Glinian trójwapniowy znajduje się zwykle w ilości około dziesięciu procent z odchyleniami raczej poniżej tej wysokości.

Z wodą współdziała bardzo żywo, dając początkowo kolloidalnie rozpuszczony wodorotlenek glinowy, który z kolloidalnie rozpuszczoną krzemion-

ką wzajemnie się koaguluja, kształtując w ten sposób tempo wiązania cementu. Wskutek tego ma też doniosły wpływ na wzrost wytrzymałości. Ujemną cechą glinianu trójwapniowego jest jego właściwość zmniejszania odporności chemicznej cementu na działanie korrozyjne niektórych związków chemicznych, spotykanych w glebie i w przyrodzie. Brownmillerit występujący mniej więcej w ilościach równorzędnych z glinianem trójwapniowym, hydratyzuje z wodą dość żywo, dając pomocniczo z alitem dobrą początkową wytrzymałość, co zauważamy w cementach z wygórowanymi ilościami żelaza a zatem brownmilleritu. Podczas procesu wypalania, spełniając rolę topnika, przyspiesza powstawanie alitu, ułatwia spiekanie i wypalanie klinkieru, nadając mu wreszcie szlachetną ciemną szarozieloną barwę.

III. CEMENT DOSKONAŁY.

Najwięcej wartościowymi i cennymi składnikami, które w odpowiedniej ilości oraz w celowym doborze i korelacji, dadzą nam „c e m e n t d o s k o n a ł y” przedstawiają się: krzemian trójwapniowy, glinian trójwapniowy i brownmillerit. W ten sposób, teoretycznie pomyślany „cement doskonały” o pełnym wysyceniu wapnem winien posiadać następujący elementarny skład chemiczny i układ konstytucjonalny:

skład chemiczny elementarny:		układ konstytucjonalny:	
kw. krzemowy (Si O_2)	18,9%	Alit = $3 \text{ Ca O} \cdot \text{Si O}_2$	71,9%
tl. glinowy ($\text{Al}_2 \text{ O}_3$)	6,6%	Belit = $2 \text{ Ca O} \cdot \text{Si O}_2$	—
tl. żelaza ($\text{Fe}_2 \text{ O}_3$)	4,7%	Celit } = $3 \text{ Ca O} \cdot \text{Al}_2 \text{ O}_3$ $4 \text{ Ca O} \cdot \text{Al}_2 \text{ O}_3 \cdot \text{Fe}_2 \text{ O}_3$	9,3%
tl. wapnia (Ca O)	65,4%		14,4%
magnezu (Mg O)	1,6%	tl. magnezu (Mg O)	1,6%
bezw. kw. siarkowego (SO_2)	1,3%	bezw. kw. siarkowego (S O_2)	1,3%
strata żarowa	0,9%	strata żarowa	0,9%
tl. potasu i sodu ($\text{K}_2 \text{ O}, \text{Na}_2 \text{ O}$)	0,6%	tl. potasu i sodu ($\text{K}_2 \text{ O}, \text{Na}_2 \text{ O}$)	0,6%
	100,0%		100,0%

$$\begin{aligned} \text{wsp. hydrauliczny CaO} : (\text{Si O}_2 + \text{Al}_2 \text{ O}_3 + \text{Fe}_2 \text{ O}_3) &= 2.17 \\ &\text{CaO} : \text{Si O}_2 = 3.46 \\ \text{Si O}_2 : (\text{Al}_2 \text{ O}_3 + \text{Fe}_2 \text{ O}_3) &= 1.67 \\ &\text{Al}_2 \text{ O}_3 : \text{Fe}_2 \text{ O}_3 = 1.40 \end{aligned}$$

Otrzymywanie „cementu doskonałego”, w pełni wysyconego wapnem a zatem dającego w krótkim czasie najwyższą wytrzymałość, oraz wytwarzanie go w skali przemysłowej nie jest sprawą łatwą i to w pojęciu tak technologicznym jak i chemicznym. Poprzez trudności wypału w piecach, — produkcja staje się czasem wręcz niemożliwą. Wspomniane trudności obarczają wreszcie kosztą wytwórczości w znacznym stopniu. Niemniej jednak, teoretyczne pojęcie „cementu doskonałego” nadaje naszej pracy fabrycznej pewną kierunkowość, by właśnie zbliżyć się do granic tego układu chemicznego, a w każdym razie dążyć do świadomego kształtowania, takich czy innych, technicznie ważnych lub pożądaných własności cementu. Niektóre ważne własności cementu szczególnie zaś pewna korelacja poszczególnych własności, ujawniła się w ostatnich latach, jako nieodzowna konieczność posiadania jej w cemencie używanym dla szczególnych budowli lub w osobliwych warunkach.

IV. ZJAWISKA CIEPLNE CEMENTU PORTLANDZKIEGO.

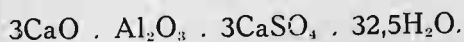
Podczas wypału cementu zachodzą w płomienicy pieca chemiczne procesy wiązania się poszczególnych składników na krzemiany i gliniany, przy czym wyzwala się ciepło w ilości 100 k cal. na każdy kilogram wypalanego klinkieru. Pomijamy ten egzotermiczny proces, który jakkolwiek ma znaczenie podczas produkcji cementu, to jednak tutaj nas mniej zajmuje.

Od chwili przerobienia cementu z wodą występują procesy hydrolizy i hydratacji składników cementu, przy czym procesem tym towarzyszą zjawiska cieplne o charakterze również egzotermicznym. Podczas pełnej i całkowitej hydratacji poszczególnych składników cementu wyzwala się poniżej podane ilości ciepła:

$3 \text{ Ca O} \cdot \text{Si O}_2$	120 cal/gr — alit
β — $2 \text{ Ca O} \cdot \text{Si O}_2$	62 „ — belit—felit

3 CaO · Al ₂ O ₃	207	")	— celit
4 CaO · Al ₂ O ₃ · Fe ₂ O ₃	100	")	
MgO	203	"		— tlenek magnezu
CaO	279	"		— tlenek wapnia
SO ₃	149	"		— bezw. kw. siark.

Gips czyli krystaliczny, dwuwodny siarczan wapniowy CaSO₄ · 2H₂O, dodawany podczas prze-
mięta cementu dla regulacji jego wiązania, działa
opóźniająco na wiązanie w ten sposób, że z pro-
duktami hydratacji glinianu trójwapniowego łączy
się na sól Candlota o wzorze



Podczas tego procesu wyzwala się ciepło, które
w przeliczeniu na resztę kwasową, czyli na SO₃, wy-
raża się ilością wyżej podaną w ostatniej pozycji.

Ciepło wyzwalające się podczas hydratacji
mierzymy, i ilościowo oznaczamy drogą pomiarów
pośrednich lub bezpośrednich. Metody pośrednie
dają nam wartości ogólnie wyzwolonego ciepła bez
uwzględnienia okresu wiązania cementu, w ciągu
którego ciepło wiązania się wyzwala. Nie oddają
więc one pełnej charakterystyki przebiegu zjawisk
cieplnych w miarę upływu czasu. Dlatego ucieka-
my się do metod bezpośrednich pomiarów i to w wa-
runkach adiabatycznych lub też izotermicznych. Tą
drogą staramy się poznać możliwie duży odcinek
krzywej przebiegu zjawiska cieplnego, rozwijają-
cego się w określonym lub pożądanym przez nas
czasie.

W płaszczyźnie tych badań, polska nauka
wniosła poważny dorobek, kalorymetrem labirynto-
wo - przepływowym, skonstruowanym i opraco-
wanym przez prof. W. Świętosławskiego, obec-
nego Ministra Wyznań Religijnych i Oświecenia
Publicznego. Kalorymetr ten i badania zapoczątko-
wane przez prof. W. Świętosławskiego umożli-
wiają poznanie ciepła wiązania cementu, rozwija-
jącego się w przestrzeni czasu, tym samym dają
nam krzywą charakterystyki cieplnej wiążącego ce-
mentu. Szczególnie i osobiście znaczenie posiada
ten kalorymetr dla badań pierwszych okresów
egzotermicznego procesu wiązania cementu, gdyż
badanie odbywa się w warunkach izotermicznych,
które nie wywierają dodatkowego i zniekształcają-
cego wpływu na chyżość i jakość cieplną wiązania,
jak to zwykle spotykamy w warunkach adiabatycz-
nych. Poznanie zależności istniejącej pomiędzy
ilością wyzwolonego ciepła a okresem czasu upły-
wającym od chwili zarobienia cementu z wodą, po-
siada doniosłe znaczenie, szczególnie przy wyborze
cementu dla budowy dużych monolitów, jakimi są
np. zapory wodne. Każdy cement portlandzki po-
siada swoistą dla siebie krzywą ciepła wiązania,
jemu tylko właściwą. Krzywa ciepła wiązania ce-
mentu zależy od szeregu momentów, przede wszy-
stkim zaś od składu chemicznego i układu konsty-
tucjonalnego.

V. JAKOŚCIOWY PODZIAŁ CEMENTU PORTLANDZKIEGO.

Równoległe z rozwijającym się postępowaniem
techniki i równoległe z poprawą i pomyślnym roz-
wojem warunków i możliwości gospodarczych, za-
znacza się i występuje w Polsce wyraźny ruch bu-
dowlany.

Ruch budowlany winien być z całą energią
w szerokim rzucie rozwijany i popierany, gdyż z
jednej strony powiększa nasz czynnie pracujący
majątek narodowy, z drugiej zaś strony wnosi do
przemysłu wytwórczego poważne ożywienie.
Wszak jeden robotnik zatrudniony na budowie da-
je refleksyjnie zatrudnienie sześciu robotnikom
w przemyśle wytwórczym (Bartel — Mowa sej-
mowa — 1928 r.).

Ruch budowlany — jeżeli pominiemy budow-
nictwo mieszkaniowe i osiedli ludzkich — możemy,
kierując się przeznaczeniem i celowością budowli
i mając zarazem na uwadze chemiczne sytuacje
ważne dla mocy i trwałości betonu, podzielić na
cztery wielkie grupy:

- A) budowle morskie i niektóre rzeczne,
- B) budowa dróg betonowych,
- C) budowa dużych monolitów, jak np. zapór
wodnych i przyczółków mostowych,
- D) budowa obiektów przemysłowych, narażo-
nych na chemiczną korozję.

Przyjmując te cztery rozwojowe kierunki bu-
dowlane, zaraz spostrzeżemy, że każdy z nich pra-
gnie widzieć i stosować cement portlandzki o róż-
nych wartościach i własnościach jakościowych.
Każdy z tych kierunków budowlanych wymaga
i pożąda cementu, którego niektóre własności win-
ny być szczególnie silnie wyrażone i zaznaczone,
inne mniej, a niektóre wreszcie nie są pożądane
ani korzystne.

VI. A. CEMENT DLA BUDOWLI MORSKICH I NIEKTÓRYCH RZECZNYCH.

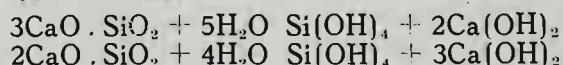
Jeżeli wyodrębniamy tutaj niektóre budowle
rzeczne — to mamy na myśli szczególne warunki
chemiczne występujące miejscami na Podkarpaciu,
w Pińszczyźnie i w kraju pomorskim.

Woda morska zawiera szkodliwe dla betonu
związki chemiczne, a mianowicie siarczany, chlorek
magnezu i kwaśne węglany.

Jeden litr wody morskiej — zależnie od oko-
licy i miejsca — zawiera przeciętnie, zwykle nastę-
pujące ilości soli mineralnych:

siarczanu magnezu kryst.		
MgSO ₄ · 7H ₂ O	=	3— 5 gr.
siarczanu wapnia kryst.		
CaSO ₄ · 2H ₂ O	=	1.5 gr.
chlorku sodu NaCl	=	20—35 gr.
chlorku magnezu kryst.		
MgCl ₂ · 6H ₂ O	=	5— 6 gr.
kwaśnego węglanu potasu KHCO ₃	=	0.1—0.3 gr.

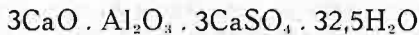
Poza tym portowa woda morska zawiera szko-
dliwe dla betonu produkty rozpadu i gnicia zwią-
zków organicznych, które jako odpadki życia czło-
wieka zanieczyszczają wodę portową. Zniszczenie
betonu siarczanem magnezu przebiega w ten sposób,
że działa on na wapno wyswobodzone przez hydra-
tazację krzemianów,



dając w wyniku działania w pierwszej fazie gips
i galaretowaty wodorotlenek magnezu, gdyż ma-
gnez jest zasadą słabszą niż wapń:



Wytworzony w ten sposób gips, razem z ilością gipsu doprowadzoną już pierwotnie z wodą morską, początkowo częściowo wykrystalizowuje i wreszcie działa na gliniany cementu, łącząc się z nimi na siarczan glinowo-wapniowy, czyli wspomnianą wyżej sól Candlota:



Wykrystalizowuje ona z dużą ilością wody, a wywierając znaczne ciśnienie powstających i rosnących krzystalów działa zatem w kanalikach betonu rozsadzając na jego spoiwość. Ponieważ sól Candlota nie jest trwałą wobec wody i rozpada się z wydzieleniem wodorotlenku glinowego i gipsu, przeto gips w ten sposób wtórnie wyzwolony, działa dalej, tak jak w swej pierwotnie doprowadzonej postaci. Raz zatem doprowadzona ilość gipsu, jeżeli beton znajduje się stale wobec wody, działa wielokrotnie, obsługując bez przerwy tą samą swą ilością dalsze i głębsze części betonu. Na związany beton działa chlorek magnezu w stężeniach większych, w ten sposób, że z wapnem betonu daje łatwo rozpuszczalny chlorek wapniowy, który opuszczając strukturę betonu, czyni ją porowatą i dostępną na zębne działanie siarczanów:



Chlorki potasowców, w danym przypadku chlorek sodowy, występując odrębnie i samoistnie nie wywierają złego wpływu na związany beton — natomiast w obecności siarczanów działają kumulatywnie. Kwaśny węglan potasu jest bez szczególnego znaczenia. Chemiczna korozja betonu jest pogłębiana mechanicznym działaniem pracy fal morskich, ruchem przyływu i odpływu morza, oraz rozsadzającym działaniem mrozu i zimna.

Cement portlandzki używany do budowy morskich winien wykazywać wielką chemiczną odporność obok małego skurczu. Wobec tego winien być glinian - trójwapniowy, który zmniejsza odporność cementu na działanie siarczanów, zepchnięty dość nisko, równocześnie zaś ustawienie wapna winno być kształtowane w granicach niższych, tak ażeby uzyskać niski współczynnik hydrauliczny cementu. Korelacja obydwóch krzemiaków powinna wyrażać się współczynnikiem dość niskim a mianowicie:

$$(\text{3CaO} \cdot \text{SiO}_2) : (\text{2CaO} \cdot \text{SiO}_2) = > 0.35$$

Cement taki jest dość ubogim w wapno i nade wszystko w gliniany — zaczyn jest w stosunku do wody morskiej, chemicznie dość biernym. Mimo wszystko jednak cement portlandzki jest przecież, mniej lub więcej czułym na działanie siarczanów, — tak że dla dopełnienia jego chemicznej odporności, używamy go chętnie z dodatkiem trasu lub tufu, które będąc pochodzenia wulkanicznego, zawierają krzemienkę w postaci szybko wiążącej wapno hydratyzacyjne cementu. Najkorzystniej wypada jednak zastąpić cement portlandzki, cementem portlandzkim żelazistym lub portlandzkim wysokopieczonym. Obydwa te cementy, wytwarzane na podkładzie żużla wysokopieczowego, odznaczają się tym, że związki glinu są substytuowane związkami żelaza. Niestety, cementy te nie są dotychczas w Polsce wytwarzane.

doskonałe zgęszczanie dobniami pneumatycznymi zaprawy betonowej, ustawionej według naj-

lepszego uziarnienia kruszywa, dopełnia naszych starań. Bardzo korzystne wyniki daje wytwarzanie pszczęólnych elementów budowli na ładzie, po czym prawidłowo związane i stwardniałe zanurza się w miejscu przeznaczenia.

Wody zdrojowe, wody mineralne i niektóre rzeki w okolicach zdrojowych na Podkarpaciu, zawierają pewne ilości soli mineralnych jak, chlorki, węglany, kwaśne węglany, często siarczany, a prawie zawsze prowadzą bezwodnik kwasu węglowego. Budowle betonowe służące jako ujęcie i uchwyt takich źródeł, albo budowle betonowe regulujące bieg rzek zasilanych wodą mineralną, są narażone na korozję wywołowaną w pierwszym rzędzie przez rozpuszczony w wodzie kwas węglowy oraz przez kwaśne węglany. Bezwodnik węglowy, jako gaz, działa skrzepiająco na strukturę betonu powodując karbonatyzację wapna, które przechodzi w trwałą postać węglanu wapniowego. Woda zawierająca jednak większe ilości rozpuszczonego kwasu węglowego, przemienia wapno betonu w łatwo rozpuszczalny kwaśny węglan wapniowy, spowodując poważne ubytki w betonie. Do tego destrukcyjnego działania dołącza się kumulatywne działanie chlorków. Jakkolwiek chlorki potasowców nie wywierają szczególniejszego wpływu występując samoistnie, to jednak wobec rozpoczętej korozji kwasem węglowym, przenikają beton, docierając nawet do żelaznego zbrojenia. Pod wpływem chlorków i tlenu z powietrza, wkładki żelazne rdzewieją, zwiększają swą objętość i w ten sposób mechanicznie niszczą spoiwość betonu. Chlorek magnezu działa wyraźnie szkodliwie, nawet bez współdziałania kwasu węglowego, zamieniając wapno w rozpuszczalny chlorek wapniowy, przy czym wydziela się galaretowaty osad wodorotlenku magnezu. W omawianych warunkach punktem zaczepienia i wyjścia korozji jest wapno, zawarte w cemencie. Z drugiej strony wapno to, jest niejako stosem pacierzowym własności hydraulicznych cementu portlandzkiego i dlatego jakiegokolwiek prestrajanie składu chemicznego tak, aby uczynić cement chemicznie więcej trwałym, jest niemożliwym. W przypadkach tego rodzaju korozji szukamy rozwiązań i wyjścia, tylko odpowiednim i celowym przerobem oraz dokładnym zakładaniem betonu. Jako kruszywa, zasadniczo unikamy tłuczniapiennego, aby nie zwiększać pola korozji. Stosujemy wyłącznie tłuczni bazaltowy i granitowy. Staramy się o prawidłowe uziarnienie dla największego wypełnienia, przy czym zalecamy ubijanie betonu dobniami pneumatycznymi, celem uzyskania doskonałej ściśliwości betonu. Tam gdzie możliwe stosujemy z reguły filtry z tłuczni marmurowego lub luźne narzucenie grysu marmurowego, na płaszczynę betonu, a to celem dość wczesnego wyeksploatowania i związania kwasu węglowego zawartego w wodzie, którą kierujemy przez marmurowy gryś.

Bardzo korzystnym i godnym polecenia jest zastosowanie jako domieszki do cementu, odpowiedniej puzzolany, która skutecznie wiąże wapno pochodzące z hydratyzacji cementu. Najodpowiedniejszym tworzywem w takich przypadkach jest cement glinowy (ciment fondu), który jest odpornym całkowicie na działanie kwasu węglowego.

Wody w okolicach bagnistych jak Pińszczyzna

lub moczarowatych jak niektóre okolice pomorskie, są czasem obarczone siarczanami, które powstają z utlenienia siarczków, pod działaniem tlenu powietrza. Siarczki powstały niegdyś w glebach moczarowatych, przez gnicie niektórych roślin i związków organicznych zawierających siarkę i żelazo. Budowle betonowe narażone na trwałe czy nawet przejściowe zetknięcie się z tego rodzaju wodami winny być wykonywane z cementu, który zawiera nikłe ilości glinianów z przewagą krzemianów. W wyborze jakości cementu, kierujemy się tymi samymi wskazaniem jak przy budowlach na wybrzeżu morskim. Jako korzystny dodatek wiążący trwałe wapno, stosujemy trass lub ziemię okrzemkową. W ostatnich czasach spotykamy nawrót do stosowania wityrytu czyli naturalnego, kopalnego węgla barowego, jako domieszki do cementu, która częściowo wyrównywuje szkodliwe działanie siarczanów. Węgiel barowy przechodzi pod wpływem siarczanów w nierozpuszczalny i chemicznie zupełnie bierny siarczan barowy. Używa się go w dodatku stosunkowo małym, nieprzekraczającym ½—1% w stosunku do ciężaru cementu. Idealne sproszkowanie wityrytu, obok doskonałego wymieszania z cementem jest koniecznością dla stworzenia dużej powierzchni obronnej. Zmieszanie z cementem następuje dopiero w ostatniej chwili, gdyż gips dodany do cementu dla regulacji czasu wiązania, reaguje z wityrytem. Nie brak w tym względzie ujemnej opinii, którą o wityrycie wyraża Nitzsche. Laboratoryjne wyniki wymagają jeszcze szerszego potwierdzenia w praktycznym zastosowaniu.

Po omówieniu niektórych przypadków korozji, która wielokrotnie doprowadziła do zupełnego zniszczenia betonu wynika rzeczywista konieczność, chemicznego badania już przed rozpoczęciem budowy, najbliższego otoczenia budowli jak najmniej dokładna analiza wszystkich warunków, z których niektóre kryć mogą w swojej istocie i w swej naturze, zarodek przyszłej korozji chemicznej.

VII. B. CEMENT PORTLANDZKI DO BUDOWY NAWIERZCHNI DROGOWYCH.

Beton nawierzchni drogowej, ułożony w dużych, płaskich i cienkich elementach, pracuje w osobliwych warunkach, wyraźnie i zasadniczo odmiennych niż w budowlach obciążonych i pracujących statycznie. Betonowa nawierzchnia drogowa podlega znacznej ścieralności, zaś pod wpływem zmian temperatury i wilgoci pewnym ruchom objętościowym skurczu i rozkurczu, przy czym ruchy te są dodatkowo obciążane drganiami wywołanymi ruchem kołowym po bieżni. W takiej sytuacji, aby uniknąć wyładowań powyższych ruchów w postaci rys i pęknięć, znajdujemy wyjście przez zakładanie w nawierzchni, szwów dylatacyjnych przestrzennych, poprzecznych i podłużnych, dzielących nawierzchnię na mniejsze pola i pasma ruchu różnokierunkowego. Beton pracujący w tak osobliwych warunkach wymaga cementu odznaczającego się szczególnymi fizycznymi własnościami. Winien on posiadać długie i powolne wiązanie, mały skurcz, znakomicie wyrównaną trwałość objętości oraz dużą elastyczność przy możliwie wysokiej mocy na ciągnięcie.

Ażeby cement sprostał tym warunkom, musi być jego skład chemiczny odpowiednio ułożony — a mianowicie: glinian trójwapniowy, żywo współpracujący z wodą wydziela duże ilości ciepła, które w okresie wychładzania się masy betonowej usposabiają ją do skurczu — zaczem ilość jego winna być lekko ograniczoną. Z drugiej strony zakładając masę betonową w elementach cienkich i płaskich, które szybko oddają swemu otoczeniu ciepło hydratacji, znajdujemy częściowe, naturalne wyrównanie tych przyczyn skurczu. Glinian trójwapniowy kształtuje okres i szybkość wiązania cementu w znaczeniu jego skracania. Aby wiązanie cementu wydłużyć i umożliwić przez to jego przerób, dodajemy podczas przemiatu około 2%—3% gipsu, który z produktami hydratacji glinianu trójwapniowego daje sól Candlota. Sól Candlota krystalizuje z dużą ilością wody, wykazując duże parcie krystalizacyjne — zaczem wszystkie pory betonu wypełniają się nią znakomicie, masa betonowa usztywnia się w ten sposób, a nie posiadając przez to wolnych por na przyjęcie skurczu, musi następowo pękać. Dlatego aby można małą ilością gipsu opanować wiązanie cementu należy z tej przyczyny lekko ograniczyć obecność glinianu trójwapniowego. Cement powinien być objętościowo całkiem wyrównany przez prowadzenie surowca w nieco niższych granicach wapna, aby nie zawierał go w postaci wolnej i niezwiązanej. Cement drogowy winien być nieco niżej ustawiony w wapnie niż przedni cement wysokowartościowy, który posiadając wygórowanie wapno, zawiera niestety, częste wolny, niezwiązany tlenek wapniowy, tolerowany i dopuszczany do poziomu 2%.

Dużą elastyczność wobec wysokiej mocy na ciągnięcie uzyskujemy przez możliwie wysokie kształtowanie ilości krzemianów, których wzajemna korelacja wyrażać się powinna współczynnikiem $(3 \text{ Ca O.SiO}_2) : (2 \text{ Ca O.SiO}_2) = \text{około } 3,2$. Wobec konieczności pewnego ograniczenia glinianu trójwapniowego, a tym samym zjawisk wygórowanego ciepła hydratacji i następowego skurczu, dążymy do podniesienia zawartości brownmilleritu, który podstawiając glinian, a działając jako topnik, ułatwia powstawanie krzemianu trójwapniowego. W ostatnich latach zaczęto wprowadzać do surowca jako topnik fluorek wapnia, który ułatwia spiekanie i wypał, a przez to zamierzone przegrupowanie układu chemicznego cementu. Stopień zmielenia cementu drogowego, posiada bardzo doniosłe znaczenie i jest poważnym czynnikiem wpływającym na skurcz betonu oraz na krzywą przebiegu ciepła wiązania cementu. Cementy drogowe winny być na ogół średnio grubo przemielenie, przy czym przy jednakowych wytrzymałościach, należy wybrać cement, raczej grubiej mielony. W świetle badań zagranicznych, wydaje się nam, iż podana w „Wytycznych dla budowy dróg betonowych na rok 1935” górna granica przemiatu cementu wyrażona pozostałością 5% na sicie o 4900 oczkach/cm² — jest przecież ujęta zbyt nisko. Wspomniane badania nad zależnością istniejącą między skurczem i wytrzymałością, a stopniem przemiatu, przemawiały by raczej za tym, aby wyżej podaną przez „Wytyczne” granicę 5% na sicie 4900 oczek/cm², uznać właściwie za granicę dolną. Cement o cienkim przemiale wiąże zwykle prędzej

i krócej, posiada więcej stromą krzywą ciepła wiązania, a to z powodu większej właściwej powierzchni jego ziarn, na której rozwija się proces hydratacji. Uspობabia to, oczywiście, do większego skurczu. W ostatnich latach zaczęto stosować do cementu drogowego pewne dodatki uzupełniające lub wyrównyujące. Dodatki te o podkładzie krzemionki, wiążą trwale wapno, obficie wydzielone podczas hydratacji cementu. W tej kierunkowej myśli powstał cement drogowy „soliditid”, wynaleziony przez Hiszpana Emila Longau, który dodaje do cementu poza gipsem, maczkę z wypalonego przez 2 godziny do 1000°C granitu lub diorytu. Skały te składają się z dużych ilości krzemionki, która podczas przeprażania przechodzi w postać czynną, łatwo wiążącą wapno hydratacyjne cementu. Wyniki z soliditidem należą do dobrych, szczególnie w płaszczyźnie skurczu i scieralności.

VIII. C. CEMENT PORTLANDZKI DO BUDOWY DUŻYCH MONOLITÓW.

Coraz częściej ujawnia się z różnorodnych przyczyn pożyteczna konieczność spiętrzania wód w korytach rzek. W miarę rozwoju budownictwa zapór wodnych, którym stawia się coraz wyższe wymagania w ich pracy, tak w znaczeniu ich wysokości, szerokości i ilości spiętrzanej wody—musiano z przyczyn statycznych jak i technicznych, pierwotnie używanych do budowy, kamień ciosowy zastępować nowym tworzywem jakim jest beton.

Zapory wodne budowane współcześnie, przedstawiają coraz większe, wyższe i dłuższe monolity betonowe — i tak przedstawia się ich rozwój:

Nazwa	Kraj	Wysokość m	m ³ betonu (w tys.)	Rok budowy
Cignana	Italia	52,5	140	1926—1927
Pardee	U. S. A.	108	480	1927—1929
Bull-Run	U. S. A.	60	170	1927—1919
Diablo	U. S. A.	120	245	1930
Esla-Tamora	Hiszpania	94	360	—
Sarrans	Francja	101	450	—
Vermount	Tyrol	52	145	1931
Boulder-Hoover	U. S. A.	220	3450	1935
Porąbka	Polska	22	100 (ukończono)	1936
Rożnów	Polska	45	380	w budowie

Cement wydziela w okresie wiązania do znaczne ilości ciepła hydratacji, w ilościach od 65 k cal do 115 k cal na każdy kilogram cemu. To zjawisko cieplne, rozwijające się od chwili robienia cementu z wodą trwa do 180 dni, praktycznie jednak uważamy je za skończone już do 28-go dnia, gdyż przyrosty cieplne między 28-mym a 180-tym dniem są już niewielkie. Ciepło wiązania cementu zastosowanego w konstrukcjach o małej objętości betonu, jest praktycznie bez szczególniejszego znaczenia, gdyż w takich przypadkach następuje dość rychła wymiana i wyrównanie ciepła między betonem o otoczeniem. Sprawa ta nabiera jednak poważnego znaczenia w dużych masach betonu, które z natury rzeczy, tak przez dużą swą objętość jak i z powodu niskiego ciepła właściwego składników betonu, stanowią akumulatory długo zatrzymywanego ciepła. W takich przypadkach zachodzi wysokie nagrzanie masywu, co powoduje zwiększenie się objętości betonu. Z czasem następuje wychładzanie się masywu betonowego, a równoległe z tym zjawiskiem występuje skurcz związanego betonu. Skurczowi pochodzenia termicznego towarzyszy skurcz naturalny, warunkowany utratą wody i procesem wysychania, oraz kontrakcją natury chemicznej, przez wysychanie (zawierającego dużo wody), galaretowego kwasu krzemowego, wydzielonego podczas hydratacji krzemianów. Czynnikiem stojącym w pośrodku przyczyn wyzwalania skurczów o różnej etiologii^{*)}, jest stopień przemiału cementu, który przesuwac nam może zjawiska skurczu tak w jego wielkości jak i w przestrzeni czasu. Z tych przyczyn dla budowy dużych maszywów staramy się o wybór cementów t. zw. „chłodnych” — z niskimi wartościami ciepła wiązania, a zatem posiadających niską zawartość glinianu i krzemianu trójwapniowych. W tym względzie, przy wyborze cementu stawiano np w Ameryce dość rozległe wymagania tak natury chemicznej jak i fizycznej, aby zapewnić niską cieplność wiązania cementu, kosztem nawet innych własności. I tak wymagano do budowy zapór:

*) *causa* = przyczyna.

	U.S.A. Boulder—Hoover	U.S.A. Bonneville		
	Cem. portl.	Cem. portl.	Puzolana	Mieszanka
				25% puz. 75% cem. p.
zawartość SiO ₂ — najmniej	0.85%	0.85%	50.00%	
nierozpuszczalna w HCl — najwyżej	3.00%		9.00%	3.00%
strata żarowa — najwyżej	5.00%	5.00%		5.00%
zawartość MgO — najwyżej	2.00%	0.50%		2.00%
zawartość SO ₃ — najwyżej	1.50	1.56		
współcz. Al ₂ O ₃ :Fe ₂ O ₃ — niżej	40.00%	55.00%		
3 CaO · SiO ₂	65.00%			
2 CaO · SiO ₂	7.00%	7.00%		
3 CaO · Al ₂ O ₃	20.00%			
4 CaO · Al ₂ O ₃ · Fe ₂ O ₃ } najwyżej	10			
początek wiązania w ciągu	1 godz.			
koniec tężenia w ciągu	10 "			
moc na ciągnięcie po 7 dniach nie niżej				20 kg/cm ²
moc na ciągnięcie po 28 dniach nie niżej				25 kg/cm ²
moc na ściskanie po 7 dniach nie niżej	70,3 kg/cm ²		36 kg/cm ²	
moc na ściskanie po 28 dniach nie niżej	140,6 kg/cm ²		58 kg/cm ²	
Cieplność hydratacji po 7 dniach } najwyżej	65 cal/gr			
" " " 28 " }	75 cal/gr			
pozostałość na sicie 16000 ocz/cm ²				najwyżej 12%
powierzchnia właściwa ziarn cementu oznaczana met. arąometr.				najmniej 1800 cm ² /gr
	1700—2300 cm ² /gr			

Poza tym, mieszanina puzolany z cementem winna być odporną na działania siarczanów.

Opracowane normy cementu dla budowy tychór, dowodzą nam, iż szczególny nacisk położono na zagadnienie ciepłności cementu kosztem wytrzymałości, którą znowu podciągano ku górze nadzwyczaj cienkim przemiałem. Do budowy zapory w Bonneville użyto cementu wyżej ciepłego, czego dowodzi wyższa wartość dla krzemianu trójwapieniowego, na którą zdecydowano się z przyczyny użycia puzolany jako domieszki, która skutecznie działa wytrzymałościowo tylko wobec większych ilości krzemianu trójwapieniowego. Odnośnie do ilości używanego cementu, to np. przy budowie zapory Boulder-Hoover stosowano analogiczne i prawie te same ilościowe warunki wyrobu betonu jak przy budowie zapory Bull-Run, U. S. A. używając średniej ilości cementu 200 kg/m³ przy współczynniku wodocementowym 0,65, co odpowiada 130 kg/m³ wody. Licząc teoretycznie, to jeśli nie uwzględniając żadnych strat ciepła, zachodzących w pierwszych okresach zakładania betonu, czyli przyjmując warunki adiabatyczne, które przecież w dolnych warstwach założonego betonu niewątpliwie zachodzą, wyliczyć można przybliżoną zwykłą ciepłoty betonu, jaka w wyżej podanych ilościowych warunkach przerobu zachodzić mogła, zakładając, iż:

$$\begin{aligned} \text{ciepło właściwe cementu} &= 0.183 \\ \text{ciepło właściwe kruszywa} &= 0.200 \\ \text{ciężar kruszywa w 1m}^3 \text{ betonu} &= 1500 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \frac{200 \times 75}{(200 \times 0,183) + (1500 \times 0,200) + (130 \times 1,0)} = \\ & = \frac{15000}{447} = 32,2^\circ \text{ C.} \end{aligned}$$

Przyjmując średnią temperaturę powietrza równą +22°C. dochodzimy do teoretycznej cyfry, która

wyraża nam, iż ciepłota wewnątrz betonu tych zapór nie powinna być wyższą od + 54,2°C.

W płaszczyźnie takich zjawisk cieplnych, które muszą być wszelkimi środkami zapobiegawczo, a potem objawowo cpanowywane, powstaje i rodzi się w miarę wychładzania betonu, następowy skurcz, pochodzenia termicznego, mogący spowodować poważne rysy kontrakcyjne, obarczając w ten sposób przyszłość budowli. Współczynnik skurczu czyli skrócenie jednostki długości wynoszący już 0,5 mm/m odpowiada ciśnieniu betonu 24 kg/cm², a ciągnięciu 18 kg/cm².

Środkiem, już w zarodku zapobiegawczym zjawiskom cieplnym, jest przede wszystkim wybór odpowiedniego „chłodnego” cementu.

Do cementów najchłodniejszych należą cementy portlandzkie żelaziste i portlandzkie żużlowe, obydwie wytwarzane na podkładzie żużła wysokopieczowego. Cementu żużlowego (Hochofenzement) użyto np. do budowy zapory Schluchsee koło Sebruck (1932 r.), stosując go w betonie plastycznym w ilości 200 kg/m³ w rdzeniu zapory, a 275 kg/m³ w betonie okładzinowym od strony nawodnej, którą to płaszczyznę dodatkowo torkretowano i pokryto inertolem. W Polsce, wspomniane cementy nie są jeszcze wytwarzane.

Chłodny cement portlandzki do budowy dużych masywów musi zawierać dość nisko gliniany, krzemiany zaś w podobnym ustosunkowaniu jak cement do budowli morskich. Brownmillerit powinien znajdować się w ilościach dość wygórowanych — około 20%.

Polskie cementy portlandzkie należą wytrzymałościowo do gatunków wyborowych, czego dowodzą ostatnie badania Politechniki Lwowskiej, przedstawiające się w świetle polskich i niemieckich norm, następująco:

	Ciągnięcie kg/cm ²			Ściskanie kg/cm ²			Przemiał %		Wsp. hydr.
	3 dni	7 dni	28 dni	3 dni	7 dni	28 dni	900	4900	
Cement portlandzki zwyczajny Polska P.N.B 201 — 204	—	18	22	—	200	300	2	20	1,7—2,2
Projekt polsk. normy dla cementu portlandzkiego przedniego	28	35	40	270	400	500	1,5	15,0	—
Średnia wyników wszystkich 10 polsk. cementów zwyczajnych	27	30	35	370	477	608	0,1	6,0	2,12
Najniższy wynik cem. polskiego	23	27	31	347	445	555	0,1	4,4	2,06
Najwyższy wynik cem. polskiego	29	33	40	371	525	668	0,1	5,9	2,17
Cement portlandzki przedni D. I. N. 1164 Niemcy	25	—	30	250	—	400	—	—	—

Porównawczo oceniając zawartości glinianu trójwapieniowego i brownmilleritu, stwierdzamy, że polskie cementy normalne, według naszych badań przedstawiają się dość jednolicie. Zawartość brownmilleritu obraca się w granicach od 9% do 11%, w jednym tylko przypadku dochodzi do 14%. Glinian trójwapieniowy waha się od 4% do 9,5%, co uważać należy z uwagi na ciepłność wiązania cementu, za objaw i stan korzystny. Cementy pol-

skie zawierają krzemian trójwapieniowy w ilościach wygórowanych, jednak w dość szerokiej amplitudzie bo od 48% do 64%, przy czym większość cementów posiada go w ilościach ponad 54%. Jest to wynikiem celowej pracy i wysiłków laboratoriów fabrycznych, w kierunku uwartościowania wytrzymałościowego cementów poprzez najwyższe i najlepsze wysycenie cementów wapnem.

Badanie charakterystyki ciepła wiązania ce-

mentu zapoczątkowane w Polsce doskonałym i górującym nad innymi kalorymetrem labiryntowo-przepływowym W. Świętosławskiego nie weszło jeszcze z pracowni naukowej w laboratoria fabryczne w skali ogólnie polskiej. Obliczając teoretycznie ciepło wiązania z układu konstytucjonalnego, przyjąć należy, że naogół wszystkie polskie cementy należą do średnio wysoko ciepłych w wiązaniu. Przyjęcie tego stanu jest tym więcej słusznym, że zawartość krzemianu trójwapniowego jest naogół dość wysoką przy względnie skromnej ilości glinianu trójwapniowego. W przystosowaniu do potrzeb budowy dużych monolitów betonowych, cement nasz więcej odpowiadałby celowi po przeprowadzeniu pewnego niezbyt głębokiego przestrojenia jego układu konstytucjonalnego, które przede wszystkim dążyć by musiało poprzez niedosylenie wapnem a podwyższenie kwasu krzemowego do obniżenia poziomu krzemianu trójwapniowego, a przez niejaką dodatkową korektę żelaza do podniesienia zawartości brownmilleritu.

Jeżeli myślimy o wielkości ciepła wiązania, to niemniej ważną jest krzywa rozwoju i przebiegu ciepła wiązania, biegnąca w przestrzeni czasu. Jedne cementy portlandzkie dają dość stromą krzywą a krótką w czasie, drugie zaś więcej płaską a długą w czasie. Wydaje się nam, że stopniem przemian, który z jednej strony będzie wyrównywał spadek mocy cementu następujący po obniżeniu wapna, będzie też można, w niektórych przypadkach, oddziaływać do pewnego stopnia regulując na tor krzywej ciepła wiązania. Budowa chemiczna cementu portlandzkiego dla dużych monolitów musi być zbliżoną do układu chemicznego cementów przeznaczonych dla budowli morskich.

Z kolei rzeczy przechodzimy do przedstawienia środków, które działając tylko objawowo, tą drogą usuwają na miejscu budowy, nadmiar wytworzonego ciepła, tym samym usuwają jego szkodliwe następstwa. Mamy tutaj na myśli szereg poczynań, których celowością jest albo usuwanie nadmiaru ciepła wiązania cementu, albo też unie możliwianie kumulacji ciepła. Do grupy pierwszej zaliczyć należy sztuczne chłodzenie wodą (zapora Boulder — Hoover) i obfite, przestankowe, przerywane, zlewanie wodą, które jednak działa powolniej i mniej głęboko. Środkami grupy drugiej byłoby dzielenie całego masywu na mniejsze bloki i fragmenty, które są poszczególnie osobno betonowane, jak to czyniono przy zaporach Grimsel i Boulder — Hoover. Po ostatecznym wychłodzeniu bloków zostają przestrzenie fug między poszczególnymi blokami wypełnione zapomocą iniekcji betonowej. Do tej samej grupy środków zaliczyć by należało osadzanie w masywie zakładanego betonu dużych bloków o pojemności do 2 m³ skał wysokowartościowych. Jakkolwiek sposób i zabieg ten ma zasadniczo inną celowość a mianowicie oszczędność na zużyciu betonu (zapora Martin U. S. A. oszczędność 4,3% betonu) i zwiększenie stateczności przy zachowanych wymiarach, lub zmniejszenie wymiarów wskutek wzrostu ciężaru objętościowego — to jednak wprowadzając w beton materiał nie wydzielający ciepła, w ten sposób działamy poniekąd ochładzająco. Przy budowie zapory Schwarzenbach użyto 21% wkładów z bloków kamienia.

W podobny sposób pracowano też przy budowie zapór: Barberine, San Antonio i Schluchsee.

Wspomnieć wreszcie należy o korozji na jaką mogą być narażone duże monolity, przez działanie kwasu węglowego niesionego w wodzie. Zniszczenie takie zauważono np. na jednej z norweskich zapór (Rolfscu), której beton wykazał wyraźne zużycie w wapnie, dzięki rozpuszczającemu działaniu bezwodnika kwasu węglowego. I tak:

beton zdrowy, zawierał	59,2%	tlenku wapnia
beton z lekką korozją	56,6%	" "
beton z silną korozją	40,0%	" "

Działanie korozyjne kwasu węglowego posiada poważne znaczenie, które naogół jest nie doceniane.

Woda deszczowa, która wydawałoby się, że nie jest obciążoną kwasem węglowym, zawiera go przecie w ilościach, które spowodują korozję chemiczną budowli.

IX. D. CEMENT PORTLANDZKI DO BUDOWY OBIEKTÓW PRZEMYSŁOWYCH NARAŻONYCH NA KOROZJĘ CHEMICZNĄ.

Pragniemy tutaj przedstawić warunki i sytuacje chemiczne w jakich pracuje cement i beton, przede wszystkim w zastosowaniu do potrzeb kopalnictwa węgla kamiennego. W kopalniach węgla znajduje coraz szersze zastosowanie beton do budowy szybów dobowych i zjazdowych, okolic podszymbia, budowy chodników, zapór działowych oraz obiektów dla odpływu wód kopalnianych. Beton w kopalniach suchych nie jest narażony na chemiczną korozję, natomiast w kopalniach silnie uwodnionych spotykamy się dość często ze zjawiskami korozji betonu.

Węgiel kamienny in substantia — tj. w swej istotnej postaci nie wywiera ujemnego wpływu na beton, natomiast może stać się szkodliwym jeżeli współdziała z nim woda. Zawartość siarki, występującej w węglu pod postacią pirytu, waha się w szerokiej granicy 0,5%—7,5%. Pod wpływem wody i wobec równoczesnego dostępu powietrza następuje utlenienie pirytu aż do kwasu siarkawego (siarczyny) i siarkowego (siarczany), które wywierają na związany beton szkodliwy wpływ. Woda kopalniana prowadzi ze sobą, z reguły, różnopostaciowe związki siarki i kwas węglowy, dość często chlorki, z tych przyczyn zalicza się do wód bardzo twardych. Przykładowo podajemy kilka rozbiórów chemicznych, niektórych wód kopalnianych:

	wody kopalniane		
	Nr 1.	Nr 2.	Nr 3.
twardość węglanowa (przemijająca):	15.68"	8.09"	10.00"
twardość niewęglanowa (trwała):	23.96"	31.05"	29.00"
twardość ogólna:	39.64"	39.14"	39.00"
SO ₃ w litrze:	0.4750 gr.	0.3530 gr.	0.4030 gr.
wolny CO ₂ w litrze:	0.0555 gr.	0.0660 gr.	0.0790 gr.
Cl w litrze:	0.0401 gr.	0.0412 gr.	0.0506 gr.

Połączenia siarki występują w wodach kopalnianych już to jako siarkowodór, wreszcie jako siarczki, siarczyny lub siarczany magnezu i wapnia.

Wszystkie te związki wywierają wysoce szkodliwy wpływ nawet na związany beton.

Siarkowodór nie wydaje się iżby wywierał poważniejszy wpływ, gdyż występuje on w małych stężeniach. Jednak i te małe stężenia bywają szkodliwe jeżeli działają długotrwale lub przestankowo, gdyż wapno cementu przechodzi w rozpuszczalny siarczek wapniowy, utleniający się szybko na siarczan wapniowy czyli gips. Analogicznie działają siarczki. Siarczyny, czyli sole kwasu siarkowego łączą się z wapnem betonu na siarczyn wapniowy, łatwo utleniający się na siarczan wapniowy czyli gips. W rezultacie takich czy innych przemian chemicznych, spotykamy się w końcowych fazach utleniałości, z dominującym działaniem gipsu czyli siarczanu wapniowego oraz siarczanu magnezowego. Działanie gipsu zostało już wyczerpująco omówione w rozdziale o wpływie wody morskiej na beton. Bezwodnik kwasu węglowego, jako gaz, skrzepia strukturę betonu powodując karbonatyzację wapna. Kwaśne węglany i rozpuszczony w większych ilościach bezwodnik kwasu węglowego łączą się z wapnem betonu na kwaśny węglan wapniowy, łatwo rozpuszczalny w wodzie, sprowadzając poważne ubytki w strukturze betonu. Chlorek magnezu zamienia wapno betonu na rozpuszczalny chlorek wapniowy, który opuszcza strukturę betonu. Chlorek magnezu w miarę postępu zmian korozyjnych, powoduje ze współudziałem tlenu, rdzewienie wkładek żelaznych betonu i tą drogą przez zwiększenie się objętości tychże, mechanicznie pogłębia proces destrukcji betonu.

Opisane procesy chemiczne postępują stale naprzód i to tym rychlej im częściej następuje odnowa dopływającej i opływającej lub przesiąkającej przez beton wody.

Cement portlandzki w betonie, pracującym i stosowanym w tak szczególnie osobliwych warunkach, występujących w uwodnionych kopalniach węgla, powinien posiadać wyraźnie zaakcentowaną pewną chemiczną bierność na działanie związków siarki. Uzyskać ją do pewnego stopnia można przez zepchnięcie ku dołowi zawartości glinianu trójwapniowego, który jest punktem zaczepu działania siarczanów. Krzemiany występujące w cemencie winny znajdować się w takiej korelacji, ażeby zachować przewagę krzemianu dwu- nad trójwapniowym. Zawartość wapna, a zatem współczynnik hydrauliczny, należy utrzymać w granicach obniżonych. Słowem — cement i jego chemiczna budowa powinna być taką jak cementu używanego do budowy morskich. Beton winien być przygotowanym z uziarnieniem kruszywa według krzywej najlepszego i najgęstszego wypełnienia, przyczem założenie betonu winno odbywać się w warunkach doskonałego ubijania, celem uzyskania zupełnej wodoszczelności. Tłuczni z kamienia wapiennego należy unikać. Podobnie też unikamy budowania paloną cegłą — na zaprawie z cementu portlandzkiego, gdyż poprzez bardzo porowate cegły przesącza się agresywnie działająca woda, niszcząc zaprawę cementową, spajającą poszczególne cegły. Mimo te ostrożności, zawsze przecie występują niejaki zmiany korozyjne, dlatego starania nasze dopełniamy zakładaniem urządzeń umożliwiających odprowadzanie wód poza obiekt betonowy, tak aby uniknąć szkodliwego styku budowli z wodą. Chemiczną bier-

ność betonu wyraźnie zwiększamy używając puzolany jako dość dużej (25%) domieszki do cementu, z ewentualnym jeszcze dodatkiem żuźla wysokopieczowego. Cement taki zawiera daleko niższe od cementu portlandzkiego ilości dającego się chemicznie wyługować wapna. Najlepszym rozwiązaniem sprawy jest użycie cementu portlandzkiego, wysokopieczowego, który wobec siarczanów jest więcej biernym. Najmniej biernym wobec siarczanów jest cement glinowy. Cement wysokopieczowy, nie jest dotąd niestety w kraju wytwarzany, zaś cement glinowy w swojej cenie kształtuje się dość wysoko. Rozpoczęcie każdej budowy winna poprzedzić dokładna analiza warunków chemicznych panujących w danym środowisku, jak niemniej chemiczny rozbiór wody kopalnianej, aby w ten sposób można ocenić stopień ewentualnej korozji, opracować sposób budowy i wybrać odpowiednie tworzywo lub stworzyć należyte środki ochronne i zwalniające proces korozji.

X. KIERUNKOWE MOŻLIWOŚCI ROZWOJU TECHNOLOGII CHEMICZNEJ WYTWARZANIA CEMENTÓW SPECJALNYCH.

Głębokość oraz rozległość zmian przeprowadzana w układzie chemicznym i konstytucjonalnym dla otrzymania cementów specjalnych odbywać się musi z uwzględnieniem wszystkich głównych i ubocznych własności cementu. Zmiany te muszą leżeć w optymalnej płaszczyźnie, indywidualnej dla każdego specjalnego cementu, która to jednoczy i synchronizuje wszystkie pożądane w danym przypadku własności fizyczne cementu. Każda wytwórnia cementu portlandzkiego posiada surowiec w swoistym układzie geologicznym, a przeto w pewnej stałej skali i charakterystyce chemicznej, która zwykle wyraża się małą zmiennością, różnorodnością i ruchliwością chemiczną surowych materiałów przerabianych na cement. Stąd wynika, że każda wytwórnia produkuje cement o pewnej, stałej, indywidualnej dla siebie charakterystyce chemicznej i fizycznej, która jest wypadkową układu chemicznego surowców posiadanych i przerabianych przez daną wytwórnię.

Z tych przyczyn przeprowadzenie jakichkolwiek głębszych zmian w układzie chemicznym, w oparciu się na własnych wyłącznie surowcach, czasem jest niemożliwe. W tych przypadkach, przeprowadzenie głębszych zmian chemicznych wymaga zastosowania obcych, dowiezionych dodatków korekturalnych, które uzupełniają nam miejscowy niedobór chemiczny. Zależnie od miejscowego układu chemicznego stosujemy dodatki korekturalne w postaci: piasku, przepałków i żuźli kotłowych, rudy darniowej, limonitu, banxytu, masy Laminga itp.

Dążności chemicznego przegrupowania w układzie konstytucjonalnym cementu obarczają bardzo często ruch fabryczny znacznymi trudnościami. Mamy tutaj na myśli odcinek pracy przemiałowej surowca i klinkieru oraz proces wypalania w piecach obrotowych. Dodatek korekturalny np. piasku obciąża nadmiernie młyny surowca, co sprowadza zbyt grubą przemiał, albo spadek produkcji, chcąc zachować prawidłowy przemiał. Wprowadzając do surowca dodatki o charakterze topników obarcza się bieg pieców obrotowych, gdyż spiekanie następuje w niższej ciepłocie przez zmniejszoną topliwość su-

rowca. Powoduje to wystąpienie nad wyraz przykrego zjawiska, w postaci tworzenia się w obrębie płomienicy pieca (1450° C — 1500° C) narostów narastających obwodowo ku średnicy pieca. Narosty te zmniejszają przepletność gazową pieca, a aparaty ogrzewnicze zasilające piec węglem wypadają z równowagi. Przez spiętrzenie się surowca poza narostami, występują zaburzenia w zasilaniu pieca, a te pośrednio oddziałują znowu na aparaturę ogrzewniczą, zmniejszając dodatkowo pojemność gazową i roboczą pieca. Zmiany te, w miarę pogłębiania się, doprowadzić mogą do zupełnej blokady pieca — co jest równoznaczne z zatrzymaniem biegu pieca.

Poprzez utrzymywanie np. brownmilleritów w wysokich granicach, staje się klinkier nadzwyczaj twardym, co powoduje trudności przemiatowe i spadek produkcji.

Opisane wyżej, trudności natury technologicznej odbijają się oczywiście niekorzystnie w układzie gospodarczym produkcji, która stawać się może tak drogą, że wytwarzanie cementu specjalnego, jest

dla wytwórni zupełnie nierentowne. Cementy specjalne muszą być zatem z konieczności włożenia w ich produkcję wyższych wartości — wyżej rynkowo cenione z dopłatą usprawiedliwioną droższą produkcją.

Zagadnienie cementów specjalnych jest w naszym kraju poważnie i rozlegle studiowane tak przez laboratoria fabryczne jak i pracownie naukowe uczelni akademickich, niemniej jednak praktyka budowlana nie może żądać w tej chwili od przemysłu cementowego, zbyt daleko idącego różniczkowania jakościowego cementu, aż do chwili kiedy zagadnienie technologii wytwarzania cementów specjalnych nie znajdzie słusznego związku z należytą wyższą ceną rynkową, za wyższą lub specjalną jakością cementu.

Cieszyć się należy ponad zwykłą miarę, iż polski cement portlandzki nie tylko w kraju ale też w okresie eksportowym, brał górę, szczególnie w krajach północnych, odpowiadając specjalnie wysokim normom, którym tylko nieliczne wytwórnie europejskie mogły również sprostać.

PIŚMIENNICTWO.

- Concrete, Detroit, U.S.A. 1924. Vol. 25. Nr 4. Str. 123.
F. Ast — Der Beton, Berlin 1907. T. J. Z.
O. Glasser — Wilhelm Conrad Röntgen und die Geschichte der Röntgenstrahlen, Berlin 1931.
I. Konarzewski — Związki układu CaO — Fe₂O₃, Roczniki Chemii, 1931. T. XI. Nr 6. Str. 516. ibidem 1931. T. XI. Nr 7. Str. 607.
J. Konarzewski — Wpływ glinianów i żelazynów itd. Przemysł Chemiczny 1932. T. 16. Str. 186.
J. Zawadzki i W. Łukaszewicz — Nowa metoda oznaczania wolnego wapna Roczniki Chemii 1931. T. XI. Nr 3. Str. 154.
J. Konarzewski i W. Łukaszewicz — Metoda fenolowa oznaczenia wolnego wapna Przemysł Chemiczny, 1932. T. 16. Nr 5-6. Str. 62.
J. Zawadzki i Z. Sobieraj — O reakcji siarczanu wapnia ze składnikami gliny Przemysł Chemiczny 1934. T. 18. Str. 668.
S. Żeromski i Z. Ślubicki — Badania układu CaSO₄ — CaO — SO₃. Roczniki Chemii 1934. T. XIV. Str. 849.
Inż. dr Antoni Eiger — Ciężar właściwy jako miara stopnia hydratacji cementów. Warszawa, 1937. Cement Nr 8. Str. 115.
L. T. Brownmiller, R. H. Bogue, The X — Ray method applied to a study of the constitution of Portland — Cement. U. S. Bureau of Standards Research Paper Nr 23. Washington.
A. C. Davis — Portland Cement, London 1934.
Quirino Sestini — La Chimica del Cemento, Milano 1933. XI.
Vieri Severi — Calci e Cementi idraulici, Firenze 1934. XII.
L. Forsén — Zur Chemie des Portlandzementes Zement, 1935, Nr 2, 3, 6, 10, 13.
R. Nacken — Thermo — chemische Untersuchungen an Zementschmehl und am Zement. Zement, 1922, Str. 245.
Wm. Lerch, R. H. Bogue — Über die Hydratationswärme des Portlandzementes. Zement 1935, Nr 11-12, Str. 155. oraz Bureau of Standards Journal of Research, Paper Nr 5, Str. 645-664; Washington 1934.
W. Świątosławski — Über ein Labirynth — Strömungskalorimeter, zur Messung der Erhärtungswärme von Zementen. Annales de l'Academie des Sciences Techniques à Warszawa, 1936. T. III. Str. 39. oraz: Zement, 1936. Nr 38. Str. 665.
W. Świątosławski, S. Rosiński — Przyczynek do poznania ciepła krzepnięcia cementu. Przemysł Chemiczny 1934. Str. 590.
M. Gary — Versuche über das Verhalten von Mörtel und Beton im Moor. Berlin 1922. Zeszyt Nr 49. W. Ernst. Zement, Berlin, 1919. Str. 210. T.J.Z. Berlin, 1936. Nr 35. Str. 443.
Nitzsche — Zement, Berlin 1921. Str. 13. Biuletyn Nr 6 Drogowego Instytutu Badawczego — Warszawa.
O. Graf — Über die Auswahl der Zemente zum Betsustrassenbau und über einige dabei aufgetreten Fragen — Berlin, 1936, Zementverlag, Zeszyt Nr 3.
R. Grün — Zement für Fahrbandecken, Berlin. 1935, T. J. Z. Nr 72 Str. 882 — zeszyt ten ukazał się w polskim języku.
Riepert — Die deutsche Zementindustrie, Berlin 1927. Str. 882.
 Rock Products, Chicago, 1934, zeszyt majowy. Str. 43. Zement, Berlin, 1936. Nr 36. Str. 613.
W. Kesselheim — Wege zur Verbesserung und Verbilligung des Betons beim Talsperrenbau. Würzburg, 1934. K. Triltsch.
S. Gawliński — Polskie Cementy portlandzkie. Warszawa, Cement, 1936, Nr 7. Str. 105.
L. Karasiński — Wzorcowanie cementów przednich, Warszawa, Cement, 1931, Nr 11, Str. 350.
Heintze — Einlagesteine in Gussbetontalsperren Bau-technik 1926.
R. Grün — Erfahrungen mit Spezialzementen Augewandte Chemie, 1936, Nr 4, Str. 85.
R. Grün — Die Verwitterung des Bausteine vom chemischen Standpunkt. Chemiker — Zeitung 1933. Roc. 57. Str. 401.
R. Feret — Additions des matières pulvéruentes aux liants hydrauliques Paris, 1926.

Budowa śluz w Duboi i Pererubie na kanale Królewskim

W roku 1937 zostały podjęte pierwsze zasadnicze prace, związane z kapitalną przebudową kanału Królewskiego (drogi wodnej Brześć—Pińsk).

Najbardziej charakterystyczną cechą tej przebudowy jest zaniechanie dotychczasowego sposobu śluzowania za pomocą jazów i zastosowanie śluz komorowych.

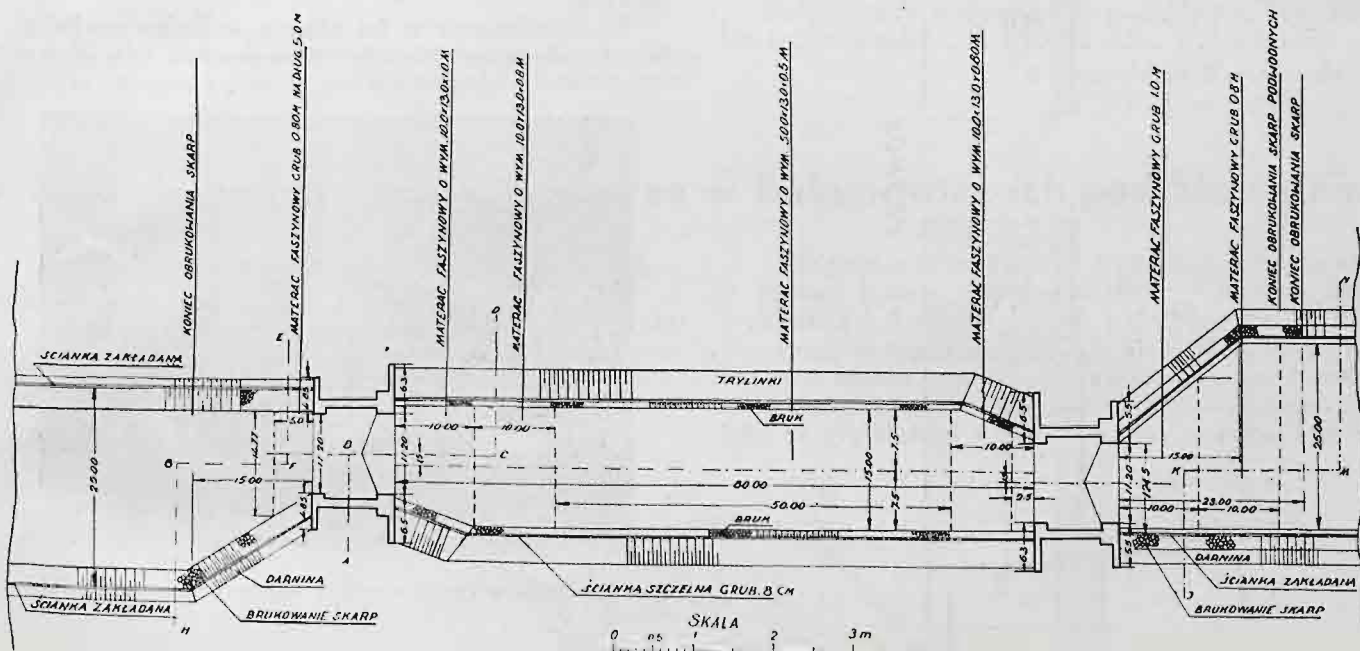
Dotychczasowa ilość stopni na kanale — 19 jazów czynnych — zostanie zastąpiona 11 śluzami komorowymi. Zgodnie z planem realizacji, przebudowę rozpoczęto od stoku wschodniego, od budowy dwóch pierwszych stopni kanalizacyjnych — licząc od Pińska — a mianowicie w Duboi na km

Ubezpieczenia progu i wnek dla wrót wspornych stanowią odpowiednich kształtów odlewy żeliwne zakotwiczone na śrubach w murach przyczółków.

Różnica poziomów na śluzie w Duboi wynosi 1,93 m, w Pererubie 1,85 m.

Komora śluzy przewidziana jest jako skarpowa o długości 80 m i szerokości 17,80 m w świetle pali odbojnic, z podłużną ścianką szczerłą, zabita na skarpie w poziomie dolnej wody.

Ubezpieczenie skarp powyżej ścianki szczelnej przewidziane jest za pomocą sześciokątnych płyt betonowych, t. zw. „trylinek” o wymiarach specjalnie do tego celu podanych przez inż. W. Try-



Rys. 1. Plan śluzy w Duboi.

26,8 i w Pererubie na km 41,0. Podjęte prace obejmują budowę śluz komorowo-skarpowych z zachowaniem jednak istniejących obecnie jazów typu kozłowo-iglicowego, odbudowanych przeważnie w latach 1933—35.

Jazy te (drewniane) po zamortyzowaniu się zostaną zastąpione jazami o przyczółkach betonowych i konstrukcji piętrzącej zastawkowej.

Budowane obecnie śluzы w Duboi i Pererubie są tego samego typu i posiadają te same wymiary.

Każda śluza składa się z dwóch betonowych głów rozstawionych w odległości 80 m, o osiach przesuniętych równoległe o 3 m.

Światło otworów w głowach śluzы wynosi 11,20 m, szerokość przyczółków 10,70 m. Progi obu głów założone są na jednakowym poziomie.

Fundamenty głów stanowią płytę żelbetową, założoną między ściankami szczelnymi z brusów o grubości 14 cm, zabitych na głębokość 5,0 m poniżej progu.

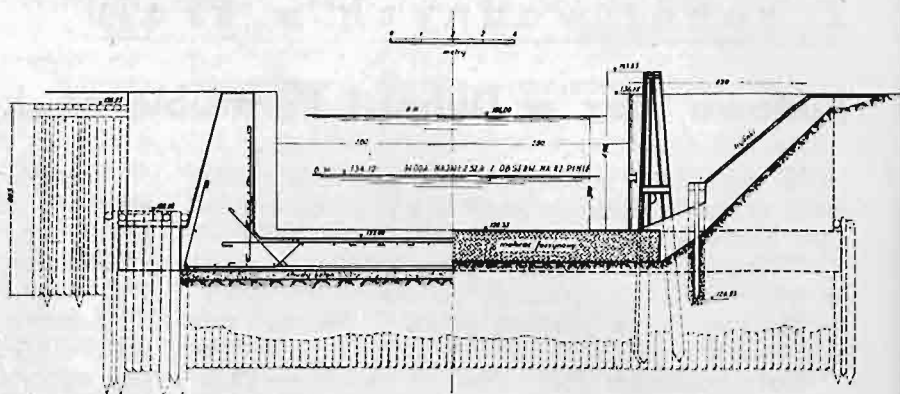
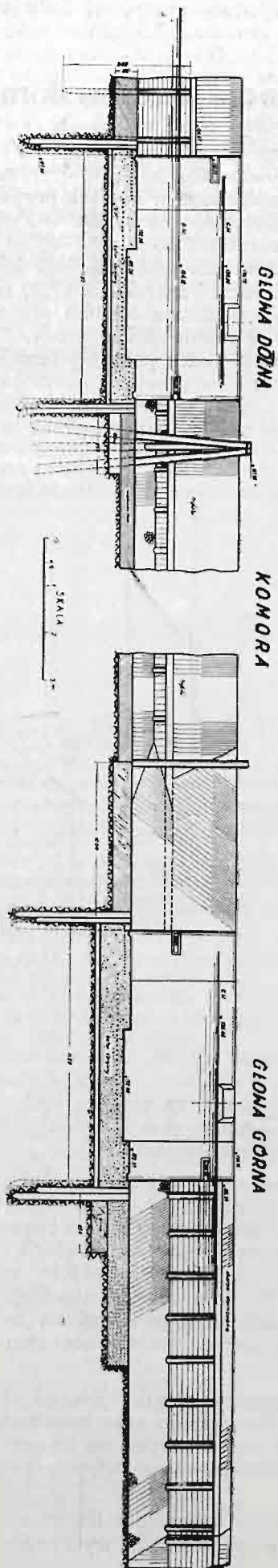
lińskiego, — poniżej za pomocą bruku z kamienia polnego. Dno komory ubezpieczone jest materacem faszynowym z oskałowaniem.

Wrota wsporne mają być wykonane całkowicie z żelaza o szerokości skrzydeł 6275 mm i wysokości 4200 mm. Do napełniania i opróżniania komory śluzы umieszczone we wrotach okna, o wymiarach 1048×949 mm w świetle, zamykane za pomocą motylków o osiach pionowych. Otwieranie i zamykanie wrót odbywać się będzie za pomocą mechanizmów umieszczonych na przyczółkach.

Według sprawozdania Kierownika Budowy Inż. R. Myślakowskiego przy robotach fundamentowych w Duboi natrafiono na poważne trudności z powodu wstępowania silnych źródeł w kurawce.

Zastosowanie drenażu z tłuczni kamienno, po uprzednim zapełnieniu, wytworzonych na sku-

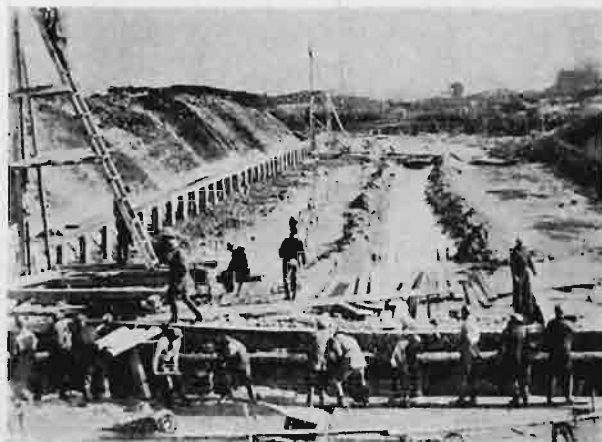
Rys. 2. Przekrój podłużny śluzy w Duboi.



Rys. 3. Przekrój poprzeczny śluzy w Duboi.

tek działania źródeł, grząskich lejów kurzawki, pozwoliło na opanowanie podłoża i założenie fundamentów.

Doświadczenie w tej mierze w Duboi wykazało, iż założenie drenażu równoczesne z wykona-



Rys. 4. Śluza w Duboi — widok ogólny komory w budowie.

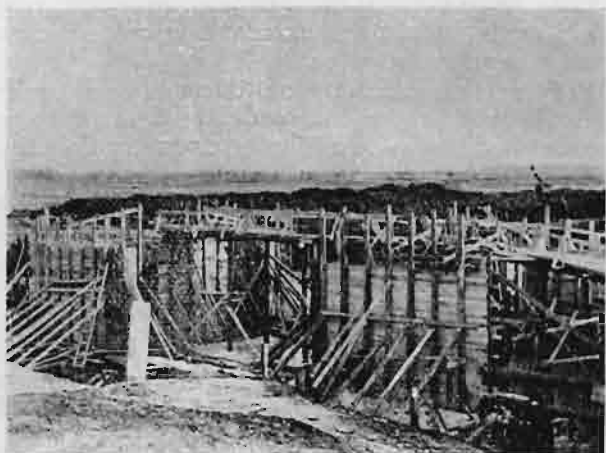
niem wykopu dołu fundamentowego, zapobiega rozluźnieniu gruntu pod fundamentem i jest najtańszym sposobem przygotowania podłoża na kurzawce.

Zastosowanie opisanego sposobu przy wykonywaniu podłoża pod górną głową śluzy w Duboi dało całkowicie zadowalniające wyniki.



Rys. 5. Śluza w Duboi — głowa dolna — kurzawka przerywa pierwszą warstwę betonu.

Stan robót przy budowie śluz w Duboi i Pererubie jest następujący.



Rys. 6. Śluza w Duboi — szalowanie głowy dolnej

W obu śluzach wykonano po jednej głowie. Beton znajduje się w szalowaniach, fundamenty

i podłoża pozostałych głów są całkowicie zakończone; ponadto wykonano w obu śluzach część robót ziemnych i ubezpieczających.



Rys. 7. Śluza w Duboi — zbrojenie płyty fundamentowej w głowie dolnej.

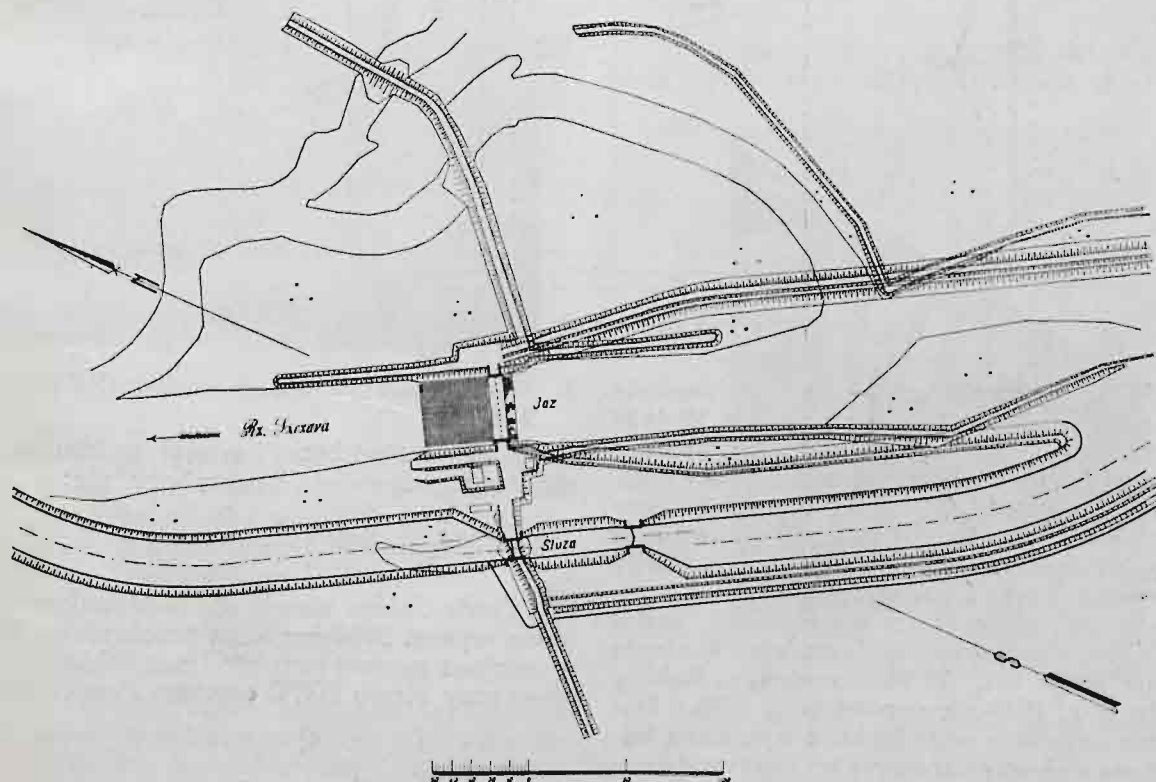
Roboty przy budowie wykonuje firma Tow. Robót Inżynierskich „TRI” S-ka Akc. w Poznaniu.
Inż. Józef Karwowski

Odbudowa jazu na rz. Szczarze w Bakunowiczach pod Słonimem.

Stan budowli przed odbudową.

Urządzenia piętrzące na rz. Szczarze powyżej m. Słonima składały się z jazu iglicowego syst. Poirée'go o świetle 25,75 m na ramieniu żeglownym i jazu belkowego o św. 7,50 m na ramieniu ulgowym (rys. 1).

Jaz posiadał przyczółki drewniane, zbudowane w postaci kaszyc z wieńców. Poszur i ponur były wykonane z 2 warstw desek o grubości po 7,5 cm. Konstrukcja ruchoma składała się z 22 kozłów Poirée'go z żelaza o przekroju kwadratowym. Fundament stanowiły 4 ściany szczelne grub. 12 cm, zabite na głębokości 4,0 m. Ponadto powyżej i poni-



Rys. 1. Plan sytuacyjny jazu i śluzy.

zej jazu ułożony był materac faszynowy z narzutem kamiennym, a brzegi ubezpieczone były brukiem w płótkach.

Powyżej jazu na dług. około 3 km znajdowały się z obu stron koryta groble podłużne dla zabezpieczenia sąsiednich łąk przed rozlewem spiętrzonych wód.

Najwyższe piętrzenie wynosiło 2,20 m nad progiem jazu. Podnoszenie i składanie jazu odbywało się ręcznie. Czas podniesienia lub złożenia, z założeniem lub wyjęciem iglic wynosił ok. 1 godz. przy 4 ludziach obsługi.

Żegluga i spław odbywały się przez jaz. Wielkie wody przechodziły jazem i upustem (jazem belkowym), a przy bardzo wysokich stanach całym przekrojem doliny.

Urządzenia piętrzące były zbudowane przez b. władze zaborcze na początku wieku XIX, a następnie kilkakrotnie przebudowywane (ostatnio w 1892 r.). W czasie odwrotu armii rosyjskiej w r. 1916 część nadwodna jazu i upustu została zniszczona. W 1924 r. b. Dyr. Dróg Wodnych w Wilnie odbudowała jaz i upust.

Ogólne założenia projektu.

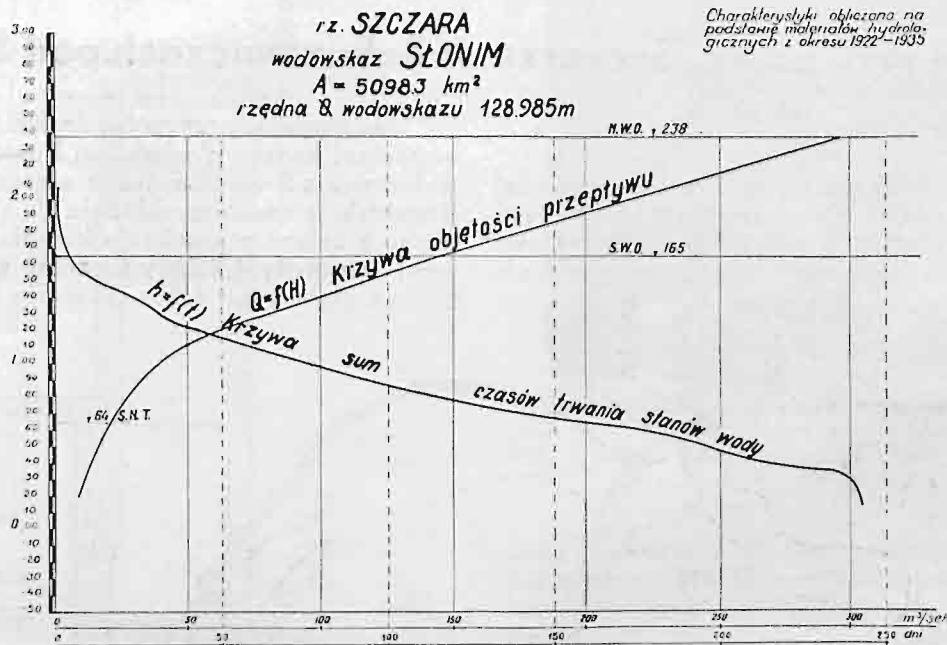
Projekt jazu uwzględnia następujące założenia:

1. Łożysko rzeki zostaje skoncentrowane, tj. wielkie wody będą przepuszczane w całości przez jaz o jednym otworze.
2. Próg zostaje założony o 1,00 m poniżej zwierciadła wód średnich z najdłużej trwających, co umożliwia spław i żeglugę przez jaz do czasu wybudowania śluzy.
3. System jazu zostaje bez zmiany, tj. koźłowo-iglicowy, przy czym przyczółki i podłoże zostają wykonane z żelbetu, koźły z żelaza profilowego.

Obliczenia hydrologiczne.

Do obliczeń hydrologicznych przyjęto obserwacje wodowskazu w Słoniem z okresu 1922-1935 (rys. 2), dla którego:

1. stan średni ze stanów najdłużej trwających (SNT) wynosi 64 cm,
2. stan średni ze stanów najwyższych (SWO) wynosi 165 cm,



Rys. 2. Krzywe hydrologiczne dla wodowskazu w Słoniem.

W 1931 r. z powodu częściowego zniszczenia podłogi i progu, jaz został unieruchomiony. W 1934 r. przystąpiono do naprawy podłogi przy pomocy t.zw. skrzyni bez dna, jednak duże trudności z dopasowaniem krawędzi dolnej do podłogi jazu i uszczelnieniem, jak również znaczne uszkodzenia ścian szczytelnych w fundamencie jazu, uniemożliwiły odpompowanie wody i naprawę.

Projekt odbudowy jazu opracowany został w 1934 r. w Państwowym Zarządzie Wodnym w Słoniem przez inż. A. Mianowskiego. Roboty rozpoczęte w r. 1934 ukończono w r. 1936. Doświadczenia uzyskane w związku z wykonaną budową zostaną wykorzystane przy wykonywaniu następnych stałych obiektów hydrotechnicznych na rz. Szczarze.

3. stan najwyższy obserwowany (NWO) wynosi 238 cm.

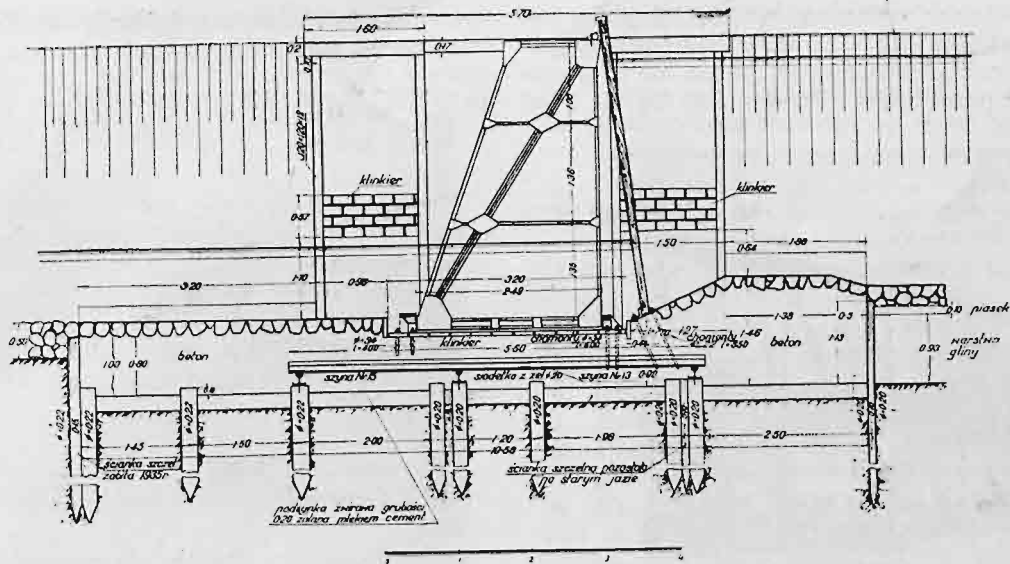
Z pomiarów bezpośrednich w tym przekroju otrzymano odpowiednie przepływy, dla:

SNT — 21 m³/sek.
SWO — 145 "
NWO — 296 "

Powierzchnia zlewni dla wodowskazu w Słoniem wynosi 5098 km². Dla przekroju rz. Szczary w miejscu projektowanego jazu obliczono przepływ przy stanie NWO wzorem Pareńskiego:

$$Q = m \cdot A^{2/3}$$

gdzie współczynnik $m = 1$
powierzchnia zlewni $A = 5083 \text{ km}^2$



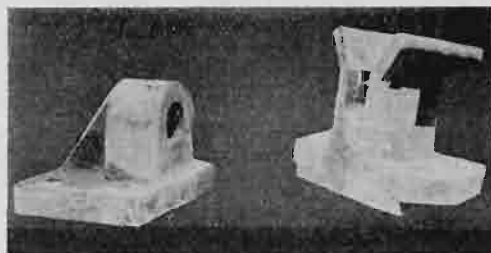
Rys. 3. Przekrój poprzeczny jazu.

a przepływ $Q = 294 \text{ m}^3/\text{sek.}$, oraz $q = 57,83 \text{ l/km}^2 \text{ sek.}$

Spadek dna na odcinku rz. Szczary powyżej jazu wynosi $J = 0,254 \text{‰}$. Przyjmując koryto jednokształtne o przekroju trapezowym o szer. dna 72 m, przy pochyleniu skarp 1:2 i dopuszczalnej prędkości $v_0 = 1,20 \text{ m/sek.}$, napełnienie koryta przy przepływie NWO wynosi 3,13 m.

Zakładając, że przez jaz odpływać będzie 276 $\text{m}^3/\text{sek.}$, a reszta NWO, wynosząca 20 $\text{m}^3/\text{sek.}$, odpłynie przez przelew oraz przyjmując światło ja-

SWO. Po założeniu gródz powstał dół fundamentowy o wymiarach: 40,3 m (pomiędzy grodzami) na 50,0 m (pomiędzy obwałowaniem koryta).



Rys. 5. Łożysko górne i dolne.



Rys. 4. Wnęka w prawym przyczółku.

zu projektowanego 32,50 m i dopuszczalną prędkość w przekroju jazu $v = 2,69 \text{ m/sek.}$ — powstałe teoretyczne spiętrzenie wody wyniesie $Z = 0,43 \text{ m.}$ Grubość warstwy wody przepływającej przy NWO ponad progiem jazu będzie równa 3,56 m.

Wykonanie budowy, opis budowli, koszt robót.

Koryto rzeki przegrodzono od dolnej i górnej wody grodzami, składającymi się ze ściany szpuntowej drewnianej o grubości 10 cm i nasypu ziemnego o szerokości w koronie 1,5 m. Szpundy dług. 7,70 m zabito na średnią głęb. 3,25 m do wysokości

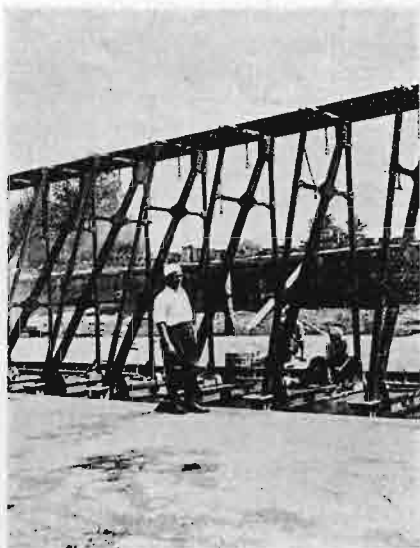
Po usunięciu starych kozłów wyrwano 3-cią i 4-tą ściany szczelne (rys. 3) wobec ich znacznego



Rys. 6. Widok kozłów od górnej wody.

zniszczenia, a zabito dodatkową ścianę szpuntową poniżej projektowanej płyty betonowej.

Poszur i ponur wykonano w postaci płyty betonowej o grubości min. 0,80 m, uzbrojonej wkładkami z szyn normalnotorowych. Beton użyto o stosunku 1:2:4,5 przy ilości cementu 300 kg na 1 m³



Rys. 7. Widok kozłów od dolnej wody.

kruszywa. Dobór składników w betonie uwzględniał warunek wodoszczelności betonu.

Przyczółki wykonano jako żelbetowe. Ze względu na różne obciążenia i w następstwie — różne osiadania, przyczółki zostały wydzielone z płyty fugą dylatacyjną szer. 1 cm. Dla zabezpiec-



Rys. 8. Jaz postawiony.

czenia od przenikania wody zatopiono w beton blachę miedzianą grub. 1 mm i szer. pasa 30 cm. W prawym przyczółku wykonano wnękę dla umożliwienia składania kozłów (rys. 4).

Powierzchnie w przyczółkach i płycie narażone na ścieranie zostały wyłożone klinkierem lub granitem pochodzenia narzutowego (próg jazu); krawędzie przyczółków ubezpieczono kątownikiem 120 × 120 × 10.

Konstrukcja piętrząca jazu składa się z 22 kozłów rozstawionych co 1,30 m. Kozły są wykonane z ceówek Nr. 8 i posiadają wymiary: wysokość 3780 mm, szer. w osi obrotu 2470 mm, w górze 1300 mm. Kłapy wykonane z ceówek Nr 6^{1/2}, przykry-

tych blachą ryflowaną grub. 5 mm. Ze względu na możliwość uderzenia przez płynące przedmioty,



Rys. 9. Jaz postawiony.

krę oraz możliwość rdzewienia dopuszczalne naprężenia w kozłach przyjęto 600 kg/cm².

Kozły umocowano w łożyskach żelaznych (rys. 5), które zapuszczono w płytę betonową.



Rys. 10. Składanie konstrukcji ruchomej.

Łożysko górne pracujące na wrywanie jest zamocowane 4 śrubami \varnothing 30 mm, a dolne pracujące na ścinanie 3 śrubami tejże średnicy.



Rys. 11. Jaz złożony.

Iglice z drzewa świerkowego posiadają wymiary 0,08 × 0,12 × 4,00 m o zmiennym przekroju

(rys. 6). U dołu iglica opiera się o żeliwny odlew zapuszczony w beton, u góry o beleczkę z rury mannesmannowskiej \varnothing 100 mm. Dla ułatwienia wyjmowania iglic zaopatrzone je w uchwyt i zaczep z żelaza o przekroju 8×30 mm.



Rys. 12. Jaz złożony.

Podnoszenie i opuszczanie kozłów odbywa się za pomocą dźwigarki, ustawionej na lewym przyczółku. Podnosi się i składa jednocześnie 3 kozły (rys. 10). Dla ułatwienia podnoszenia zastosowano kółko przenośne, przez które przechodzi lina od dźwigarki. Typ kozła oraz innych szczegółów konstrukcji ruchomej jazu wzorowano przy projekto-



Rys. 13. Wyrwanie szpuntów z grodzki dolnej.

waniu na konstrukcji jazu Nr. 1 na rz. Bugu w Kozłowiczach pod Brześciem n.B.

Dno od strony dolnej wody na dług. 35 m ubezpieczono materacem o grubości 1,0 m z narzutem kamiennym.

Od strony górnej wody ułożono uszczelnienie z gliny o grubości warstwy 0,75 m, ubezpieczone brukiem na podsypce żwirowej. Skarpy zostały umocnione brukiem w płótkach.

Budowę jazu rozpoczęto dnia 8-XII-1934 r., ukończono zaś dnia 21-XI-1936 r. W czasie budowy były 2 przerwy w okresie przejścia w. wód wiosennych w 1935 i 1936 r.

Koszty budowy jazu i robót ziemnych wyniosły:

1. Budowa, a następnie usunięcie grodzki oraz wykopy w dole fundamentowym	16000 zł
2. Usunięcie starego jazu i upustu	1600 zł
3. Budowa fundamentów z częściowym wykorzystaniem starych	17600 zł
4. Budowa płyty i przyczółków żelbetonowych	35200 zł
5. Konstrukcja ruchoma i iglice	21300 zł
6. Ubezpieczenia powyżej i poniżej jazu	7600 zł
7. Roboty ziemne i inne poza jazem	10600 zł
8. Pompowanie wody i oświetlenie placu budowy	20000 zł
9. Koszty ogólne: administracja, nadzór techniczny, świadczenia socjalne i roboty pomocnicze	22100 zł
Razem	152000 zł

Wnioski.

Budowa, jak i następnie eksploatacja jazu wykazały, że jednocześnie należy wykonywać jaz i służę. Manipulacja jazem iglicowym przy piętrze- niu powyżej 2,5 m jest utrudniona, wymaga zwiększonej obsługi, a czas zamykania lub otwierania jazu zwiększa się blisko trzykrotnie. Przy projektowaniu wybrano system jazu iglicowego, celem utrzymania żeglugi i spławu przez jaz do czasu wybudowania służy. Przy jednoczesnej budowie służy i jazu można będzie zastosować system, umożliwia- jący wykorzystanie siły wodnej i budowę zakładu wodno-elektrycznego. Zbyt energii elektrycznej, wyprodukowanej na stopniach kanalizacyjnych rz. Szczary jest zapewniony i zwiększyłby rentowność urządzeń piętrzących.

Przy zatrzymaniu systemu jazu iglicowego należy zwiększyć rozstaw kozłów, a kłapy przkonać jako konstrukcję, podpierającą iglice — przez co zmniejszy się ogólny ciężar konstrukcji piętrzącej oraz ułatwi manipulację kozłami. W kłapy należy wmontować szyny, po których poruszałyby się wózek z dźwigarką do podnoszenia kozłów, co przy- spieszy podnoszenie lub składanie konstrukcji ru- chomej.

Zastosowanie systemu jazu kozłowo-zastaw- kowego wymagałoby bardziej kosztownych i kłó- potliwych urządzeń piętrzących i wyciągowych niż w wypadku zastosowania jazu kozłowo - iglicowe- go, nadto stwarza niedogodne warunki posługiwa- nia się jazem bez służy dla celów żeglugi i spła- wu; wreszcie nie daje pełnego wykorzystania ener- gii wodnej w ciągu całego roku. Przy rozważaniach przeto na temat najodpowiedniejszego typu jazu dla kanalizacji rz. Szczary winny być wzięte pod uwa- gę poruszone zagadnienia równocześnie z zagad- nieniem najbardziej istotnym, a dotyczącym możli- wości i intensywności sfinansowania przebudowy kanalizacji rzeki Szczary.

Inż. Ignacy Konarski

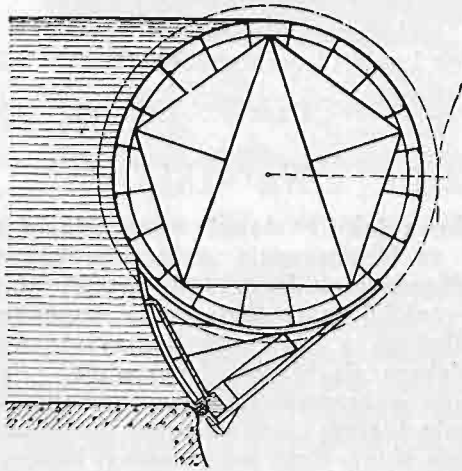
Z literatury technicznej.

Przegląd czasopism obcych.

Drogi wodne, żegluga.

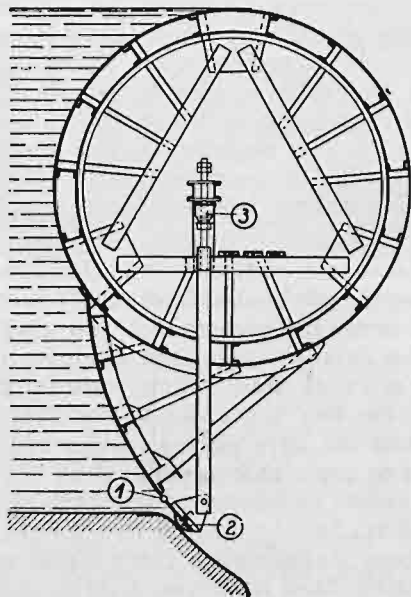
Przegląd najnowszych konstrukcji jazów stalowych.

Budownictwo wodne stalowe można podzielić na poszczególne działy, jak budowa jazów, urządzeń w przegradach dolinowych, bram, wentyli, lewarów i t. p. w śluzach, przewodów pod ciśnieniem dla zakładów o sile wodnej i zakładów pompowych. We wszystkich tych działach w ostatnich latach zaznaczył się duży postęp. W szczególności na uwagę zasługuje postęp w dziedzi-



Rys. 1.

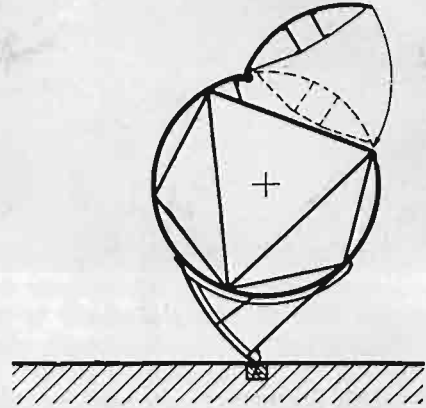
nie konstrukcji stalowych jazów, gdzie można się poszczycić całym szeregiem udoskonaleń i nowych rozwiązań.



Rys. 2.

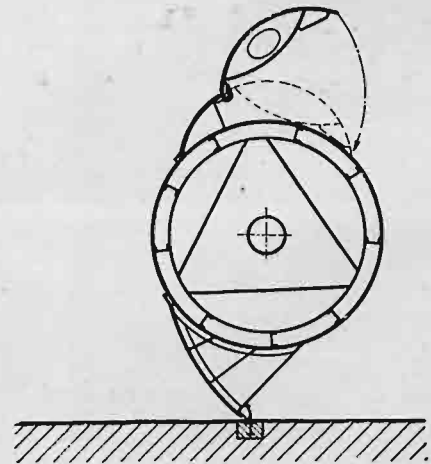
Zastosowany po raz pierwszy przed 40-tu laty jaz walcowy, który wykazuje wiele zalet tak pod względem jasności układu statycznego i korzystnego kształ-

tu hydrologicznego jak i łatwości obsługi, stosowany jest dziś w dwóch odmianach. Oba omówione niżej kierunki rozwoju jazów walcowych płyną z postulatu umożliwienia obniżenia krawędzi przelewu, co ma ogromne znaczenie dla ułatwienia przepływu łodów i części pływających jak i umożliwienia regulacji przepływu, bez narażenia stopy jazu na zbyt duże szybkości wody, z czym musiano się liczyć przy częściowym podnoszeniu walca.



Rys. 3.

Postulat ten spełnia jaz walcowy a) bądź wyposażony w klapę ruchomą, b) bądź też o urządzeniu umożliwiającym usunięcie go z profilu przepływu przez opuszczenie w specjalnie do tego przystosowaną niszę w podłożu. Najtrudniej przedstawia się w jazie zatapiałym właściwe rozwiązanie uszczelnienia dolnego. Powinno ono działać nie tylko w szczytowym położeniu walca, lecz i w położeniach obniżonych. Uszczelnienie takie osiągnano dawniej przy pomocy t. zw. komór wodnych, gdzie napór wody przyciskał belkę uszczelniającą do progu jazu (rys. 1). Później do tego samego celu użyto sprężyn (rys. 2),

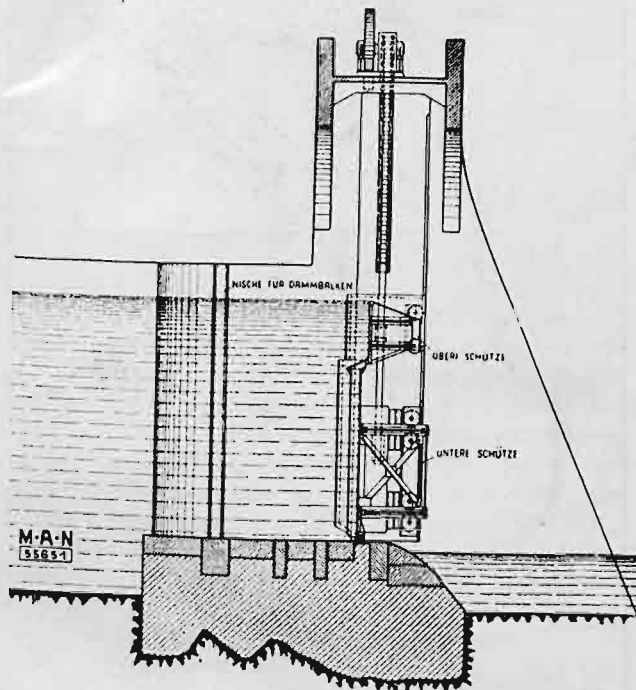


Rys. 4.

a najnowsze rozwiązanie łączy oba te sposoby, co zastosowano już w jazie walcowym na Menie pod Kostheim. Najnowsze projekty jazów walcowych z klapą idą w dwóch kierunkach. Bardziej korzystnym hydraulicznie jest wbudować klapę w przekrój walca tak, by po opuszczeniu zlewała się z jego przekrojem (rys. 3). Nie da się tu jednak uniknąć dość znacznego osłabienia prze-

kroju samego walca, co ze wszech miar nie jest pożądanym. Dlatego jednak konstruktor decyduje się raczej na dobudowanie kłapy na obwodzie walca, mimo że konstrukcja i hydrauliczne obliczenie mocno się komplikują (rys. 4).

Trudno jest jednak podać regułę na to, czy stosować jaz walcowy zatapialny, czy zaopatrzyć go w kłapy ruchome. Zależy to od warunków, różnych dla każdego wypadku; można jednakże z całą pewnością twierdzić, że jeśli urządzenie niezbędnego zagłębienia w podłożu jazu pociągałoby duże koszty — zastosujemy wtenczas kłapy. Trzeba jednak pamiętać o tym, że przez podział konstrukcji spiętrzającej na walec i kłapy zaciemniamy prostotę układu; przy czym z powodu ugięcia walca powstają w kłapie dodatkowe naprężenia. Z drugiej strony



Rys. 5.

wyduje się korzystniejszym dla regulacji stanów wody obniżać lub podnosić kłapy zamiast wprawiać w ruch całą ciężką konstrukcję walca.

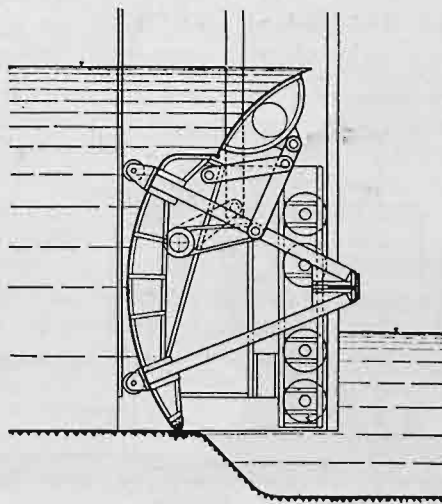
Budowane ostatnio w Niemczech jazy zasurowe wykazują postęp w stosunku do dawniejszych przede wszystkim w tym, że zasuwy górne i dolne poruszają się na wspólnych torach, co pozwala na znaczną oszczędność w wymiarach filarów (rys. 5). Górna zasuwa może się obniżać w granicach $\frac{1}{4}$ całej wysokości spiętrzenia. Ponieważ jednak istnieje dalsza dążność zwiększenia granic obniżania górnej zasuwy, najnowszy jaz na Renie pod Ryburg - Schwörstadt przy wysokości spiętrzenia 12,5 m posiada zdolność obniżenia górnej zasuwy o 4,5 m co stanowi już $\frac{1}{3}$ całkowitej wysokości piętrzenia.

Szerokość w świetle zasuwy wynosi przy tym jazie 24 m, co daje na jedną zasuwę 1875 ton obciążenia.

Prócz stosowania dwuzasurowych urządzeń można górną krawędź przelewu regulować również przy pomocy kłap lub zatapiania całej zasuwy, jak to miało miejsce przy jazach walcowych. Jednakże oba te rozwiązania nie dadzą nigdy takiej skali możliwości regulowania poziomu piętrzenia jak zasuwy dwudzielne.

Zasuwy stalowe z kłapami są dość często stosowane

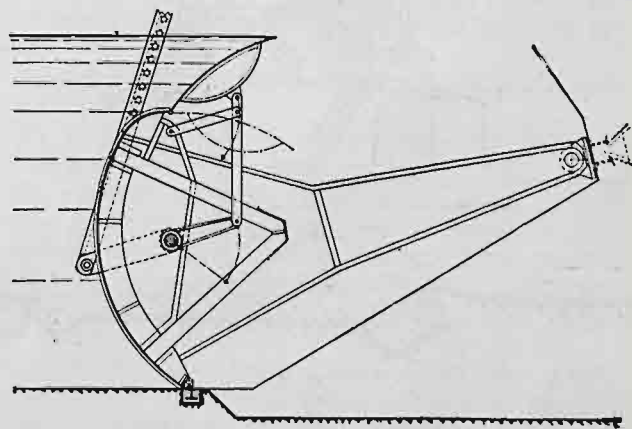
w budownictwie jazowym w formie trójpasowej zasuwy (rys. 6).



Rys. 6.

Mimo pewnej oszczędności materiału, koszty nie są wcale mniejsze z powodu trudności wykonania takiej zasuwy. Jednakże system ten ma dużą wytrzymałość przeciwko skręcaniu i szkodliwym drganiom, które powstają na krawędzi przelewu i uszczelnienia dolnego. Największe zastosowanie znalazła zasuwa trójpasowa w jazie Faulbach na Renie, gdzie zamyka otwór o szerokości 35 m i 6.7 m wysokości piętrzenia.

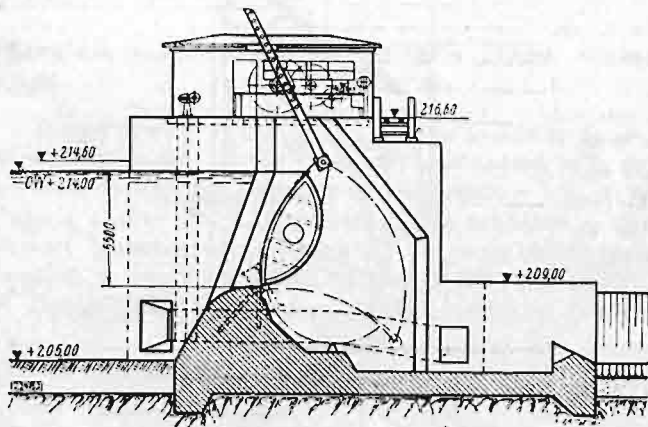
W jazach segmentowych zastosowano również dźwigar trójpasowy (rys. 7) z dobrym rezultatem. Np. na



Rys. 7.

Neckarze pod Stuttgartem segment trójpasowy z kłapą ma światła 23,3 m i 7,4 m wysokości piętrzenia, z czego na kłapę przypada 1,6 m. Najważniejszą korzyścią jazów segmentowych jest mała siła potrzebna do podnoszenia segmentu w porównaniu z zasuwami. Jednak dużo trudności nastęrcza skoncentrowanie całej reakcji w dwóch łożyskach obrotowych, które należy bardzo silnie zakotwić w filarach, przez co koszt ich dość znacznie wzrasta. Napęd dla jazów segmentowych stosuje się jednostronny, to samo dotyczy również jazów kłapowych, których przekrój musi być odpowiednio wytrzymały na skręcenie. Z tego powodu ostatnio wykonane kłapy mają kształt dwuparaboliczny (rys. 8). Przegub dolny uszczelniony jest listwą gumową, a dźwignia napędna umieszczona jest na skraju kłapy. W ten sposób można zamykać

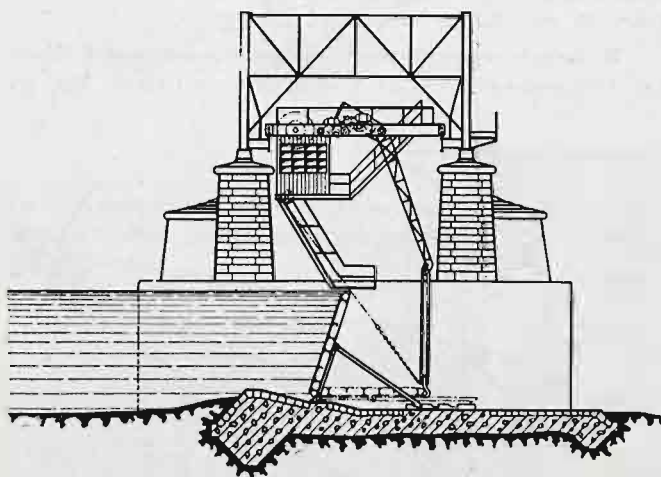
duże otwory jazowe za pomocą dwóch klap stykających się ze sobą bez pośrednictwa filaru. Do tej pory wykonane jazy klapowe tego systemu o wymiarach klap $18 \times 5,5$ m. (Heimbach na rzece Ruür) nie wyczerpują możliwości w tej dziedzinie i mogą być w znacznie więk-



Rys. 8.

szych rozmiarach zastosowane. Szczególnie nadają się jazy tego systemu do zamykania bardzo długich otworów o niskiej wysokości spiętrzenia.

W podobnych warunkach nadawać się może ulepszony system klap Chanoine'a (rys. 9), gdzie poziom wody



Rys. 9.

można regulować bądź to przez obniżanie kłapy przez podparcie w kolejnych progach łożyska, bądź też przez usuwanie poszczególnych elementów spiętrzających a pozostawienie innych. Dla obsługi jednak potrzebny jest most z poruszającym się na nim dźwigiem, którego ramię uruchamia poszczególne kłapy. Nie trzeba dodawać, że system ten nie nadaje się w klimacie ostrym, gdzie długotrwałe zlodzenie w dużym stopniu utrudnia manipulację kłap.

Ten krótki przegląd z dziedziny budownictwa stałego jazów świadczy o ciągłym postępie i wzrastających wymaganiach tak co do światła, wysokości spiętrzenia, jak i napędu i wygody obsługi.

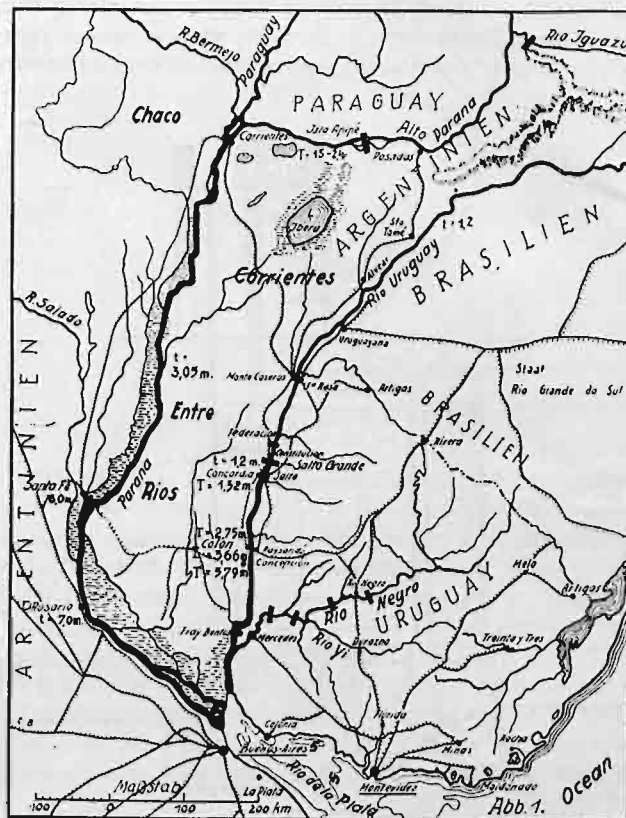
(„Deutsche Wasserwirtschaft“ Nr. 2 r. 1938)

Inż. Włodzimierz Ledóchowski

Rekonstrukcja rzeki Rio Negro w Urugwaju

Rząd Urugwaju podpisał ostatnio umowę z konsojum niemieckim (Siemens - Schuckert, AEG; Siemens, Bauunion i Voith) na budowę i pełne wyposażenie instalacyjne wielkiej zapory i elektrowni wodnej na rzece Rio Negro w Rincon del Bonete (rys. 1).

Budowa zapory jest pierwszym krokiem w kierunku rekonstrukcji Rio Negro dla celów żeglugowych i energetycznych w granicach Urugwaju (800 km długości, zlewnia $2500-86000$ km²) wg. programu i projektów opracowanych przez prof. dr. inż. Ludina z Berlina.



Rys. 1.

Rio Negro, płynąca w wysokich, przeważnie skalistych brzegach, traci w okresie upałów letnich przez parowanie takie ilości wody, że współczynnik spływu spada do $0,6$ L na km² sek, podczas gdy przy wodzie normalnej wynosi prawie 13 L na km² sek.

W biegu dolnym i środkowym projektuje się ogółem 4 wysokie spiętrzenia, których wykonanie pozwoli na zupełne wyrównanie przepływu i na wykorzystanie znacznej ilości energii. Zapora w Rincon del Bonete przy spiętrzeniu wynoszącym 30 m da zbiornik o pojemności całkowitej $15,0$ km³ (15 mia m³), z czego $11,0$ km³ warstwy użytkowej, co odpowiada 80% całkowitego rocznego odpływu.

Powierzchnia zbiornika wyniesie 1400 km², maksym. szerokość 30 km, cofka 140 km.

Długość zapory 1174 mb z czego 374 mb przypada na groble ziemne i zaporę typu ciężkiego, reszta 800 mb stanowi konstrukcję złożoną z żeber, na których wspiera się ściana z betonu niezbrojonego. W tej części zapory, jedna partja stanowi mur nieprzelewowy, druga — przelew, trzecia — bloki turbinowe. Przelewy obliczono na 4450 m³/sek, bloków turbinowych przewidziano 4, w każdym 1 rura stalowa o $\varnothing 7$ m.

Elektrownia o mocy około 160000 KW, ma posiadać 1 turbiny zespolone z generatorami o mocy 32 KVA. Od zakładu pójdzie linia o napięciu 170000 V do Montevideo, a w przyszłości druga 68000 V dla obsługi sieci krajowej. Przewiduje się również eksport prądu do Brazylii i Argentyny.

(„Deutsche Wasserwirtschaft” Nr 3 z 1938 r).

Inż. T. Borowy.

Nowy typ barki kanałowej 1000 t o napędzie przednim.

Stocznia w Mannheimie wybudowała ostatnio dla T-wa Żegluga na Renie S.A. barkę 1000 t nowego typu z zastosowaniem po raz pierwszy w technice budowy statków — napędu przedniego. Przy budowie wykorzystano wyniki doświadczeń wykonanych w Państwowym Zakładzie Doświadczalnym dla budowy statków w Hamburgu.

Barka przeznaczona do użytkowania na Mittellandkanale, odpowiada typowi kanałówki z Dortmund - Emskanalu; posiada 67.15 m długości i 8.20 m szerokości, ładowność 934.5 ton przy pełnym obciążeniu i zanurzeniu 2.53 m.

Barkę wyposażono w 2 stery (tylni i przedni) oraz w 2 śruby umieszczone po obu bokach statku, napędzane przez 2 oddzielne motory Diesel'a o mocy 135 KM każdy. Śmigła śrub znajdują się w dziobie statku i są umieszczone w specjalnie skonstruowanym płaszczu (Kortdüse¹⁾, który ma za zadanie kierowania strug wody w tył statku.

Jazdy próbne tego statku wykonane jesienią 1937 r na Neckarskim kanale w obecności licznych fachowców, wykazały, że statek może iść z szybkością 12 km/godz. nie wywołując żadnego falowania wody w kanale. Dzięki ssącemu działaniu śrub i kierowaniu strug przez wspomnianą konstrukcję płaszczu (Kortdüse), woda wyrzucana przez śruby, odchodzi wzdłuż boków kadłuba i spokojnie odpływa za rufą.

Jeżeli zważyć, że zwykle kanałówki z napędem tylnym już przy szybkości jazdy 5 km/godz. wywołują szkodliwe falowanie na kanale, nowemu typowi statku można wróżyć wielką przyszłość.

(„Zeitschrift für Binnenschifffahrt”, Nr 11 z 1937 r).

Zapory, zbiorniki

Kwestia zamulania się zbiorników retencyjnych.

Groźne zjawisko zamulania się zbiorników retencyjnych budzi w latach ostatnich coraz większe zainteresowanie, szczególnie w Ameryce, która posiada najwięcej zapor dolinowych oraz szereg zbiorników o wielkiej pojemności. Badania wykonane w Ameryce na zbiornikach istniejących już kilkadziesiąt lat dały rezultaty wręcz alarmujące. Kureczenie się pojemności zbiorników to czysta strata części zainwestowanego kapitału. Jak wielkie to mogą być straty dość wspomnieć o zbiorniku przy zaporze Elephant - Butte na rzece Rio Grande (New Mexico); którego zalądowywanie wynosi w przecięciu rocznym z 10 letniego okresu obserwacji 22 miliony m³; jest to mniej więcej objętość zbiornika przy zaporze Aggertal w Niemczech, niedawno wzniesionej kosztem — 6 milionów RM.

¹⁾ brak bliższych wyjaśnień.

W ostatnich latach sprawą badań procesu zamulania się zbiorników zajęło się energicznie Ministerstwo Rolnictwa U.S.A. Podległy mu urząd ochrony gruntów (Soil Conservation Service), wykonał już obszerne studia na około 20 zbiornikach, zmierzające do możliwie ścisłego ustalenia objętości zalądowanych, przy czym oddzielnie traktowano odkłady grubego rumowiska z reguły występujące w końcu cofki zbiornika (delta wejściowa) oraz osady drobniejsze zalegające dno samego zbiornika. Obliczone stąd roczne ilości rumowiska zasypującego zbiornik zostały zestawione z objętością początkową zbiornika, z objętością już zredukowaną oraz z wielkością i charakterem zlewni. Zaznaczyć należy, że studia objęły nie tylko same zbiorniki, lecz i ich zlewnie (topografia, hydrologia, meteorologia, geologia, szata roślinna).

Soil Conservation Service wydał ostatnio specjalną instrukcję pomiarową dla badań zamulenia na zbiornikach oraz opracował i ogłosił drukiem wyniki pierwszych swych prac w tej dziedzinie. (Eakin, „Siltng of reservoirs” N. S. Depart. of Agricult. Washington). Z publikacji tej przytacza się poniżej tablicę, zawierającą dużo ciekawego materiału.

Ministerstwo Rolnictwa St. Zjedn. postanowiło poddać w latach najbliższych podobnym badaniom wszystkie ważniejsze zbiorniki w kraju, a następnie co kilka lat przeprowadzać pomiary kontrolne. Władze amerykańskie energicznie szukają środków walki z zamulaniem zbiorników. Jak dotąd najwięcej efektów spodziewają się uzyskać przez zalesianie stoków zlewni, co do innych środków zaradczych amerykańskie wypowiedają się pesymistycznie. Eakin w swej publikacji wyraża np. opinię, że drogą sporadycznego zdejmowania warstwy nanulonej, względnie jej splukiwania prądem wody, można usunąć niewielką tylko z reguły część osiadłego rumowiska, inaczej zużyłoby się niewspółmiernie wielkie środki finansowe.

Miarodajnymi wskaźnikami stopnia „długowieczności” zbiornika są:

¹⁰ stosunek wielkości zlewni zbiornika do jego objętości,

²⁰ stosunek wielkości zlewni zbiornika do wielkości współczynnika spływu rumowiska ciężkiego z jego zlewni (m³/1km² rocznie). Jeżeli stosunek pierwszy daje wielkość małą, a spływ rumowiska — duży, krótkie istnienie zbiornika jest sprawą z góry przesądzoną. Projektując zbiornik w okęgach, w których istnieje uzasadniona obawa dużego zalądowywania, należy więc z całą sumiennością określić z wyczerpujących studiów przypuszczalny współczynnik spływu rumowiska ze zlewni i skonfrontować wynik z maks. objętością t.zw. żelaznego zapasu, która da się jeszcze wydzielić z ogólnej pojemności zbiornika. Wówczas można już zdecydować, czy budowa zapory w obranym miejscu jest celowa, bez żadnych dodatkowych zabiegów, względnie w jakim stopniu i jakim kosztem — należałoby przekształcić zlewnię i czy w tych warunkach przedsięwzięcie ma szanse rentowności.

Dla celów takich kalkulacji, badania podjęte przez „Soil Conservation Service” będą miały wielkie znaczenie.

Nie jest też wykluczone, że w toku badań ujawni się, jaka jest możliwość udoskonalenia pewnych metod walki z zamulaniem. Np. może da się praktycznie wyzyskać zjawisko t.zw. prądu dennego na zbiornikach skonstruowanych na wielu obiektach, w tej liczbie na Boulder Dam, oraz Elephant - Butte. Zjawisko to polega na tym, że po przejściu przez zbiornik fali powodziowej bogatej w rumowisko, po pewnym czasie i przy sklarowanej już po-

Lp.	Nazwa zapory	Rzeka	Stan	Wielkość zlewni F km ²	Początkowa objętość zbiornika J miljo- nów m ³	Lata obserwacji	Okres obserwacji lat	Zamulenie dotychczasowe miljo- nów m ³	Średnie roczne zamulenie w 1000 m ³	Średnia roczna grubość namulów m/m	J : F m
1	Lake Michie	Flat River	Płn. Karolina	440	15 6	1926—35	8 ³ / ₄	0.49	55.5	0.126	35.5
2	University Lake	Morgan Creek	" "	70	2.4	1932—35	3	0.08	26.5	0.380	35.0
3	Greensboro	Horse Pen River	" "	186	3.6	1923—34	11 ¹ / ₂	0.32	28.0	0.150	19.0
4	High Point	Deep River	" "	150	5.2	1927—34	7	0.30	43.5	0.290	34.5
5	Lake Concorde	Chambers Branch	" "	9.8	1.5	1925—35	10	0.10	9.7	0.990	153.0
6	Spartanburg	S. Padet River	Połud. "	238	3.3	1926—34	8	0.57	71.0	0.300	14.0
7	Lloyd Shoals	Ocmulgee River	Georgia	3550	138.0	1910—35	24 ¹ / ₃	17.20	710.0	0.200	39.0
8	Rogers	Little River	Texas	1.4	0.2	1922—34	12	0.05	3.8	2.700	144.0
9	Lake Waco	Bosque River	"	4300	47.3	1930—35	5	5.85	1160.0	0.270	11.0
10	White Rock	White Rock River	"	295	22.3	1910—35	25	4.78	192.0	0.650	76.0
11	Ghuthrie	Cottonwood River	Oklohama	34.5	3.8	1920—34	14 ¹ / ₂	0.56	39.0	1.130	109.0
12	Boomer Lake	Boomer Creek	"	23.5	3.5	1925—35	10 ¹ / ₄	0.21	20.5	0.870	148.0
13	Elephant Butte	Rio Grande	Nowy Meksyk	68000	3250.0	1915—35	20 ¹ / ₄	450.00	22100.0	0.325	48.0
14	San Carlos	Gila River	Arizona	35000	1540.0	1928—35	6 ¹ / ₃	45.50	7200.0	0.205	44.0

zornie wodzie w zbiorniku, pojawia się na czynnych spustach woda odpływowa zawierająca znaczną ilość rumowiska powodziowego i odpływa przez dłuższy czas.

W zbiorniku na Elephant Butte naprzykład, nasycenie fali powodziowej rumowiskiem przed wejściem do zbiornika, wykazuje maksimum 15% (na wagę). Po jednej dobie od chwili kulminacji fali rumowisko ukazuje się w wodzie spustowej, ilość zawieszin mineralnych szybko wzrasta i dochodzi do około 6%, po czym powoli maleje. Cały proces odpływania rumowiska przez spusty trwa około 17 dni, bez przerwy; przeciętna szybkość dennego nurtu wynosi około 0,60 m/sek. W ten prosty i naturalny sposób, pozbyto się, jak obliczono kilku milionów m³ rumowiska. Jeżeli jednak zważyć, że na tym samym zbiorniku w ciągu 20 lat osiadło 450 milionów m³ rumowiska, widać jak błaha jest ilość samoczynnie wypłukana ze zbiornika.

Zjawisko nurtu dennego, nie jest jeszcze dotychczas wyjaśnione; jedni tłumaczą to różnicą temperatur wody rzecznej (zimnej) i zbiornikowej (cieplejsza), drudzy — różnicą ciężarów właściwych wody zbiornikowej (czystej i wód rzecznych (mętnych)). Dlaczego jednak woda może dopłynąć do spustów, nie zmieszawszy się uprzednio z wodą zbiornikową — niewiadomo.

Na podkreślenie zasługuje poza tym również zaobserwowany zastanawiający fakt, że ilość rumowiska osiadającego w zbiorniku maleje, w miarę postępowania procesu zamulania; np. stwierdzono, że na Elephant Butte w początkowych latach zamulenie wynosiło rocznie 35,0 milj. m³, a w latach ostatnich spadło do 16,0 milj. m³.

(„Deutsche Wasserwirtschaft” Nr 3 r. 1938).

Inż. T. Borowy.

Hydrologia

Przyczynki do sprawy dopuszczalnych szybkości wody w rowach, kanałach i rzekach, przy których nie zachodzi rozmywanie i zamulanie.

„Gidrotechničeskoje Stroitelstwo” Nr. 5 i 10 z r. 1936 przynosi nam ciekawy i oryginalny projekt szybkości dopusz-

czalnych, przy których nie powinno nastąpić ani zamulanie ani rozmywanie koryta rzeki. Zróżniczkowane szybkości dla każdego rodzaju gruntu (dla których przeprowadzono szczegółową klasyfikację) niewątpliwie stanowią cenny materiał do ewentualnego wykorzystania w praktyce. Proponowane szybkości w niektórych wypadkach kilkakrotnie przewyższają szybkości podane przez inż. Zakaszewskiego w podręczniku „Melioracje Rolne” jak npr.: dla skal, betonu i drzewa, w innych wypadkach są znacznie niższe, jak npr.: dla piasków, gliny i ilów.

Przy tłumaczeniu zachodziły pewne trudności z powodu braku odnośnych wyrazów w polskiej literaturze technicznej.

Projekt normalizacji szybkości dopuszczalnych na rozmywanie i zamulanie opracowało i rozpatrzyło grono profesorów, jak: Goncezarow, Czerkasow, Achutin, Blizniak, Lubzenko, Kozłowski, Bobkow, Egiazarow, Moskwitinow, Pawłowski, Rodziewicz, Tołwiński, Sabaneew, Gawrilenko, Lisowski, Semeniak, Szamow, które to grono przyszło do wniosku, że: „z braku dostatecznego doświadczonego materiału dla szybkości rozmywających i zamulających oraz z uwagi na małe naukowe zbadanie zjawiska rozmywania i odkładania w potokach, w obecnej chwili nie jest możliwym ustalenie dostatecznie uzasadnionych norm dla szybkości, przy których następuje rozmywanie i zamulanie. Proponowane normy dla szybkości dopuszczalnych z uwagi na rozmywanie i zamulanie są dużym krokiem naprzód w porównaniu z obecnymi normami zarówno w Z. S. S. R., jak i za granicą”.

Projekt znormalizowanych szybkości dopuszczalnych na rozmycie.

Z proponowanych szybkości można korzystać przy projektach wstępnych, natomiast przy opracowaniu projektów wykonawczych ważniejszych budowli, w każdym poszczególnym wypadku pożądanym jest przeprowadzenie szczegółowych badań.

Podstawy dla ustalenia szybkości dopuszczalnych są odmienne dla gruntów zwięzłych i niezwięzłych.

Gruntami niezwięzłymi przyjęto nazywać takie grunty, które tracą swoją spójność i rozpadają się na poszczególne cząsteczki po wrzuceniu do wody.

Rzeczywisty ciężar właściwy gruntów niezwięzłych waha się od 2.4 — 2.85 średnio 2.65 gr/cm³. Podział gruntów podany został niżej w § 1.

Szybkością dopuszczalną nazywamy średnią szybkość wody w korycie, przy której całe koryto znajduje się w stanie równowagi, a tylko niektóre pojedyncze cząsteczki poruszają się, nie zmieniając jednak swego położenia. Teoretycznie i laboratoryjnie ustalono, że ruch ten jest zależny od wielkości i ciężaru cząsteczek, kwadratu szybkości wody w korycie oraz jego głębokości.

Proponowane normy są oparte:

a) dla piasków średnioziarnistych na badaniach laboratoryjnych przepływów w korytach o głębokości wody od 0.04 do 0.45 m i szybkości do 2.0 m/sek.

b) dla drobnoziarnistych gruntów na badaniach koryt kanałów w Średniej Azji i Zakaukazu.

c) dla żwirów i otoczków na zasadzie rozważań teoretycznych, potwierdzonych doświadczalnie.

Proponowana możliwość zwiększenia szybkości dopuszczalnych przy obecności koloidalnych osadów — od wskazanych w normach — opiera się na doświadczeniach praktyki amerykańskiej.

Dla gruntów zwięzłych, skal i materiałów, określa się szybkości dopuszczalne, biorąc pod uwagę następujące czynniki:

- warunki bezpieczeństwa mechanicznego działania potoku,
- chemiczne działanie wody,
- wielkość brył, zwietrzenie i wytrzymałość koryta,
- ścieralność koryta przez cząsteczki, które unosi woda,
- jakość wykonanego umocowania koryta,
- ważność obiektu i czas na jaki jest obliczone jego użytkowanie,
- możliwość kontroli oraz wykonywania periodycznych napraw.

Bezpośrednie działanie niszące przepływającej wody w korycie jest proporcjonalne do wymiarów części wystających w dnie, do kwadratu szybkości strug opływających te części i do głębokości. Wspomniane działanie winno być zrównoważone naprężeniami ścinającymi, względnie odrywającymi dany materiał w warunkach jego pracy w wodzie.

Zależność pomiędzy omawianymi wielkościami wyraża się następującym wzorem:

$$V = 10.7 \left(\frac{H}{a} \right)^{0.17} \cdot k^{0.5} \text{ gdzie}$$

V — szybkość średnia w m/sek.,

H — głębokość w m ,

a — wysokość części wystającej w dnie w m ,

k — wytrzymałość na zgniatanie w kg/cm².

Proponowane normy szybkości dopuszczalnych odpowiadają warunkom, przy których żaden ze wspomnianych w punktach a—g czynników nie wymaga specjalnego uwzględnienia, w przeciwnym razie należy szybkości dopuszczalne zmniejszyć.

Oprócz tego dla ustalenia szybkości dopuszczalnych dla gruntów zwięzłych i betonów wykorzystano rezultaty obserwacji istniejących obiektów w Ameryce Pół-

nocnej, Z. S. S. R. i Niemczech, dla drzewa zaś i metali — dane doświadczalne zebrane przy budowie okrętów.

A. Dopuszczalne prędkości dla gruntów niezwięzłych.

§ 1. Średnie wielkości szybkości dopuszczalnych w korycie o średniej głębokości wody 1.0 m przy ilości osadów koloidalnych mniejszej od 0.1% dla koryta w gruncie jednorodnym i niezwięzłym — podane są w tabelicy Nr. 1.

Tabelica Nr. 1.

L. p.	Nazwa gruntu	Wymiary cząsteczek w milimetr. od — do	Szybkości w m/sek od — do
1	pyły	0.005— 0.05	0.15 — 0.20
2	piasek mialki	0.05 — 0.25	0.20 — 0.30
3	„ średni	0.25 — 1.00	0.30 — 0.55
4	„ gruby	1.00 — 2.50	0.55 — 0.65
5	żwir drobny	2.50 — 5.00	0.65 — 0.80
6	„ średni	5.00 — 10.00	0.80 — 1.00
7	„ gruby	10.00 — 15.00	1.00 — 1.20
8	otoczaki drobne	15.00 — 25.00	1.20 — 1.40
9	„ średnie	25.00 — 40.00	1.40 — 1.80
10	„ grube	40.00 — 75.00	1.80 — 2.40
11	brukowiec drobny	75.00 — 100.00	2.40 — 2.70
12	„ średni	100.00 — 150.00	2.70 — 3.30
13	„ gruby	150.00 — 200.00	3.30 — 3.90
14	glazy duże	200.00 —	3.90 —

§ 2. Wielkości podane w tabelicy Nr. 1 dla średnich głębokości różnych od 1.0 m należy pomnożyć przez współczynnik α , który jest podany w tabl. Nr 2.

Tabelica Nr. 2.

Głębokość średnia w m	0.30	0.60	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
Spółczynnik α	0.80	0.90	1.00	1.1	1.15	1.20	1.25

§ 3. Dla gruntów mieszanych dopuszczalne szybkości określa się:

a) z uwzględnieniem powiększenia głębokości (jeśli to projekt przewiduje) na skutek wypłokania drobnych cząstek gruntu z górnej warstwy,

b) według najmniejszych frakcyj, które nie zostaną uniesione dla głębokości otrzymanej po pogłębieniu koryta.

Pogłębienie koryta określa się wzorem

$$h = d \left(\frac{1}{p} - 1 \right) \text{ gdzie}$$

h — pogłębienie koryta w m

d — najmniejsza średnica ziaren w m

p — stosunek gruntu o średnicy ziaren d i większych do całości.

Dopuszczalne szybkości określa się według średnicy ziarna d jak dla gruntów jednorodnych przy pomocy tabelicy Nr. 1 z uwzględnieniem powiększenia głębokości.

§ 4. Szybkości dopuszczalne podane w tablii Nr. 1 można zwiększyć dla koryt z osadami koloidalnymi (cząsteczki mniejsze od 0.005 m/m) w ilości 0.1—2.5% o:

dla piasku od 25% do 65%
 „ żwiru „ 10% „ 45%
 „ otoczków „ 0% „ 25%

B. Szybkości dopuszczalne dla gruntów zwięzłych.

§ 5. Przy określaniu szybkości dopuszczalnych dla gruntów zwięzłych za podstawę przyjmuje się klasyfikację gruntów według granulometrycznego składu zgodnie z tablicą Nr. 3.

§ 6. Odnośnie ciężaru objętościowego grunty zwięzłe klasyfikuje się, jak podano w tablicy Nr. 4.

§ 7. Dobierane szybkości dopuszczalne dla gruntów zwięzłych w korycie o średniej głębokości wody 1,0 m nie mogą przekraczać wielkości podanych w tablicy Nr 5.

Tablica Nr. 3.

L. p.	Nazwa gruntu	Zawartość cząstek w %		Uwagi
		mniejsze 0.005 mm	0.005—0.05 mm	
1	Glina tusta	od 50	do 50	Przy dodaniu piasku do 50% otrzymamy glinę piaszczystą
2	„ chuda	30—50	50—70	
3	Glina z piaskiem (suglinek tusty)	20—30	70—80	Przy dodaniu piasku do 50% otrzymamy piaszczysty suglinek
4	Piasek z gliną (suglinek chudy)	10—20	80—90	
5	Bardzo miążki piasek (supiasek)	5—10	20—40	Pozostałe części stanowią piasek o frakcjach od 0.05 do 2.5 m/m
6	Piasek z pyłem	do 5	20—45	
7	„ „	do 5	45—70	
8	Piasek	do 5	do 20	

Tablica Nr. 4.

Klasyfikacja gruntów	Średnia porowatość	Ciężar objętościowy gruntu nasyconego wodą-gr/cm ³	Ciężar objętościowy gruntu bez wody gr/cm ³
Mało zbitý	2.0 —1.2	1.55—1.75	0.88—1.20
Średnio zbitý	1.20—0.6	1.75—2.03	1.20—1.66
Zbitý	0.6 —0.3	2.03—2.27	1.66—2.04
Silnie zbitý	0.3 —0.2	2.27—2.34	2.04—2.14

Uwaga. Ciężar objętościowy podano dla skał o ciężarze właściwym 2.65.

Porowatość określono sposobem K. Tercagi t. j. stosunkiem objętości danego ciała do objętości zajmowanej przez cząstki tegoż ciała.

Tablica Nr. 5.

L. p.	Nazwa gruntu	Zbitość gruntu			
		Mało zbitý	Średnio zbitý	Zbitý	Silnie zbitý
		Dopuszczalna średnia szybkość w m/sek			
1	Glina piaszczysta	0.45	0.90	1.30	1.80
2	Piasek z gliną (suglinek tusty)	0.40	0.85	1.25	1.70
3	Glina	0.35	0.80	1.20	1.65
4	Piasek z gliną (suglinek chudy)	0.32	0.70	1.05	1.35

§ 8. Dla bardzo drobnych piasków (supiasku) szybkości dopuszczalne określa się jak dla gruntów niezwięzłych (§ 1).

§ 9. Dla gruntów zwięzłych złożonych, jeżeli część zwięzła wypełni pozostałą część próżni pomiędzy grubymi ziarnami i kamieniami, dopuszczalną szybkość określa się według średnicy ziaren lub kamieni, jak dla gruntów niezwięzłych (§ 1). Z uwagi na wypełnienie przestrzeni pomiędzy poszczególnymi ziarnami częścią zwięzłą gruntu — otrzymane prędkości można zwiększyć.

§ 10. Dla lessów szybkości dopuszczalne określa się, jak dla „suglinków”.

§ 11. Dla darni ułożonej „na płask” przyjmuje się szybkość 0.80 m/sek., a na „sztorc” 1.8 m/sek.

§ 12. Dla iltu i gruntów roślinnych dopuszczalna szybkość określa się jak dla gruntów niezwięzłych, zależnie od ich składu mechanicznego.

§ 13. Podane w §§ 8 i 9 wielkości szybkości dopuszczalnych dotyczą przepływu w korytach o średniej głębokości wody 1.0 m. Przy innych głębokościach należy pomnożyć przez współczynnik β, którego wartość podaje się w tablicy Nr. 6.

Tablica Nr. 6.

Głębokość średnia w metrach	0.30	0.50	0.75	1.00	1.50—2.00	2.50—3.00
Współczynnik β	0.80	0.90	0.95	1.00	1.1	1.2

C. Średnie dopuszczalne szybkości dla skał osadowych i krystalicznych.

§ 14. Średnia dopuszczalna szybkość w korycie o średniej głębokości wody 1.0 m na podłożu ze skał osadowych nie powinna przekraczać wielkości z tablicy Nr. 7.

§ 15. Średnie dopuszczalne szybkości przepływu wody w korycie o średniej głębokości 1.0 m na podłożu ze skał krystalicznych nie powinny przekraczać wielkości podanych w tablicy Nr. 8.

Tablica Nr. 7.

L. p.	Nazwa skały	Szybkość średnia w m/sek
1	Konglomeraty słabe, margle, lupki gliniaste i lupki	2.50—3.0
2	Wapienie porowate, zwarte konglomeraty, wap. warstwowe, piaskowce, wap. i wap. dolom.	3.0 — 5.0
3	Piaskowce dolom., wapienie zwarte i wapien. krzemowe	4.5 — 7.0

Tablica Nr. 8.

L. p.	Nazwa skały	Średnia szybkość w m/sek dla powierzchni	
		szerstkiej	gładkiej
1	Marmur, granit, sjenit, gabro	15 — 25	27 — 38
2	Porfir, fonolit, andezyt, djabaz, bazalt i kwarcyt	24 — 33	38 — 45

§ 16. Podane w § 14 i § 15 cyfry dotyczą szybkości dla skał niespękanych. Skały spękane i zwiertzałe, które właściwie stanowią narzut kamienny należy zaliczać do gruntów niezwiertzałych, przy czym szybkości dopuszczalne należy dobierać w zależności od wielkości poszczególnych kamieni.

§ 17. Dla skał krystalicznych o gładkich powierzchniach i poszczególnych blokach dopasowanych, szybkość dopuszczalną można odpowiednio zwiększyć, jak wykazano w § 15.

§ 18. Szybkości dopuszczalne w § 14 i § 15 należy pomnożyć przez współczynnik β dla koryta o głębokości średniej różnej od 1.0 m. Wielkości β podana jest w tabl. Nr. 6.

§ 19. Przy dobieraniu szybkości bezpiecznych dla skał należy pamiętać, że skład chemiczny wody i obecność w wodzie osadów piasku nie wpływa bezpośrednio na wielkość prędkości dopuszczalnej, lecz na skutek ścieralności i chemicznego działania zmniejsza się czas pracy skały, co częściowo uwzględnia się w redukcji szybkości.

D. Prędkości dopuszczalne dla ubezpieczeń i materiałów

§ 20. Średnie prędkości dopuszczalne dla bruków określa się jak dla gruntów jednorodnych, niezwiertzałych według średnicy i ciężaru objętościowego najmniejszych kamieni ze zwiększeniem prędkości zależnie od charakteru powierzchni i sposobu wykonania bruku:

- a) narzutu z kamienia o — 0%,
- b) narzutu z kamienia w płotkach o — 15%,
- c) bruków wykonanych z brukowca o — 24%,

d) bruków wykonanych z kamieni foremnych z przyciosaniem o gładkiej powierzchni 0 — 40%.

Uwaga do § 20. Dla materaców z kamieni w siatkach dopuszczalne szybkości mogą dochodzić do 5.0 m/sek. z ewentualnym zmniejszeniem jej przy uwzględnieniu:

- a) możliwości deformacji ubezpieczonego podłoża,
- b) czasu pracy ubezpieczenia,
- c) czasu trwałości siatki na korozję i ścieralność.
- d) wielkości i ciężaru kamieni, wypełniających siatkę.

§ 21. Szybkości dopuszczalne dla starannie wykonanych ubezpieczeń faszynowych nie mogą przekraczać 1.8 m/sek.

§ 22. Szybkości dopuszczalne dla gładkich bruków na zaprawie cementowej dla koryta o średniej głębokości 1 m. podane są w tablicy Nr. 9.

Tablica Nr. 9.

L. p.	Rodzaj bruku	Prędkość średnia w m/sek, dla	
		wykładziny z bruku	bruków na skarpach kanałów
1	Bruk z cegły porowatej o wytrzymałości na zgniatanie w wodzie 16 — 30 kg/cm ²	3.5	2.5
2	Bruk z kamienia łamanego i miękkich skał osadowych i bruk z dobrej cegły	6.00	3.50
3	Bruk z cegły o wytrzymałości na zgniatanie 120 kg/cm ²	9.5	5.00
4	Bruk z kamienia łamanego ze zwiezłych skał osadowych o wytrzymałości na zgniatanie 200 kg/cm ²	12.0	7.00
5	Bruk z klinkieru o wytrzymałości na zgniatanie 250—300 kg/cm ²	14.5	9.00

§ 23. Średnie dopuszczalne szybkości dla betonu i żelbetu w korycie o średniej głębokości wody 1.0 m, podane są w tablicy Nr. 10.

Tablica Nr. 10.

L. p.	Beton o wytrzymałości na zgniatanie po 28 dniach w kg/cm ²	Średnia szybkość w m/sek.
1	210	37.00
2	110	33.00
3	130	29.00
4	110	22.00
5	90	19.00

Uwaga do §§ 22 i 23. 1) w tablicy 9 i 10 podano średnie szybkości dla powierzchni gładkich, wyprawionych zaprawą cementową (przy gwarancji dobrego wykonania) i dostępnych dla sprawdzenia co roku.

2) Dla powierzchni torkretowanych przyjmuje się szybkości o 10–20% mniejsze niż podano w § 22 i § 23.

3) Dla części obiektu stale zatopionych a trudnych do sprawdzenia i remontu dopuszczalne szybkości zmniejsza się do 50% od podanych w § 22 i § 23.

4) Dla ubezpieczeń kanałów gruntowych szybkości dopuszczalne stanowią do 25% wielkości podanych w tablicy Nr. 9 i Nr. 10.

§ 24. Prędkości dopuszczalne dla drzewa mogą dochodzić do 30.0 m/sek., natomiast dla metali mogą być nieograniczone. Wybór materiału do ubezpieczenia zależy od względów ekonomicznych, ścieralności, korozji itp.

§ 25. Dla koryt o głębokości wody różnej od 1.0 m szybkości dopuszczalne podane w § 17 i § 18 należy pomnożyć przez współczynnik β , którego wielkości są podane w tablicy Nr. 6.

Projekt znormalizowanych szybkości dopuszczalnych niezamulających.

§ 26. Obliczenie kanałów otwartych na zamulenie, wykonuje się jednym z następujących sposobów:

1) pierwszy sposób polega na specjalnych badaniach laboratoryjnych i terenowych,

2) drugi sposób polega na wykorzystaniu materiału zgromadzonego odnośnie do kanałów pracujących w identycznych warunkach z projektowanymi,

3) trzeci sposób na zasadzie empirycznych i teoretycznych wzorów.

§ 27. Wzór Kennedy i Griffiths-Lasé'a

$$1) V_k \propto h^{0.64}$$

$$2) V_k \propto R^{0.50}$$

gdzie V_k — szybkość krytyczna średnia w m/sek.,

h — średnia głębokość w m,

R — promień hydrauliczny w m,

α i α_1 — współczynniki, wielkości których podaje tablica Nr. 11.

Tablica Nr. 11.

Oznaczenie gruntu	α	α_1
Grube osady piaszczyste i ilaste	0.60–0.71	0.65–0.77
Średnie osady „ „	0.54–0.57	0.58–0.64
Drobne osady	0.39–0.41	0.41–0.45
Bardzo drobne osady	0.34–0.37	0.37–0.41

§ 28. Wzór Gonezarowa

$$p = \frac{0.535}{h} \left(\frac{V_k}{V_0 h^{0.2}} \right)^4 \left(1 - \frac{V_0 h^{0.2}}{V_k} \right) \quad (4)$$

p — wagowy stosunek frakcji osadów większych od 0.005 m/m w %,

V_0 — szybkość, dla której zachodzi opadanie cząstek danego uziarnienia w łozysku o średniej głębokości wody 1.0 m w m/sek.,

V_k — szybkość krytyczna w m/sek.,

h — głębokość potoku w m.

Obliczone wartości V_k podaje tablica Nr. 12.

Tablica Nr. 12.

skład unoszonych osadów	Głębokości średnie	Wagowy stosunek frakcji osadów o uziarnieniu większym od 0.00 m/m w %						
		0.1	0.5	1.0	2.5	5.0	7.5	10.0
		Szybkości w m/sek						
m, m	0.30	0.22	0.30	0.34	0.41	0.48	0.51	0.53
1.0 — 0.25	0.60	0.28	0.36	0.42	0.51	0.60	0.66	0.69
75%	1.00	0.35	0.45	0.52	0.64	0.75	0.81	0.86
0.25—0.05	1.50	0.40	0.53	0.63	0.75	0.89	0.97	1.02
25%	2.00	0.45	0.59	0.70	0.85	1.00	1.09	1.15
	2.50	0.48	0.65	0.77	0.92	1.11	1.22	1.28
	3.00	0.53	0.72	0.83	1.02	1.21	1.33	1.38
m, m	0.30	0.28	0.38	0.44	0.53	0.62	0.66	0.69
1.0 — 0.25	0.60	0.36	0.47	0.54	0.66	0.78	0.86	0.90
25%	1.00	0.45	0.58	0.67	0.83	0.97	1.06	1.12
0.25—0.05	1.50	0.52	0.69	0.82	0.98	1.16	1.26	1.32
75%	2.00	0.59	0.77	0.90	1.10	1.30	1.42	1.49
	2.50	0.63	0.84	1.00	1.20	1.43	1.58	1.66
	3.00	0.69	0.93	1.08	1.33	1.56	1.72	1.80
m, m	0.30	0.39	0.53	0.61	0.73	0.86	0.92	0.96
0.25—0.05	0.60	0.50	0.65	0.75	0.92	1.08	1.19	1.24
75%	1.00	0.62	0.81	0.93	1.14	1.34	1.46	1.55
0.05—0.05	1.50	0.72	0.96	1.13	1.36	1.60	1.72	1.83
25%	2.00	0.79	1.07	1.25	1.53	1.80	1.96	2.06
	2.50	0.99	1.17	1.38	1.66	1.99	2.20	2.30
	3.00	1.18	1.29	1.49	1.84	2.16	2.38	2.49
m, m	0.30	0.57	0.77	0.88	1.05	1.24	1.33	1.38
0.25—0.05	0.60	0.72	0.94	1.09	1.33	1.56	1.72	1.80
25%	1.00	0.90	1.17	1.34	1.65	1.94	2.11	2.24
0.05—0.05	1.50	1.04	1.38	1.64	1.96	2.31	2.51	2.64
75%	2.00	1.18	1.54	1.81	2.20	2.60	2.83	2.97
	2.50	1.25	1.69	2.00	2.39	2.87	3.17	3.31
	3.00	1.38	1.87	2.16	2.65	3.12	3.44	3.60

Uwaga. Według obserwacji kanałów Środkowej Azji i Zakaukazja wielkość V_0 charakteryzują następujące cyfry:

Skład unoszonych osadów			Średnia szybkość w m/sek
1.0—0.25 m/m %	0.25—0.05 m/m %	0.05—0.005 m/m %	
75	25	—	0.570
25	75	—	0.395
—	75	25	0.285
—	25	75	0.225

(„Gidrotechničeskoe Stroitelstwo”, rok 1936 Nr. 5 i 10).

Inż. Bronisław Czaiński

Różne

Rury z żelbetu naprężonego do przewodów o wysokim ciśnieniu.

Tygodnik „Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure” podaje w nr 1 z r. 1938 w dziale „Z prac inżynierskich” ciekawą notatkę o zastosowaniu t. zw. „naprężonego żelbetu” do budowy rur na wysokie ciśnienie.

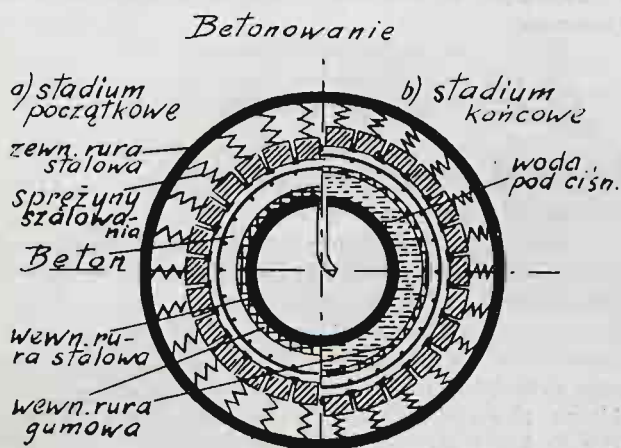
Jak wiadomo, normalne rury żelbetowe nie są szczelne przy wysokich ciśnieniach, gdyż w betonie, nie wytrzymującym rozciągania, powstają rysy i pęknięcia.

Pomysł nowego typu rur żelbetowych zasadniczo upodabnia ich konstrukcję do rur drewnianych (klepkowych), które przed podjęciem pracy zostają ściśnięte obrczami.

Zespół, zwany „żelbetem naprężonym”, składa się z betonu o dużej ścisłości i wytrzymałości, którego stalowe uzbrojenie posiada bardzo znaczną sprężystość. Sprężystość ta zostaje wykorzystana przy tworzeniu konstrukcji, kiedy pręty są sztucznie poddane rozciąganiu. Proces tworzenia trwa krótko. W rezultacie — rozciągnięte pręty wywołują ściśnięcie betonu.

Sposób wykonania rur z takiego żelbetu opatentował słynny Freyssinet, a wyprodukowane egzemplarze przedstawiono na zeszlorocznej wystawie w Düsseldorfie.

Podajemy niżej schemat wykonania. Wymiary rur są następujące: światło 80 cm; grubość ścianki — 5 cm; długość odcinków 6 m.



Rys. 1.

Doborowa stal, zastosowana do zbrojenia, posiada wytrzymałość do 10.000 kg/cm² i zachowuje sprężystość przy obciążeniu do 8.000 kg/cm². Dopuszczalne naprężenie przyjęto do 5.000 kg/cm², stosując współczynnik pewności 2 na zerwanie i 1½ na utratę sprężystości.

Sposób wykonania jest następujący.

Po nałożeniu betonu i częściowym jego skrzepnięciu, wtłacza się wodę między wewnętrzną rurą stalową i powłokę (rurę) gumową (patrz rysunek). Docisk rozciągliwego szalowania zewnętrznego jest regulowany sprężynami. Uszczelnienie szpar między segmentami tego szalowania umożliwia wyciek nadmiaru wody z betonu. Oczywiście, żądane rozciągnięcie prętów może nastąpić tylko przy odpowiednio zgęstniałym betonie, gdyż inaczej nie nastąpiłoby jednoczesne rozszerzanie się obwodu betonu i stali, a tylko beton przeciekałby poza zbrojenie. Pręty w czasie rozciągania przy betonowaniu są naprężone do 6.000 kg/cm². To szczytowe naprężenie następnie zaś nieco opada, aż do chwili osiągnięcia przez beton pełnej ścisłości i wytrzymałości.

Proces przygotowania rur trwa, jak zaznaczono, bardzo krótko; już po 3-eh godzinach od chwili rozpoczęcia betonowania rura jest zupełnie gotowa i może być poddana obciążeniu.

Przy normalnym ciśnieniu roboczym pierwotne ściśnięcie betonu spada prawie do zera, nie znikając jed-

nak całkowicie, wskutek czego beton nie pracuje na ciągnięcie, a zatem nie pęka i pozostaje szczelny.

Porównanie szczelności zwykłej rury żelbetowej z rurą z żelbetu naprężonego o takich samych wymiarach, składzie betonu i uzbrojeniu — wykazało, że już przy ciśnieniu 5 atm. zwykła rura stawała się nieszczelna, gdy rura nowego pomysłu wytrzymywała 50 atm. ciśnienia bez śladu nieszczelności. Przy wzroście ciśnienia ponad tę granicę pojawiała się rysa podłużna, która się jednak zamykała zupełnie szczelnie po opadnięciu nadmiaru ciśnienia.

Z licznych pytań, które się nasuwają przy rozważaniu nowego pomysłu, interesująca jest np. kwestia wykonania połączeń poszczególnych odcinków rur.

Technicy niemieccy przywiązują do omawianego zespołu konstrukcyjnego dużą wagę, dążąc do jak największej oszczędności żelaza, a także i betonu, przez stworzenie elementów żelbetowych, pracujących na rozciąganie, w których jednak beton nie byłby poddany temu naprężeniu.

Inż. Józef Mejro

Drogi wodne, żegluga

Jak donosi „D. W.” w nr. 1 z 1938 r., odbyło się w Berlinie w październiku 1937 r. zebranie członków Międzynarodowego Związku Doświadczalnictwa Wodnego, założonego — jak wiadomo — na Międzynarodowym Kongresie Żeglugi w Brukseli w 1935 roku. Na zebraniu, w którym wzięli udział delegaci 15 państw, przedyskutowano szereg referatów na tematy związane z ruchem rumowiska w rzekach, z praktycznymi zagadnieniami regulacji rzek, budowy dróg wodnych i t.p.

W nr. 2 „D. W.” z 1938 r. dr. inż. W. Borkenstein podaje krótki lecz dosyć szczegółowy opis projektu generalnej melioracji stosunków wodnych w Central Valley w Kalifornii.

O wypłynięciu tego gigantycznego projektu informowaliśmy naszych czytelników przed dwoma laty na podstawie notatek z prasy amerykańskiej („Gospodarka Wodna” 1935 r. nr. 4 str. 172). Od tego czasu ukończono już badania i prace przygotowawcze kosztem 1 miliona dolarów i rozpoczęto budowę przewidzianych obiektów.

Zakłady o sile wodnej, zbiorniki

W nr. 1 i 2 „D. W.” z 1938 r. O. Henninger, uczestnik światowej konferencji energetycznej odbytej w 1936 r. w Waszyngtonie podaje opis zwiedzonych po konferencji zakładów wodno-energetycznych w Kanadzie i w Stanach Zjednoczonych. Opis ten zasługuje na uwagę naszych czytelników, gdyż stanowi on uzupełnienie wiadomości o stanie wyzyskania energii wodnej w Ameryce, podanych przez prof. Wójcickiego w artykule, omawiającym budowlę wodne nowe, wykonywane przez Rząd Federalny Stanów Zjednoczonych („Gospodarka Wodna” 1937 r. nr. 2 i 3).

Zakład wodny pod Pleasant - Point. W Stanach Zjednoczonych nad granicą kanadyjską zaczęto budować ołbrzymi zakład o sile wodnej, wykorzystujący różnicę poziomów między przyływem, a odpływem morza. W pierwszej fazie moc zakładu ma sięgać 122500 KW, przewiduje się jednak jej podwyższenie do 250000 KW. Kosztorys opiewa na 40 milionów dolarów. Zatoka Cobocooko powierzchnią 120 km² będzie odcięta za pomocą siedmiu grobli od zatoki Passamaquoddy. Różnica poziomów wody między przyływem, a odpływem wynosi 5 50 m. Turbiny będą pracować przy spadku przekraczającym 2 metry. Dla mniejszego spadku,

który przeciętnie trwa 5 godzin i 23 minuty dziennie, zakład zasilany będzie wodą ze zbiornika napełnianego przy pomocy pomp w czasie pełnej pracy turbin.

(„W. u W.” Nr 24 r. 1937).

Podziemne zbiorniki wody. W pustynnych okolicach południowo - zachodnich stanów U.S.A. warstwa opadu wynosi w suchych latach 127 mm nie przekraczając nigdy 300 mm. Przeważna część opadów spada w miesiącach czerwcu lipcu i sierpniu (pora deszczowa), zaś przez resztę roku panuje susza połączona z silnymi upałami uniemożliwiającymi przechowywanie wody w otwartych zbiornikach. Dlatego już oddawna mieszkańcy Stanu Arizona budują przegrody dolinowe, których zadaniem jest utworzenie zbiornika wody podziemnej. Rzeki w porze deszczowej niosą tu ogromne ilości materiału ruchomego w formie piasku i żwiru, który wkrótce zasypuje przestrzeń zamkniętą przegrodą.

W tak zasypanym piaskiem i żwirem zbiorniku doskonale konserwuje się woda która wypełnia puste przestrzenie w rumowisku. Ponieważ górna warstwa piasku wkrótce wysycha, stanowi ona izolację dla głębszych pokładów, chroniąc je przed zbyt intensywnym parowaniem.

Ilość wody, która może być w ten sposób zamagazynowana zależy naturalnie od wysokości przegrody, od ukształtowanie doliny i spadku rzeki. Grobla 3 metrowej wysokości zamykająca dolinę o szerokości 75 m może przy spadku 1:25 zamagazynować 440 m³ wody. Dla poboru jej wystarczy założyć rurę z filtrem do poziomu sztucznej wody gruntowej, jednak sposób ten nie okazał się celowym z powodu możliwości zatkania filtru przez drobne piaski. Korzystniejszym okazało się wybudowanie studni w koronie grobli, skąd pompa wodę się wyczerpuje. W południowej części stanu Arizona i Meksyku istnieje cały szereg takich przegród od wielu już lat, które w suchej porze są jedynym źródłem wody dla tamtejszych mieszkańców. Niektóre z nich wybudowano już przed 150 laty.

(„W. u W.” Nr. 24 r. 1937)

Hydrologia

Hydrologia kanału Bałtyk morze Białe (Z.S.R.R.). Inż. W. Andriejanow podaje szczegółowe dane meteorologiczne i hydrologiczne dla rzek i jezior należących do systemu tego kanału. — Alimentacja szczytowego stanowiska obliczona została w założeniu 180 dni żeglugi w ciągu roku i 24 śluzowań na dobę w każdą stronę przez śluzę dwukomorową. Potrzebny dopływ w ilości 9 m³/sek zabezpiecza zbiornik o pojemności 50 milj. m³. Autor podaje ciekawy opis stosunków wodnych na wielkich jeziorach należących do systemu kanału.

W artykule podano mapę kanału i okolicy w skali 1:100000. 3 tablice i 3 wykresy hydrologiczne. „G. S.” Nr 6 z 1937 r.

Nomogram do wzoru Meyer'a na wielkość parowania z powierzchni zbiorników wodnych. Inż. A. Sotzenko podaje nomogram do wzoru amerykańskiego hydrologa Meyer'a na parowanie miesięczne, który jak stwierdziły doświadczenia rosyjskie (Tichomirow, Sokołowa i in.), najlepiej odpowiada warunkom parowania w Rosji Europejskiej. Wzór ujmuje parowanie jako funkcję:

- maks. prężności pary w m/m, odpowiadającej średniej miesięcznej temperaturze powietrza w sąsiedztwie zbiornika,
- średniej miesięcznej wilgotności powietrza (w m/m), zaobserwowanej jak wyżej,
- średniej miesięcznej szybkości wiatru w m/sek. na wysokości 9 m nad ziemią („G. S.” Nr 6 z 1937 r.).

Różne

Wały palczaste ciężkiego typu do wałowania zapór ziemnych.

Inż. W. Jefremow opisuje wał pracujący przy budowie zapory ziemnej w m. Czyrczyk (Turkiestan). Wał składa się z 3 członów i ciągnięty jest przez traktor. Każdy człon pokryty jest gęsto wystającymi palczastymi trzpieniami (stalowe, przypawane). Waga walca całego nieobciążonego 1,5 tonny, obciążonego piaskiem 3 tonny, nacisk pałców na grunt 9-18 kg/cm². Ubicie gruntu takim wałem okazało się lepsze i ekonomiczniejsze niż wałem gładkim. Poza tym otrzymuje się powierzchnię od razu przygotowaną do połączenia z warstwą następnie sypaną, odpada więc potrzeba bronowania. („G. S.” Nr 6 z 1937 r.).

Poziome parcie ziemi zamkniętej pomiędzy 2 równoległymi, pionowymi ściankami.

Inż. A. Sienkow wyprowadza drogą matematyczną wzór na aktywne parcie ziemi na ściankę przy naziemiu poziomym i ściance nie obciążonej siłami zewnętrznymi oraz na odpór (parcie pasywne) ziemi przy ściance obciążonej („G. S.” Nr 6 z 1937 r.).

Oznaczenia:

„D. W.” — „Deutsche Wasserwirtschaft”

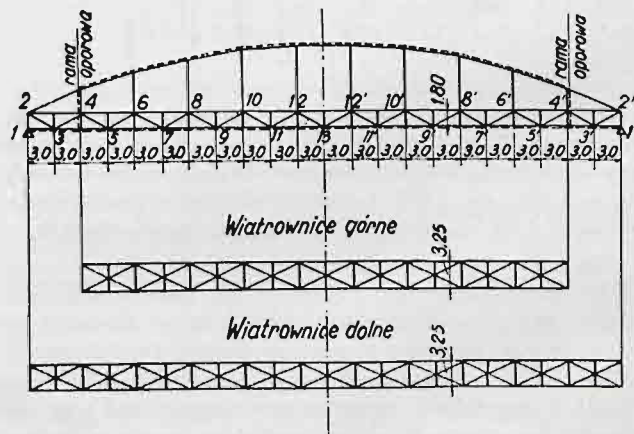
„W. u W.” — „Wasserkraft und Wasserwirtschaft”

„G. S.” — „Gidrotiechničeskoje Stroitelstwo”

Przegląd czasopism polskich.

Akwedukt przez rz. Wisłę.

Wodociągi polskiego Cieszyna są zaopatrywane w wodę za pomocą rurociągu, który łączy je z Państwowymi Zakładami Wodociągowymi w Maczkach pobierającymi wodę z Przemszy. Pod Skoczowem rurociąg ten przerzucony jest przez rzekę Wisłę przy pomocy specjalnego akweduktu o rozpiętości teoret. 66,0 m. Dźwigary główne akweduktu mają układ belki Langnerowskiej (rys. 1), który stanowi połączenie łuku z podwieszoną na



Rys. 1.

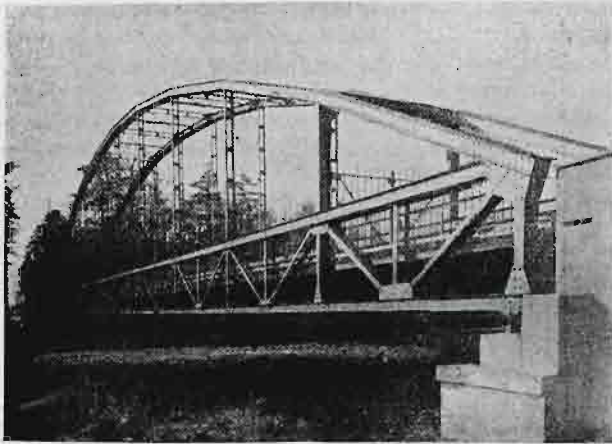
wieszakach belką kratową. Belka kratowa, nadając znaczną sztywność całości odgrywa równocześnie rolę ściągę, wobec czego układ jest zewnętrźnie statycznie wyznaczalny i wywołuje reakcje na podporach jak zwykła belka wolnopodparta.

Obciążenie układu belki Langnerowskiej nie następuje żadnymi trudnościami. Jest to układ wewnętrznie raz statycznie niewyznaczalny. (Artykuł oryginalny podaje sposób przeprowadzenia obliczeń statycznych).

Przekrój łuku akweduktu jest skrzynkowy i składa się z dwóch ceowników NP24 oraz blachy 440 × 10; przekroje pasów belki kratowej — rurowe otwarte: pas górny z dwóch ceowników NP22, pas dolny —

NP20, obydwie wzmocnione w przedziałach środkowych dwiema blachami 220×10 .

Wieszaki z czterech kątowników $60 \times 60 \times 6$, krzyżulce z dwóch kątowników. Całość została połączona na



Rys. 2.

nity w sposób uwidoczony na rys. 2. Całkowity ciężar akweduktu wynosi 60,3 ton co daje na 1 m. b. $\frac{60,3}{66,0} = 0,914$ t/m). („Przegląd Techniczny” Nr. 21-22 r. 1937).

Inż. P. Kłoss

O zagadnieniach energetycznych w Polsce.

Na łamach „Przeglądu Mechanicznego” (Nr. 1-2 z 1938 r.) umieszczono artykuł inż. J. Obrąpalskiego, na zamieszczony w tytule temat.

Autor między innymi, porównał spożycie energii elektrycznej u nas i za granicą oraz zamieścił pewne uwagi o naszych zasobach sił wodnych, kosztach ich uruchomienia, bilansie energetycznym okręgów południowych i centralnych i projektach elektryfikacji kraju.

„Na ogólną wartość spożycia energii elektrycznej, — pisze p. inż. Obrąpalski, — „składają się trzy główne czynniki, największy to spożycie wielkiego przemysłu, średni — większych miast, najmniejszy — wsi i małych miasteczek”.

Światowe spożycie energii elektrycznej w kWh na 1 mieszkańca w 1936 r. wynosiło: w Szwajcarii — 1443, w U. S. A. — 1167, w Niemczech — 623, we Francji — 387, w Czechach — 203 i w Polsce — 91.

Wiadomości gospodarcze i prawne.

Droga wodna Bałtyk — Wisła — Morze Czarne.

Zagadnienie drogi wodnej Bałtyk — Wisła — Morze Czarne jest już rozpatrywane od dłuższego czasu i podnoszone przy różnych okazjach przez wielu ekonomistów i publicystów.

Niewątpliwie każdy, żywo odczuwający niedostateczność naszej sieci dróg wodnych, uznaje potrzebę połączenia Bałtyku z Morzem Czarnym, lecz zgodna również jest opinia całego społeczeństwa, że na pierwszym miejscu musi być postawiona sprawa przystosowania do racjonalnej żeglugi naszego głównego szlaku wodnego — Wisły, która jest jednocześnie najważniejszą częścią skła-

„Sposób pokrycia zapotrzebowania energii związany jest ściśle z gęstością spożycia, czyli ze spożyciem przypadającym na 1 km^2 i rok.

Sieci lokalne, sieci okręgowe i wreszcie sieci krajowe są to trzy etapy kolejnego procesu t. zw. integracji zasilania”.

U nas — województwa centralne i zachodnie dorosły już przeważnie do elektryfikacji okręgowej, gdy w województwach wschodnich, ze względu na minimalną gęstość spożycia, korzystać trzeba będzie przez dłuższy jeszcze czas z małych elektrowni lokalnych.

W dalszym ciągu, autor omówił aktualne projekty zakładów o sile wodnej na Podkarpaciu i w reszcie kraju oraz podał przybliżone koszty budowy i wielkość zamierzonej produkcji.

„Do niedawna porównanie kosztów budowy i eksploatacji elektrowni cieplnych i wodnych przemawiało stale na korzyść cieplnych, dopiero katastrofalna powódź w 1934 r. a ostatnio i zagrożenie obronności Państwa, rzuciły właściwe światło na problem zbiorników retencyjnych i regulacji rzek oraz na ich rolę w obronie przeciwpowodziowej, uszlachetnieniu rzek i gospodarce energetycznej”.

Odpowiednie wykorzystanie, projektowanych dziś zakładów wodno - elektrycznych będzie wówczas miało miejsce, gdy skoordynuje się ich produkcję pomiędzy sobą oraz z zakładami cieplnymi, za pomocą wspólnej elektrycznej sieci krajowej. „Zagłębie Węglowe bowiem — pisze inż. Obrąpalski, — rozporządzające znacznymi ilościami nadwyżek prądotwórczych oraz znacznymi ilościami taniego paliwa odpadkowego, może i powinno odegrać poważniejszą rolę w elektryfikacji kraju.

O ile oparcie zaopatrzenia środkowych okręgów w energię z położonego na granicy Państwa Zagłębia byłoby niedopuszczalne o tyle, z chwilą powstania sieci krajowej oraz mobilizacji sił wodnych i gazu ziemnego do częściowego zaopatrzenia tych okręgów — udział Zagłębia w przesyłaniu energii w głąb kraju będzie celowy”.

Jedynie część inwestycji elektryfikacyjnych niezbędna do zabezpieczenia pracy okręgów centralnych i Warszawy, winna być wykonana z funduszy państwowych, reszta zaś programu powinna być finansowana przez przedsiębiorstwa prywatne. Naturalnie Państwo musi dać tym ostatnim możliwość opłacalności i trwałe podstawy prawne, przy jednoczesnym zabezpieczeniu interesów społecznych.

Inż. F. St. Oranowski

dową połączenia dwóch mórz. Zagadnienie drogi wodnej Bałtyk - Morze Czarne (w skład której wchodzi — 650 km Wisły) — jest tak duże i tak ważne, że jego racjonalne rozwiązanie wymaga poddaniu gruntownym studiom ekonomicznym i technicznym oraz opracowania projektu.

Do analogicznego wniosku dochodzi Prof. dr Otto Nadolski w interesującym artykule, zamieszczonym w Nr 1 z roku bież. „Czasopisma Technicznego”, pt. „Znaczenie gospodarcze drogi wodnej Bałtyk — Wisła — Morze Czarne”¹⁾.

¹⁾ Referat wygłoszony na Zjeździe Delegatów Miast Małopolskich we Lwowie w dniu 11 września 1937 r.

Autor we wstępie przypomina, że zagadnienie żeglugi i dróg wodnych w Polsce jest jednym z najdawniejszych naszych problemów gospodarczych. Dowodem tego jest powstanie przed wiekami i rozwój, jako centrów handlowych, szeregu naszych miast nad rzekami. Z miast tych takie, jak Kraków, Sandomierz, Kazimierz, Warszawa, Płock, Toruń, Grudziądz, Tezew i Gdańsk leżą nad głównym naszym szlakiem wodnym — Wisłą, a istniejące do dziś jeszcze stare śpichlerze nad Wisłą świadczą wymownie o rozmiarach i znaczeniu dawnej żeglugi w Polsce. O poważnym traktowaniu żeglugi w dawnej Polsce świadczą liczne akty prawne i państwowe. Jednym z nich był układ z zakonem Krzyżackim z 1424 r., zastrzegający wolność żeglugi, ładowania, sprzedaży towarów itp. na obszarach dolnej Wisły. Statuty piotrkowskie Kazimierza Jagiellończyka z 1447 r. i statuty nieśzawskie Jana Olbrachta z 1496 r. podają formalne ustawy o żegludze. Od tego czasu każdy niemal Sejm zajmował się sprawami żeglugi, czyszczenia rzek i robotami regulacyjnymi. Np. Sejm z 1589 r. przyznał po raz pierwszy pewną dotację z funduszy publicznych na regulację Wisły, Bugu i Narwi.

Rozkwit żeglugi polskiej przypada na okres od początku XVI do połowy XVII wieku²⁾. Wskutek zniszczenia kraju przez wojny, zaznacza się depresja gospodarcza państwa i zmniejszenie się i zahamowanie rozwoju żeglugi. Wiek XVIII przynosi znowu pewne dążności rozwojowe żeglugi wskutek powstania kanałów: Ogińskiego, Królewskiego i Bydgoskiego. W latach zaś 1930—40 zbudowano kanał Augustowski. Kanałom tym (prócz Bydgoskiego) autor nie przypisuje większego znaczenia, wskutek małych wymiarów i położenia geograficznego. Wspomina natomiast, że już w 1636 r. król Władysław IV, z inicjatywy Gdańska, poleca rozpoczęcie studiów nad połączeniem Bałtyku z morzem Czarnym przez Wisłę, San i Dniestr. W r. 1767 zapadła uchwała Sejmowa zbudowania połączenia Wisły z Dniestrem przez San i Wisznję. Rok 1901 przyniósł ustawę o budowie drogi wodnej Bałtyk — Morze Czarne na innej trasie, mianowicie Odra — Wisła — Dniestr.

Po tych b. ciekawych uwagach historycznych, Prof. Nadolski stwierdza, że obecnie, gdy ziemie Polski zostały z powrotem złączone w jedną całość, stają przed nami te same problemy, którymi zajmowały się Sejmy i Rządy Polski przedrozbiorowej, tym bardziej, że kiedy Polska była pozbawiona samodzielnosci, państwa ościennego, a zwłaszcza Niemcy, przy wielkim nakładzie środków i sił, rozwiązywały i nadal rozwiązują u siebie te zagadnienia, zyskując wskutek tego coraz to lepszą pozycję gospodarczą w Europie i dystansując swoich sąsiadów a między nimi i Polskę.

„Aby stworzyć warunki mocarstwowego znaczenia Polski, aby zabezpieczyć Jej byt gospodarczy i polityczny, musimy w środkach działania gospodarczego dorównywać koniecznie państwom ościennym, musimy się uzbroić nie tylko dosłownie do odparcia każdego najazdu, ale także uzbroić nasz kraj w środki gospodarcze, które by nam pozwoliły na wyrównanie zaniedbań cza-

²⁾ Według Prof. M. Rybczyńskiego (Drogi wodne na Pomorzu, Toruń, 1935), w latach 1618 i 1648 przywieziono Wisłą do Gdańska ok. 370.000 ton towaru. Ponieważ Gdańsk odbierał ok. 4/5 eksportu polskiego, idącego prawie wyłącznie Wisłą, maksimum ruchu towarowego na Wisłę można w tym okresie przyjąć jako 500.000 ton rocznie (przyp. Red.).

sów zaborczych i na stworzenie zapasów sił i środków, koniecznych tak w okresach pokojowego współżycia z sąsiadami, jak jeszcze bardziej w okresach wojennych...” Do tych zagadnień gospodarczych należą w pierwszym rzędzie środki komunikacyjne, a więc drogi kołowe, koleje i drogi wodne. Konieczny dla Polski eksport i import wymagają, zwłaszcza dla towarów masowych, tanich środków transportowych. Tanie zaś środki dają przede wszystkim drogi wodne, na których koszt transportu w miarę wzrostu odległości przewozu i ilości towarów (transporty masowe), jest kilkakrotnie tańszy od transportu kolejowego.

W dalszych swych rozważaniach autor stwierdza, że istniejąca przed wojną światową emigracja trwała i sezonowa z Polski, głównie ludności wiejskiej, wskutek polityki gospodarczej Ameryki i państw europejskich, zamarlała niemal zupełnie. Rozwijający się na ziemiach polskich, głównie w b. zaborze rosyjskim, przemysł tekstylny, metalowy, etc. miał obszerne i dalekie rynki zbytu na olbrzymim terytorium państwa rosyjskiego. Dzisiaj ekspansja ta została granicą Rosji Sowieckiej zamknięta na długie lata. Ekspansja zaś do innych naszych sąsiadów (Niemcy, Czechosłowacja) jest utrudniona, gdyż kraje te o wyższym rozwoju przemysłowym hołdują zrazem zasadom autarchii.

Wobec powyższych zmian, jakie zaszły w okresie powojennym, nasz naturalny przyrost ludności ok. 0,5 mil. osób rocznie — stawia przed nami wielkie zadanie znalezienia dla nich pracy i zatrudnienia, które by dawały im trwałe możliwości znośnego bytu.

Planowane u nas podniesienie uprzemysłowienia kraju powinno spowodować przejście nadmiaru, zasadniczo ubogiej, ludności wiejskiej do ośrodków przemysłowych i miast.

Chociaż możemy liczyć — w związku z rozwojem przemysłu — na wzmogoną konsumpcję wewnętrzną, jednak nie należy zapominać o konieczności znalezienia dla produkcji naszego przemysłu nowych rynków zbytu poza granicami naszego kraju.

Autor przedstawia tu dwie możliwości wyjścia na świat, są nimi jakby dwoje wąskich drzwi, umożliwiających naszą ekspansję gospodarczą na zewnątrz. Gdyż i ujście Wisły jest jednym takim wyjściem; łączy nas jednak z krajami o wysokim stopniu rozwoju przemysłowego, a więc potrzebującymi przeważnie tylko naszych surowców. Drugie drzwi — stwierdza autor — to południowo-wschodnie nasze drogi przez Lwów i Stanisławów do Rumunii, na Bałkany i do Azji Młodej. Moglibyśmy wywozić tam, oprócz naszego węgla, wytwory naszego przemysłu.

Dla spełnienia tych zadań niezbędne są dogodnie i tanie środki komunikacyjne, łączące te nasze drzwi z całym produkującym krajem. Taką właśnie komunikacją może być jedynie wielki szlak wodny Wisła — San — Dniestr — Prut, który nie tylko łączy krańce południowo-wschodnie naszego kraju z powstającym obecnie Centralnym Okręgiem Przemysłowym, ale przecinając całą Polskę niemal w linii prostej stanowi połączenie dwóch mórz — Bałtyku z morzem Czarnym. W dalszym ciągu artykułu prof. Nadolski twierdzi, że powzięcie decyzji budowy tej drogi wodnej, umożliwiając zatrudnienie dużej ilości bezrobotnych, jest konieczne ze względu na wytrwale dążenia zarówno Niemców jak i Czechów do stworzenia połączeń Bałtyku z morzem Czarnym na swoich terytoriach.

Ponieważ jednak opracowanie projektów całej omawianej drogi wodnej i konieczne pertraktacje z Rumunią wymagają dość długiego czasu, autor wysuwa konieczność bezwzględnego przystąpienia do wykonania tzw. małego programu Prof. Matakiewicza („Droga wodna górnej Wisły”, *Czasopismo Techniczne*, 1937, Nr 15 i *Gospodarka Wodna*, 1937, Nr 4), przy równoczesnym rozpoczęciu opracowania projektów. Należy przy tym przeprowadzić szczegółowe studium, ekonomiczne dla całej tej drogi wodnej, uwzględniając teraźniejsze i przyszłe możliwości gospodarcze i handlowe.

Stronę techniczną zagadnienia Prof. Nadolski omawia pokrótce, podając kilka danych: długość drogi wodnej (łączącej porty morskie Schiewenhorst (Gdańsk) z Suliną nad Dunajem — 1894 km, z czego na Polskę przypada 1168 km, na Rumunię zaś 725 km. Koszt tej drogi wodnej w/g obliczeń Prof. Matakiewicza wynieść ma ok. 700 mil. zł. Wykonanie drogi wodnej Zagłębie węglowe

— ujście Dunajca stworzyłoby konieczne włączenie Śląska do tego szlaku dwóch mórz i związanie go z Centr. Okręgiem Przemysłowym.

Na odcinkach skanalizowanego Sanu i Dniestru istnieje możliwość wyzyskania ok. 200.000 K. M. sił wodnych, co wydatnie podnosi rentowność tej drogi wodnej. Regulacja Wisły zaś — podnosi autor — jest koniecznością państwową, która nawet bez względu na drogę wodną musi być dokonana.

Na zakończenie swego interesującego artykułu Prof. Nadolski po omówieniu doniosłej roli miast w życiu i rozwoju Narodu i Państwa, stwierdza, że „wszędzie, gdzie uruchomiono drogi wodne na racjonalnie obranych szlakach gospodarczych, nowa droga wodna tworzyła nowe osady i silną rozbudowę przemysłu, źródło dalszej pracy dla tysięcy ludzi”.

Inż. M. Chudzyński

Postęp ekonomiczny Niemiec.

W swej wielkiej 3 godzinnej mowie w Reichstagu dnia 20 lutego b.r. Kanclerz Hitler przeszło godzinę poświęcił statystyce udowadniającej postęp ekonomiczny Niemiec od r. 1932, tj. od czasu objęcia rządów przez partię Narodowo-Socjalistyczną. Wobec tego, że w naszej

prasie codziennej cyfry te nie były podane, przytaczamy najważniejsze według dosłownego tekstu mowy, zamieszczonego w gazecie *Berliner Tageblatt* z dnia 22. II. 1938 r.

	w 1932 r.	1937 r.
Dochód narodowy	4520,0 mio Mk	68000 mio Mk
wskaźnik drożyzniany	120,6	125,1
wartość ogólnej produkcji	37800 mio Mk	75000 mio Mk
„ produkcji rolnej	8700 „	12000 „
wkłady w publicznych kasach oszczędności	11400 „	16100 „
dochody Skarbu Państwa	6600 „	14000 „
produkcja węgla kamiennego	104.700.000 t	184.500.000 t
„ „ brunatnego	122.650.000 „	184.700.000 „
„ stali	9.660.000 „	19.207.000 „
„ rudy żelaznej	1.300.000 „	9.600.000 „
„ wełny	4.700 „	7.500 „
„ konopi	3.100 „	24.000 „
„ lnu	210 „	6.000 „
ilość samochodów	1.500.000 szt	3.000.000 szt
przewozów na drogach wodnych	73.500.000 t	130.000.000 t
przewóz morski	36.000.000 t	61.000.000 t
w budowie na stocznjach morskich znajdowało się statków ton (nie licząc marynarki wojennej)	22.000 t	720.000 t
		+ 400.000 t
		zamówień jeszcze nie rozpoczętych
Przewozy na kolejach w 1-km	178.000 mio	274.000 mio
dochody kolei	2.234 mio Mk	4.480 mio Mk
wydatki na drogi	110.000.000 Mk	1.150.000.000 Mk
ilość urodzin	970.000	1.270.000
ilość bezrobotnych	6.500.000	470.000

Oczywiście, są to tylko wyjątki. Te wymowne cyfry zajmują w mowie Kanclerza 6 szpalt.

Tak się przedstawiają sprawy ekonomiczne kraju, który posiada minimalne zapasy złota, — gdy jednocześnie we Francji, której zapasy złota ustępują tylko Ameryce — wartość produkcji r. 1937 jest o 1/3 mniejszą niż w r. 1929! Ale gdy we Francji (i nie tylko we Francji)

hasłem jest: „podnieść płace, zmniejszyć pracę”, — wytyczną ideą Niemiec dzisiejszych jest, że im większą będzie suma produkcji całego narodu tym większy udział wypadnie każdemu obywatelowi, — a pieniądź jest tylko koniecznym środkiem do uregulowania słusznego podziału.

T.

Ruch towarowy i osobowy na Wiśle.

W celu zorientowania czytelników jakie towary i w jakich ilościach przewożone są główną naszą arterią wodną, Wisłą, podajemy poniżej wykazy ruchu to-

warów w kilku ważniejszych punktach Wisły. W następnych zeszytach podane będą zestawienia transportów na innych drogach wodnych w Polsce.

Ruch towarowy i żeglugowy na rzece Wiśle według notowań w Krakowie w latach 1926 — 1937.

R O K	1926		1927		1928		1929		1930		1931	
	w górę rzeki	w dół rzeki	w górę rzeki	w dół rzeki	w górę rzeki	w dół rzeki	w górę rzeki	w dół rzeki	w górę rzeki	w dół rzeki	w górę rzeki	w dół rzeki
a) Ilość kursów statków	375	376	214	211	162	155	143	142	272	276	127	127
b) przew. kursem osób stat. towar. wycieczk.	30.400	27.034	12.177	12.076	3.912	3.460	5.382	—	4.688	5.089	—	—
	6.200	7.034	1.900	1.880	—	—	9.422	9.466	3.430	3.553	4.187	4.023
c) przewieziono towar. różnych statk. towar.	912	—	706	1.096	279	367	442	497	343	406	—	—
d) przewieziono towar. stat. niepar. (galar., berlink., krypami itp.)												
węgiel	—	33.735	—	42.369	—	39.782	—	57.111	—	31.698	—	55.694
piasek	—	30.844	—	51.977	—	43.915	—	88.733	—	94.108	—	103.935
kamień	—	16.803	—	48.921	—	45.463	—	23.793	—	12.885	—	2.316
cement	110	130	120	150	105	320	45	210	48	193	112	156
wiklina	125	—	330	412	—	—	—	—	—	—	60	77
nawozy	—	105	—	155	100	205	20	255	115	220	110	220
buraki	860	—	803	168	824	431	—	—	248	249	360	495
drzewo	—	50	—	—	—	575	—	211	—	570	—	29
różne	534	240	128	1.560	—	175	285	668	315	993	183	1.106
R a z e m t o n	1.629	81.907	1.381	145.712	1.029	130.866	350	170.981	726	140.916	825	164.028
R O K	1932		1933		1934		1935		1936		1937	
KIERUNEK	w górę rzeki	w dół rzeki	w górę rzeki	w dół rzeki	w górę rzeki	w dół rzeki	w górę rzeki	w dół rzeki	w górę rzeki	w dół rzeki	w górę rzeki	w dół rzeki
a) Ilość kursów statków	130	131	156	159	169	170	258	252	321	324		
b) przew. kursem osób stat. towar. wycieczk.	—	—	—	—	—	—	248	298	182	173		
	5.646	5.841	8.644	9.970	2.779	2.596	10.096	10.105	5.370	5.370		
c) przewieziono towar. różnych statk. towar.	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
d) przewieziono towar. stat. niepar. (galar., berlink., krypami itp.)												
węgiel	—	31.534	—	77.001	—	117.127	—	95.449	—	101.229		137.291
piasek	—	85.219	—	133.223	—	100.073	—	69.406	—	92.674		119.235
kamień	—	3.157	—	1.556	—	2.807	—	1.360	—	4.115		
cement	101	193	—	—	—	—	—	—	—	—		
wiklina	58	100	—	—	—	—	—	165	—	—		
nawozy	92	90	—	—	—	—	—	—	—	—		
buraki	322	416	—	—	—	—	—	—	—	—		
drzewo	—	42	—	22	—	—	—	529	—	131		
różne	132	802	261	917	—	2.145	—	1.326	1.670	3.331		
R a z e m t o n	705	121.553	261	212.717	—	222.152	—	168.236	1.670	201.480	3.452	262.133

UWAGA: Dane za 1937 r. są niekompletne.

W Y K A Z

ruchu towarowo-osobowego na parostatkach towarowo-osobowych, holownikach, barkach, krypach, galarach i t. p.
na przystaniach Wisły środkowej

w latach 1933 — 1937.

P U Ł A W Y

	1933		1934		1935		1936		1937	
	Przy- wóz	Wy- wóz	Przy- wóz	Wy- wóz	Przy- wóz	Wy- wóz	Przy- wóz	Wy- wóz	Przy- wóz	Wy- wóz
PRZEWÓZ TOWARÓW.										
Wyroby pochodzenia roślinnego	20	—	—	—	290	—	26	87	110	101
Zwierzęta żywe i wyroby pochodzenia zwierzęcego	—	—	—	—	—	—	70	231	13	200
Wyroby pochodzenia mineralnego	701	—	1465	200	391	—	1281	1	4227	7
Woski, tłuszcze i oleje pochodzenia roślinnego i zwierzęcego	—	—	—	—	—	—	7	9	6	13
Przetwory spożywcze i drobnica przewieziona na statkach	—	1341	434	862	643	921	9	9	11	1
Przetwory chemiczne i farmaceutyczne, farby . . .	—	—	—	—	—	—	25	3	26	1
Skóry, futra, wyroby skórzanе	—	—	—	—	—	—	2	4	1	—
Surowce i wyroby włókiennicze	—	—	—	—	—	—	7	4	3	5
Kauczuk, gutaperka, ich surogaty, wyroby z tych materiałów	—	—	—	—	—	—	6	—	2	—
Drzewo, korek, wyroby z nich, wyroby koszykarskie	—	—	—	—	—	—	126	5	150	217
Papier i wyroby z niego	—	—	—	—	—	—	20	—	16	1
Wyroby kamieniarskie, ceramiczne, szklane	460	—	—	—	—	—	13	—	408	—
Metale i wyroby z nich	—	—	—	—	—	—	255	13	333	206
Maszyny i aparaty, sprzęt elektrotechniczny	—	—	—	—	—	—	8	2	9	2
Środki transportowe	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Wagi, narzędzia, instrumenty, aparaty: precyzyjne, naukowe, optyczne, maszyny pisar.	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Broń i amunicja	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Bielizna, odzież i konfekcja, kapelusze, parasole, artykuły mody	—	—	—	—	—	—	2	—	1	—
Wyroby różne, nieobjęte innymi działami	—	—	—	—	—	—	56	55	59	56
Razem ton	1181	1341	1899	1062	1324	921	1913	423	5375	810
PRZEWÓZ PASAŻERÓW.	15508	17860	13071	17371	16592	19878	15796	18969	15986	19838

W A R S Z A W A

PRZEWÓZ TOWARÓW.										
Wyroby pochodzenia roślinnego	48393	253	52526	20	83302	2778	59533	7590	53348	2778
Zwierzęta żywe i wyroby pochodzenia zwierzęcego	5952	18	180	10	1001	89	2078	712	1591	415
Wyroby pochodzenia mineralnego	6215	393	2688	—	904	61	1212	114	1721	130
Woski, tłuszcze i oleje pochodzenia roślinnego i zwierzęcego	—	—	11631	68	4201	363	9297	533	11279	395
Przetwory spożywcze i drobnica przewieziona na statkach	49562	10828	48835	16260	41681	15485	47471	750	56747	1264
Przetwory chemiczne i farmaceutyczne, farby . . .	13673	390	17858	232	23104	909	22452	3076	20417	2120
Skóry, futra, wyroby skórzanе	1291	97	2140	30	2330	98	2291	327	2356	680
Surowce i wyroby włókiennicze	70	11	124	—	470	—	432	386	557	252
Kauczuk, gutaperka, ich surogaty, wyroby z tych materiałów	520	2	947	—	1092	—	1117	114	1025	83
Drzewo, korek, wyroby z nich, wyroby koszykarskie	8794	817	9066	410	8571	379	6525	997	4567	617
Papier i wyroby z niego	3159	872	3212	363	5945	736	7001	2197	8678	2586
Wyroby kamieniarskie, ceramiczne, szklane	—	—	13	—	12	42	296	401	853	476
Metale i wyroby z nich	2158	553	1928	524	4130	1609	7358	6809	5858	5328
Maszyny i aparaty, sprzęt elektrotechniczny	—	—	—	—	—	—	569	201	661	215
Środki transportowe	—	—	—	—	—	—	70	5	243	40
Wagi, narzędzia, instrumenty, aparaty: precyzyjne, naukowe, optyczne, maszyny pisar.	—	—	—	—	—	—	1	—	242	8
Broń i amunicja	—	—	—	—	—	—	—	1	—	1
Bielizna, odzież i konfekcja, kapelusze, parasole, artykuły mody	176	—	154	7	145	—	7	53	1	127
Wyroby różne, nieobjęte innymi działami	—	—	—	—	118	—	1779	2657	1341	1848
Razem ton	137964	14233	151302	17924	177006	22549	169489	26923	171485	19363
PRZEWÓZ PASAŻERÓW.	99580	130907	99880	131223	103357	135073	102751	131917	96596	121531

WYSZOGRÓD

	1933		1934		1935		1936		1937	
	Przy- wóz	Wy- wóz	Przy- wóz	Wy- wóz	Przy- wóz	Wy- wóz	Przy- wóz	Wy- wóz	Przy- wóz	Wy- wóz
PRZEWÓZ TOWARÓW.										
Wyroby pochodzenia roślinnego	22	2161	—	6866	10	3549	35	5252	328	708
Zwierzęta żywe i wyroby pochodzenia zwierzęcego	—	—	—	—	—	—	1	168	9	130
Wyroby pochodzenia mineralnego	—	—	—	—	—	—	6	—	24	—
Woski, tłuszcze i oleje pochodzenia roślinnego i zwierzęcego	—	—	—	—	—	—	28	12	20	7
Przetwory spożywcze i drobnica przewieziona na statkach	176	1904	160	1361	189	1118	14	—	2	334
Przetwory chemiczne i farmaceutyczne, farby	—	—	—	—	15	—	13	—	2	—
Skóry, futra, wyroby skórzane	—	—	—	—	—	—	—	—	1	—
Surowce i wyroby włókiennicze	—	—	—	—	—	—	3	—	1	—
Kauczuk, gutaperka, ich surogaty, wyroby z tych materiałów	—	—	—	—	—	—	2	—	—	—
Drzewo, korek, wyroby z nich, wyroby koszykarskie	117	—	145	—	—	—	3	5	95	3
Papier i wyroby z niego	—	—	—	—	—	—	5	3	1	—
Wyroby kamieniarskie, ceramiczne, szklane	570	—	17	—	75	—	439	1	822	—
Metale i wyroby z nich	—	—	—	—	—	—	35	4	36	2
Maszyny i aparaty, sprzęt elektrotechniczny	—	—	—	—	—	—	10	—	11	—
Bielizna, odzież i konfekcja, kapelusze, parasole, artykuły mody	—	—	—	—	—	—	1	—	1	—
Wyroby różne, nieobjęte innymi działami	—	—	—	—	—	—	21	6	20	9
Razem ton	885	4065	322	8227	289	4667	616	5451	1373	1193
PRZEWÓZ PASAŻERÓW.	15649	14156	22736	23655	23520	23436	26608	25567	23327	21787
P Ł O C K										
PRZEWÓZ TOWARÓW.										
Wyroby pochodzenia roślinnego	871	22333	167	42173	216	26199	951	40162	1153	15391
Zwierzęta żywe i wyroby pochodzenia zwierzęcego	—	—	18	—	—	—	3001	166	3286	164
Wyroby pochodzenia mineralnego	50	—	27	3	132	44	157	24	83	59
Woski, tłuszcze i oleje pochodzenia roślinnego i zwierzęcego	—	—	—	—	—	—	139	137	204	174
Przetwory spożywcze i drobnica przewieziona na statkach	2372	5289	2810	4277	2258	5268	72	85	113	417
Przetwory chemiczne i farmaceutyczne, farby	78	—	24	—	33	—	256	61	98	135
Skóry, futra, wyroby skórzane	—	—	—	—	20	2	33	58	36	182
Surowce i wyroby włókiennicze	1134	—	166	—	3202	—	104	10	41	11
Kauczuk, gutaperka, ich surogaty, wyroby z tych materiałów	—	—	16	—	—	—	8	5	17	5
Drzewo, korek, wyroby z nich, wyroby koszykarskie	370	—	557	7	492	1	577	61	867	56
Papier i wyroby z niego	5	—	—	—	—	—	172	4	184	8
Wyroby kamieniarskie, ceramiczne, szklane	1284	—	1183	—	—	—	716	9	78	10
Metale i wyroby z nich	505	—	275	—	—	—	770	46	467	47
Maszyny i aparaty, sprzęt elektrotechniczny	—	—	—	—	—	—	33	22	41	70
Środki transportowe	—	—	—	—	—	—	4	9	18	16
Wagi, narzędzia, instrumenty, aparaty: precyzyjne, naukowe, optyczne, maszyny pisar.	—	—	—	—	—	—	5	3	5	—
Broń i amunicja	—	—	—	—	—	—	1	—	3	—
Bielizna, odzież i konfekcja, kapelusze, parasole, artykuły mody	—	—	—	—	—	—	3	2	2	2
Wyroby różne, nieobjęte innymi działami	1	—	—	—	—	—	324	71	203	144
Razem ton	6670	27622	5243	46460	6353	31514	7326	40935	6899	16891
PRZEWÓZ PASAŻERÓW.	28136	27607	41165	41800	38718	42453	39760	43189	36513	38368
W Ł O C Ł A W E K										
PRZEWÓZ TOWARÓW.										
Wyroby pochodzenia roślinnego	1072	26111	2147	45954	2135	36002	7536	41665	5334	12523
Zwierzęta żywe i wyroby pochodzenia zwierzęcego	—	—	—	—	—	—	302	106	233	123
Wyroby pochodzenia mineralnego	84	—	58	20	298	—	6439	552	5224	610
Woski, tłuszcze i oleje pochodzenia roślinnego i zwierzęcego	—	—	—	—	—	—	2550	261	2232	257
Przetwory spożywcze i drobnica przewieziona na statkach	6972	11367	8948	12376	8888	11006	363	9288	391	12654
Przetwory chemiczne i farmaceutyczne, farby	738	49	372	—	569	6	1773	279	2838	283
Skóry, futra, wyroby skórzane	171	74	330	10	312	34	170	140	284	173
Surowce i wyroby włókiennicze	99	—	720	—	148	3	110	908	578	2461
Kauczuk, gutaperka, ich surogaty, wyroby z tych materiałów	56	2	137	—	191	—	451	27	305	41
Drzewo, korek, wyroby z nich, wyroby koszykarskie	1671	50	977	127	827	43	825	801	947	230
Papier i wyroby z niego	1555	3351	3356	287	2632	99	3770	7014	3616	6764
Wyroby kamieniarskie, ceramiczne, szklane	33	3254	866	1431	4148	148	84	1265	96	360
Metale i wyroby z nich	201	8	392	94	139	30	904	846	931	890
Maszyny i aparaty, sprzęt elektrotechniczny	—	—	—	—	—	—	46	12	31	11
Środki transportowe	—	—	—	—	—	—	2	16	2	—
Wagi, narzędzia, instrumenty, aparaty: precyzyjne, naukowe, optyczne, maszyny pisar.	—	—	—	—	—	—	32	337	4	2
Bielizna, odzież i konfekcja, kapelusze, parasole, artykuły mody	—	—	—	—	—	—	6	654	3	80
Wyroby różne, nieobjęte innymi działami	—	—	—	—	—	—	645	100	742	57
Razem ton	12652	44266	16303	60299	20287	47371	26008	64271	23791	37519
PRZEWÓZ PASAŻERÓW.	30793	31074	40898	40573	39356	41330	39465	42186	37460	39656

A. EKSPORT Towary przewiezione statkami, barkami i w tratwach rzeką Wisłą przez punkt graniczny w Tczewie, w latach 1928 - 1937.

Rok	Zboże	Cukier	Mąka i wyroby mączne	Nasiona	Warzywa	Owoce	Drzewo surowe i pół surowe	Papier	Materiały budowlane	Soda	Faszyzna	Kamień polny	Naczynia próżne	Wyroby żelazne	Skóry	Melasa	Makuchy	Paliki do budowy regulac.	Piwo	Tłuszcze	Manufaktura	Towary różne	RAZEM	RAZEM
	ton	ton	ton	ton	ton	ton	m ³	ton	ton	ton	m ³	ton	ton	ton	ton	ton	t-n	ton	ton	ton	ton	ton	m ³	ton
1928	11.316	72.030	3.448	450	—	—	6.241 t	747	4.224	2.717	1.124 t	—	346	689	—	1.355	—	—	—	—	—	9.794	—	114.484
1929	37.889	79.847	3.905	2.015	—	—	9.804 t	320	3.344	2.198	772 t	—	322	149	—	1.662	—	—	—	—	—	39.147	—	181.374
1930	42.158	132.428	9.739	1.243	—	—	8.052 t	440	4.199	3.237	1.057 t	—	522	441	—	727	—	—	—	—	—	1.141	—	205.384
1931							(Razem rok 1931)																	250.523
1932							(" " 1932)																	146.381
1933							(" " 1933)																	317.221
1934	217.786	61.331	43.086	6.874	222	196	126.377m ³	490	6.463	5.657	5.305m ³	2.566	582	1.078	32	614	—	92	—	—	—	1.942	131.682	349.015
1935	207.383	68.452	88.044	5.224	285	182	139.162 "	1.036	2.546	6.322	9.800 "	3.840	1.96	2.505	256	735	250	140	237	638	155	3.027	148.962	392.053
1936	216.806	36.624	65.444	8.710	334	205	137.471 "	2.338	2.192	3.643	2.638 "	2.490m ³	643	2.084	303	488	—	133	144	415	576	5.576	142.599	346.667
1937	66.786	35.658	4.440	3.913	190	135	166.200 "	839	4.805	11.672	—	3.668	303	1.030	631	911	—	194	338	714	1.017	8.068	166.200	145.312

B. IMPORT

Rok	Ryż	Oleje	Łój	Tłuszcze	Margaryna	Zboże	Skóry	Nasiona	Owoce i koniowe	Ryby i konserwy rybne	Eks- trakt garbarski	Siarka	Zywność	Papier stary	Drzewo mahoniowe	Drzewo korkowe	Wyroby żel.	Trawa morska	Naczynia próżne	Materiały budowlane	Włna surowa	Kauczuk	Węgiel solono	F. bra	Towary kolonialne	Różne	RAZEM	
	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton
1928	3.248	4.586	2.648	4.594	562	11.519	1.324	2.948	1.968	1.864	4.564	435	1.864	—	—	1.846	2.846	448	—	—	1.082	—	—	—	—	—	10.664	81.400
1929	1.433	5.248	824	2.553	492	—	1.224	664	679	1.098	3.115	395	2.050	—	—	954	1.495	706	—	—	941	—	—	—	—	—	6.247	30.571
1930	3.075	4.993	768	2.620	50	486	913	1.130	855	1.630	4.855	415	2.658	—	—	822	1.874	481	—	—	293	—	—	—	—	—	8.189	36.102
1931									(Razem rok 1931)																		36.359	
1932									(" " 1932)																		61.543	
1933									(" " 1933)																		91.712	
1934	9.060	6.070	476	6.738	240	116	3.021	13.156	1.110	2.145	11.064	789	2.161	7.329	569	1.148	3.494	1.270	70	459	964	1.167	—	—	1.783	8.305	82.680	
1935	20.110	3.689	707	8.611	517	176	4.864	6.530	3.703	2.673	15.757	935	2.730	9.421	748	1.545	6.300	1.773	188	594	3.335	1.650	2.578	112	195	2.869	4.839	107.149
1936	22.134	4.402	316	7.248	126	500	3.063	5.279	1.482	2.057	12.054	691	1.918	9.279	452	2.077	5.763	1.014	130	504	3.166	1.456	—	—	2.035	9.062	96.217	
1937	26.670	2.787	371	7.453	309	3.819	3.285	6.117	1.508	2.009	11.617	1.113	1.635	8.234	458	2.264	5.646	1.911	344	545	3.920	1.673	550	85	197	2.045	8.986	105.551

WYKAZ

obiektów pływających, wjeżdżających na wody polskie i opuszczających te wody przez punkt graniczny w Tczewie na rzece Wiśle w latach 1928 — 1937.

Przynależność państw. statków		Rok	Statki z własnym napędem parowe		B a r k i		M o t o r o w c e wszelkiego rodzaju		Razem
			z transp.	bez transp.	z ładunkiem	bez ładunku	z transportem	bez transportu	w roku sprawozdawczym
			ilość	ilość	ilość	ilość	ilość	ilość	ilość
P o l s k i e	Wjechało na polskie drogi wodne śródlądowe	1928	265	56	470	277	—	—	1068
		1929	420	101	331	672	—	—	1524
		1930	214	21	227	616	—	1	1078
		1931	217	46	173	748	—	—	1184
		1932	259	48	307	562	10	19	1205
		1933	278	390	359	780	5	29	1841
		1934	644	107	401	1011	2	3	2168
		1935	922	58	401	1183	16	4	2584
		1936	926	48	440	1150	66	30	2660
		1937	792	39	482	444	84	33	1844
	Opuściło polskie drogi wodne śródlądowe	1928	256	61	582	170	—	—	1069
		1929	255	161	667	113	—	—	1196
		1930	245	9	843	22	—	—	1119
		1931	246	27	936	10	—	—	1219
		1932	243	70	807	26	10	26	1182
		1933	348	304	1163	12	3	24	1854
		1934	734	22	1421	8	4	2	2191
		1935	973	15	1577	23	18	—	2606
		1936	941	30	1522	28	86	3	2610
1937		783	51	782	99	108	13	1836	
O b c o k r a j o w e (gdańskie i tranzyt)	Wjechało na polskie drogi wodne śródlądowe	1928	32	23	97	107	3	2	264
		1929	53	45	206	55	2	1	362
		1930	38	9	38	174	5	4	268
		1931	59	14	24	207	3	7	314
		1932	53	13	56	100	3	12	237
		1933	70	23	76	218	4	18	409
		1934	348	72	82	251	17	24	794
		1935	243	98	116	319	31	40	847
		1936	173	70	70	178	24	23	538
		1937	137	83	71	70	9	2	372
	Opuściło polskie drogi wodne śródlądowe	1928	38	21	152	70	—	6	287
		1929	60	73	132	90	1	1	357
		1930	45	5	236	20	7	8	321
		1931	65	17	275	2	11	2	372
		1932	46	20	169	6	3	20	264
		1933	93	10	309	2	6	31	451
		1934	413	15	342	7	53	4	834
		1935	314	5	411	7	85	1	823
		1936	237	14	288	11	72	—	622
1937		204	24	177	19	48	3	475	

Towary przewiezione statkami i barkami przez służę w Einlage (na dolnej Wiśle)
w latach 1935 — 1937

T o w a r y	z Gdańska i Gdyni			do Gdańska i Gdyni		
	1935	1936	1937	1935	1936	1937
Ryby	3082	2460	2344	211	369	266
Cukier	430	2	4082	68569	35925	39140
Żyto	228	30	778	89022	76261	10833
Jęczmień	360	518	161	96214	118741	56825
Koniczyna	—	17	453	11999	10510	1225
Pszenica	8	397	2185	26598	21674	2778
Strączkowe	5790	5769	7972	8317	11814	8939
Ryż	23616	27250	34750	105	—	—
Mąka	100	57	130	89686	66010	5117
Chmiel	—	—	—	—	938	379
Kawa	3931	4578	4226	220	231	131
Melasa	—	—	—	688	961	931
Różne środki żywności	9197	7055	7547	4561	5280	6707
Skóry	5186	4232	4254	227	154	679
Drzewo (bez traw)	23386	3477	7621	3292	12675	13475
Krochmal	77	69	115	882	309	3289
Soda	57	35	10	6352	3651	12245
Chemikalia	2020	1458	629	37	116	382
Kamienie	28	2021	3517	1149	31	1286
Metale	8080	9183	10149	6316	9262	9822
Rudy	—	—	1150	—	—	455
Węgiel	4728	2269	2845	30	15	6
Kukurydza	—	—	1261	—	—	—
Celuloza	—	—	545	—	—	—
Inne towary	58646	52760	50948	5434	8580	7870
Razem ton	155331	148929	147672	419910	383237	182762

Przewozy na drogach wodnych i kolejach
niemieckich w okresie 1929 — 1937.

Zeszyty 11 i 12 czasopisma „Zeitschrift für Binnenschiffahrt” z r. 1937 przynoszą szereg danych statystycznych, dotyczących ruchu na drogach wodnych niemieckich w porównaniu z ruchem towarowym na kolejach. Ogólną charakterystykę ruchu towarowego podaje zestawienie A i B.

Z tabel tych wynika, że kryzys bardziej się odbił na przewozach kolejowych, dla których ilość ładunków w tonach w roku 1932 (rok najgłębszego kryzysu) w stosunku do r. 1929, będącego okresem szczytowej koniunktury, stanowiła 57%, podczas gdy ten sam stosunek w ruchu drogami wodnymi wyniósł 67%. Powrót do normy odbył się również szybciej na drogach wodnych niż na kolejach, gdyż przewozy wodne już w roku 1936 przekroczyły szczytowy punkt roku 1929, podczas gdy na kolejach dotąd jeszcze nie osiągnęły wielkości z okresu koniunktury.

Warto również zaznaczyć, że w transporcie kolejowym, pozycję dominującą stanowią przewozy wewnątrz

A. Przewozy kolejowe.

R o k	Przewieziono ładunków w milionach ton				
	wewnątrz kraju	ek-sport	im-port	tran-zyt	razem
1929	414,6	29,3	19,5	2,6	446,0
1930	338,7	24,6	14,9	2,3	380,5
1931	276,2	20,9	10,6	2,3	310,0
1932	241,0	15,5	8,5	1,8	266,8
1933	269,6	14,6	9,3	1,6	295,1
1934	321,2	15,2	11,4	1,7	349,5
1935	355,7	16,9	12,6	1,3	386
1936	395,2	17,7	14,0	1,1	427,0
1937 (w ciągu 9 miesięcy)	—	—	—	—	(356,5)

B. Przewozy wodne.

R o k	Przewieziono ładunków w milionach ton				
	wewnątrz kraju	eksport	import	tranzyt	razem
1929	49,5	32,9	26,0	2,3	110,7
1930	47,0	31,8	23,8	2,6	105,2
1931	38,7	29,4	16,3	2,8	87,2
1932	36,5	21,6	12,9	2,6	73,6
1933	40,3	21,6	13,4	2,7	78,0
1934	49,6	24,1	17,9	2,6	94,2
1935	55,3	25,9	17,4	2,8	101,4
1936	65,6	27,4	20,3	2,8	116,1
1937 (w ciągu 9 miesięcy)	—	—	—	—	(126,5)

kraju (ok. 90%); eksport wynosi ok. 5%, import — ok. 3,5%, tranzyt — ok. 0,5%.

Udział dróg wodnych w poszczególnych rodzajach transportu przedstawia się zupełnie inaczej. Przewozy wewnętrzne wynoszą przeciętnie ok. 47%, eksport — ok. 30%, import — ok. 20%, tranzyt — ok. 3%.

Obroty towarowe żeglugi śródlądowej w portach podają następujące liczby w milionach ton.

	r. 1929	1932	1934	1936
Hamburg	8,5	—	6,8	9,0
Brema	2,1	—	—	2,8
Berlin	10,7	5,6	—	8,6
Mannheim	5,8	—	—	5,1
Frankfurt nad Menem	2,7	—	—	2,4

Tranzyt niemiecki przez polskie drogi wodne do Prus Wschodnich i odwrotnie według danych statystyki niemieckiej wynosił

w r. 1934	6.400 ton
„ r. 1935	16.300 „
„ r. 1936	64.200 „

w 3 kwartałach r. 1937 69.000 „

przy tym w ostatnim roku z Prus Wschodnich do Niemiec przewieziono 29.600 ton, natomiast w odwrotnym kierunku 39.400 ton.

Inż. Wł. Kollis

Prywatna Męska Szkoła Żeglugi Rzecznej.

Dzięki inicjatywie Ligi Morskiej i Kolonialnej, Rady Zjazdów Żeglugowych i Stowarzyszenia Gospodarki Wodnej w Polsce, zawiązał się w roku 1936 Komitet Organizacyjny Zawodowej Szkoły Żeglugi Rzecznej z siedzibą w Warszawie przy ul. Mazowieckiej Nr 12 (lokal Tow. „Vistula”).

W wyniku prac Komitetu została otwarta pierwsza zawodowa szkoła żeglarska pod nazwą „Prywatna Męska Szkoła Żeglugi Rzecznej”. Ma ona na celu przygotowanie kierowników i maszynistów statków żeglugi rzecznej, jak również specjalistów na inne stanowiska w żegludze oraz państwowej administracji wodnej.

Szkoła posiada dwa wydziały — nawigacyjny i mechaniczny.

Nauka w szkole trwa 3 lata. Rok szkolny trwa 9 miesięcy i dzieli się na 4-ro miesięczny okres nauki teoretycznej i 5-cio miesięczny okres praktyki statkowej.

Rok szkolny rozpoczyna się w pierwszych dniach stycznia, przy czym okres praktycznego pływania wypada na miesiące czerwiec—październik włącznie. W pierwszym roku szkolnym uczniowie I klasy wydziału mechanicznego odbywają praktykę letnią w warsztatach na ładzie, zaś w dwóch latach następnych na statkach wszelkiego typu, a także na pogłębiarkach.

Na program nauki w klasie 1-szej obydwu wydziałów składają się przedmioty ogólnokształcące, a więc: religia, język polski, arytmetyka z geometrią, fizyka z chemią, rysunki i wychowanie fizyczne z przysposobieniem wojskowym oraz zajęcia praktyczne w warsztatach i na statkach.

W klasach II i II-ej wydziału nawigacyjnego program obejmuje przedmioty ogólnokształcące jak religia, nauka o Polsce współczesnej, wychowanie fizyczne i przysposobienie wojskowe, higiena i ratownictwo, rysunki oraz przedmioty specjalne: locja śródlądowych dróg wodnych (szlaki żeglowne), tabor żeglugi, urządzenia pokładowe i osprzęt nawigacyjny, kotły i mechanizmy napędowe, ustawodawstwo i przepisy żeglugowe, zasady prowadzenia statków, towaroznawstwo i formalności statkowe, meteorologia, hydrografia, budownictwo wodne, porty i urządzenia dla żeglugi oraz zajęcia praktyczne w warsztatach i na statkach.

Klasy II i III-cia wydziału mechanicznego mają ten sam program nauk ogólnokształcących co odpowiednie klasy wydziału nawigacyjnego, a z przedmiotów specjalnych następujące: mechanika, termodynamika, elektrotechnika, technologia materiałów, roboty warsztatowe, kowalstwo, ślusarstwo itp., kotły parowe, maszyny parowe, silniki spalinowe, urządzenia napędowe, mechanizmy pomocnicze, instalacje ogrzewnicze, elektryczne i wodociągowe, dźwigi, obsługa kotłów, silników, urządzeń napędowych i mechanizmów pomocniczych, remonty i czynności sprawozdawcze, a poza tym zajęcia praktyczne w warsztatach i na statkach.

Nauka w szkole odbywa się w godzinach wieczornych, a zajęcia praktyczne (ładowe) w godzinach przedpołudniowych.

W okresie praktyki letniej nawigacyjnej uczniowie odbywają pływanie na statkach żeglugi rzecznej i pełnią czynności załogi, przy czym mieszkają w pomieszczeniach załogi i otrzymują właściwe tej załodze wyżywienie. Oprócz czynności związanych z ruchem statku — jak operowanie linami, kotwicami, sterami, lodziami oraz innymi urządzeniami i sprzętami nawigacyjnymi, uczniowie zapoznają się z pracą i obsługą kotłów, maszyn i mechanizmów pomocniczych itp., oraz pełnią wszelkie czynności związane z utrzymaniem w należytej czystości pomieszczeń statkowych, jak również z konserwacją statku, urządzeń i osprzętu.

Do szkoły przyjmowani są kandydaci w wieku od 15 do 18 lat na podstawie świadectwa z ukończenia co najmniej 6 klas szkoły powszechnej, egzaminu wstępnego piśmiennego i ustnego z języka polskiego i arytmetyki oraz po zbadaniu przez lekarza szkolnego przydatności kandydata do zawodu i po przeprowadzeniu badań psychotechnicznych. Ograniczona liczba kandydatów posiadających świadectwa z ukończenia 4-ch klas gimnazjalnych (nowego typu) bywa przyjmowana do kl. II-ej na-

wigacyjnej po zbadaniu przez lekarza i złożeniu egzaminu z zakresu programu 1-szej klasy (w czasie egzaminów przejściowych) i po odbyciu 5-cio miesięcznego pływania razem z uczniami 1-szej klasy.

Wysokość czesnego za jeden rok szkolny wynosi zł 100 — płatnych w dwóch ratach. W okresie odbywania 5-cio miesięcznej praktyki letniej, zarówno w warsztatach łódkowych, jak i na statkach, koszty utrzymania uczniów pokrywa szkoła.

Uczniowie wychowywani są w duchu dyscypliny

wojskowej i obowiązani są nosić przepisowe ubranie mundurowe. Umundurowanie i ekwipunek dostarcza szkoła za zwrotem kosztów w wysokości 150 zł.

Przy szkole przewiduje się otwarcie internatu, jednak nie wcześniej jak w roku 1939. Dążeniem Komitetu Organizacyjnego jest również posiadanie własnego statku szkolnego i własnych warsztatów szkolnych na łądzie, należyście rozbudowanych.

Szkoła zabezpiecza swym uczniom bezpłatną opiekę lekarską.

Recenzje i krytyki.

Prof. K. Stadtmüller i inż. K. Stadtmüller: Słownik techniczny, część polsko-niemiecka. Nakładca Lech Dolniak. Poznań 1936 r.

W roku 1936 wyszedł z druku I tom słownika technicznego polsko-niemieckiego od A do Ó. Obecnie ukazał się drugi tom tego słownika, obejmujący pozostałe litery alfabetu (P do Z). Słownictwem technicznym zajmowało się wielu i wiele też istnieje słowników technicznych (około 284). Świadczy to o potrzebie takich publikacji i z tej przyczyny powinniśmy się cieszyć, że część polsko-niemiecka doczekała się druku. O jej potrzebie świadczy najlepiej fakt, że część niemiecko-polska wydana w r. 1913, została szybko wyczerpana i w latach 1923—25 ukazało się drugie wydanie tej części. (Obecnie również na wyczerpaniu).

Inicjatorem i autorem obydwu części był zmarły prof. Wyższej Szkoły Przemysłowej w Krakowie śp. K. Stadtmüller. Jego dzieło prowadzi dalej syn inż. K. Stadtmüller, uzupełniając rękopis słownika nowszymi działami techniki, jak: automobilizm, fotogrammetria, lotnictwo, radiotechnika i w. i. co widoczne jest z porównania wydania I-go z drugim.

Do pracy tej, podjętej na szeroką skalę, wciągnęli autorzy szerokie grono współpracowników, a ich lista ogłoszona w przedmowach obejmuje przeszło 200 osób i zawiera nazwiska naszych najpoważniejszych techników. Wymienić tu należy, że słownictwo wodne wzięto z podręczników i ułożono przy współpracy śp. inż. Bodaszewskiego, inż. Matakiewicza, śp. inż. Rychtera, co daje gwarancję, że nie pominięto żadnego główniejszego

terminu. Inne działy opracowali autorzy również przy współudziale wybitnych znawców odpowiednich dziedzin techniki. I tak: Niemiec z Bydgoszczy K. Hessenmüller współpracował w dziedzinie browarnictwa, p. Key w garbnictwie. Pomoc p. inż. Pragłowskiego z Komarowic w redagowaniu słownika posunęła się nawet tak daleko, że proponuje on nowe wyrazy, mające zastąpić obecnie, powszechnie stosowane w naszej mowie, a które mają pochodzenie i brzmienie niemieckie. Np. grunt, obeas i inne, dla których proponuje polskie odpowiedniki: ziom, podpiętek. Ta dążność do stworzenia odpowiednich terminów polskich na miejsce obcych, lecz zdomowionych specjalnie w warsztatach i fabrykach powodowała autorem, gdy opracował „Słownictwo rzemieślnicze”, wydane przez Miejskie Muzeum Przemysłowe w Krakowie.

Przeglądając tę publikację, obejmującą 120.000 terminów, podnieść należy nadzwyczajną pracę autorów, którzy skrupulatnie starali się dobrać możliwie najodpowiedniejsze polskie wyrazy dla terminologii niemieckiej, co im się w przeważnej części udało, tak, że obecnie Akademia Nauk Technicznych w Warszawie będzie miała chlubne, lecz już stosunkowo łatwe, zadanie ostatecznego ustalenia tego słownictwa.

Jeśli uwzględnimy, że największy słownik techniczny rosyjsko-niemiecki Korenblita posiada tylko 100.000 wyrazów, to widzimy, że słownik Stadtmüllerów jest największym, technicznym słownikiem słowiańskim.

Dr. inż. Michał Wójcicki

Wspomnienia pośmiertne.

Śp. Dr h. c. Inż. Andrzej Kędzior.

W dniu 17 stycznia r. b. hydrotechnika polska poniosła dotkliwą stratę — zmarł śp. Andrzej Kędzior.

Urodzony dnia 7 listopada 1851 r. w Toporowie, w powiecie mieleckim, po ukończeniu w r. 1871 gimnazjum w Tarnowie, wstąpił na wydział inżynierii Politechniki w Wiedniu, którą kończy w r. 1876, uzupełniając następnie w ciągu dalszych 3 lat swą wiedzę w Akademii Ziemiańskiej w Wiedniu oraz na wydziałach prawnym i filozoficznym Uniwersytetu wiedeńskiego.

Na mocy uchwały Sejmu galicyjskiego z r. 1878 — Wydział Krajowy organizuje Biuro Melioracyjne, którego dyrektorem mianowany zostaje w r. 1892 śp. Andrzej Kędzior.

Kilkakrotnie odbywał podróże do Niemiec, Holandii, Francji, Szwajcarii i Czech, gdzie studiował roboty techniczne oraz ustrój władz i ustawodawstwo techniczne. Na stanowisku dyrektora Biura Melioracyjnego Zmarły pozostawał do r. 1915, poczem przeszedł w stan spoczynku, poświęcając się całkowicie pracy publicznej. Biuro Melioracyjne pod Jego sprężystym i fachowym kierownictwem, mimo początkowych trudności w realizacji swych zadań, rozwinęło się do instytucji o b. poważnej działalności nie tylko w dziedzinie robót melioracyjnych, ale i w działach innych budown. wodnego, jak regulacja rzek i obwałowanie, zabudowanie potoków górskich, wodociągi i kanalizacje.

Po roku 1915 śp. Andrzej Kędzior pełnił różne funkcje, jak: członek państwowej rady rolniczej, rady przybocznej dla budowy dróg wodnych, komisji reformy ad-

ministracji w Wiedniu. Dwukrotnie był posłem do Sejmu galicyjskiego, gdzie zasiadał w komisjach: budżetowej, gospodarstwa krajowego i wodnej, w r. 1911 zaś był posłem do austriackiej Rady Państwa.

W odrodzonej Rzeczypospolitej Polskiej wybrany posłem do Sejmu Ustawodawczego był referentem ustaw technicznych jako to: o organizacji Ministerstwa Robót Publicznych, o obwałowaniu lewego brzegu Wisły od ujścia potoku Kościelnickiego do Zawichostu, o regulacji rzek żeglownych i spławnych, o budowie kanałów żeglugi, a wreszcie ustawy drogowej i wodnej.

W czasie od 13. XII. - 1919 do 23. VI. - 1920 piastował urząd Ministra Robót Publicznych.

Po mianowaniu Zmarłego przez Naczelnika Państwa w r. 1922 przewodniczącym Tymczasowego Wydziału Samorządowego we Lwowie, zostaje On wybrany w okręgu lwowskim Senatorem, i jako taki, referuje stale budżet Ministerstwa Robót Publicznych.

W r. 1928 agendy Tymczas. W-łu Samorządowego przekazane zostały Dyrekcjom Robót Publicznych, a wówczas śp. Andrzej Kędzior rozpoczyna pracę pt. „Roboty wodne i melioracyjne w południowej Małopolsce wykonane z inicjatywy Sejmu i Wydziału Krajowego”. Czterotomowe dzieło to ukończył Zmarły w r. 1932, poczem przeniósł się do Krakowa, gdzie pracował ostatnio nad historią ustawy wodnej i komentarzem do niej, oraz nad zagadnieniem dróg wodnych w Polsce.

W r. 1934 po powodzi, jako członek wojewódzkiego komitetu dla spraw powodziowych w Krakowie, opracował i ogłosił drukiem memoriał „W sprawie trwałego zabezpieczenia doliny Wisły i jej dopływów przed powodzią”.

Obie nasze Politechniki w uznaniu zasług Zmarłego nadały Mu doktoraty honoris causa, a Polskie Tow. Politechniczne we Lwowie i Krakowskie Tow. Techniczne godność członka honorowego.

W nabożeństwie żałobnym i eksportacji zwłok w Krakowie w dniu 19 stycznia b. r. wzięli udział m. in. delegaci Ministerstwa Komunikacji, składając na trumnie śp. Andrzeja Kędziora wieniec w imieniu p. Ministra Komunikacji. W przemówieniu pożegnalnym, wygłoszonym przy wyprowadzeniu zwłok z kościoła św. Floriana podniósł delegat Min. Kom. wybitną i niestrudzoną działalność Zmarłego na polu hydrotechniki, Jego pełne poświęcenie oddanie się sprawom publicznym, mającym na celu gospodarcze podniesienie kraju i ochronę przed klęskami

żywiłowymi. Zaznaczył również rolę śp. Zmarłego, jako wychowawcy licznego grona inżynierów hydrotechników, pracujących w służbie publicznej, w których własnym przykładem umiał wpoić zapał do pracy i wysokie poczucie obowiązku.

Cześć Jego pamięci!

Ignacy Wewiórski

Śp. Walerian Koch.

Dnia 31 grudnia 1937 r. zmarł w Warszawie po krótkotrwałej chorobie śp. Walerian Koch, sekretarz techniczny Biura Dróg Wodnych Ministerstwa Komunikacji, członek Stowarzyszenia Gospodarki Wodnej.

Urodzony dn. 8 grudnia 1890 r. pracę zawodową rozpoczął w znanym przed wojną biurze melioracyjnym „czterech inżynierów” p. p. Ponikowskiego, Turczynowicza, Trojanowskiego i Ostrowskiego. Podczas wielkiej wojny pracował przy budowie mostów na rz. Berezynie, budowanych przez b. Warszawski Okręg Komunikacji, przekształcony w organizację techniczno-wojskową. Po powrocie do kraju wstąpił w r. 1919 do b. Generalnej Dyrekcji Budowy Sztucznych Dróg Wodnych, gdzie brał udział przy studiowaniu szeroko zakrojonej sieci projektowanych sztucznych dróg wodnych. W r. 1920 pracował przy naprawie i konserwacji dróg i mostów a po skończonej wojnie wziął żywy udział przy odbudowie zniszczonego przez działania wojenne mostu na Bugu pod Wyszkiem, gdzie jego praktyka, nabyta w czasie wielkiej wojny przy budowie mostów, znalazła duże zastosowanie. Po kilkakrotnej reformie Generalnej Dyrekcji Budowy Sztucznych Dróg Wodnych i ostatecznej jej likwidacji przeszedł w r. 1924 do b. Dyrekcji Dróg Wodnych w Warszawie, z której delegowany został do Biura Dróg Wodnych Ministerstwa Komunikacji, gdzie pozostał już na stałe. Wspecjalizowawszy się w studiach pomiarowych dróg wodnych, prowadził je już samodzielnie w ostatnich latach, głównie na wschodnich istniejących i projektowanych szlakach dróg wodnych.

Zdolny, energiczny, pracowity i dobry organizator zyskał sobie uznanie zarówno wśród zwierzchników, jak i kolegów. Zmarł niespodziewanie, w pełni sił, pozostawiając wśród kolegów szczerzy żal.

Cześć Jego pamięci!

Czesław Dziembowski

Ż y c i e t e c h n i c z n e .

Ze Stowarzyszenia Gospodarki Wodnej.

Staraniem Stowarzyszenia Gospodarki Wodnej odbył się w dniu 17 stycznia r. b. odczyt inż. K. Rodowicza pt. „Zagadnienie regulacji Wisły w związku z realizowaniem sieci dróg wodnych”, który zgromadził w sali Stow. Techników Polskich kilkadziesiąt osób słuchaczy. Audytorium z zainteresowaniem słuchało wywodów prelegenta w tak aktualnej dzisiaj sprawie związanej z budownictwem wodnym, a w szczególności z regulacją i użegłownieniem głównych naszych szlaków wodnych.

Prelegent odczyt swój podzielił na dwie części. W pierwszej naszkicował katastrofalny stan naszych dróg wodnych na tle stosunków europejskich, podkreślając za

pomocą ciekawie zestawionych tablic i wykresów stan naszego zacofania w stosunku do zagranicy, a głównie do Niemiec i Holandii. Tym smutniejsze to jest, że nasz system wodny i warunki geograficzne umożliwiają stosunkowo tanim kosztem rozbudowę szlaków tranzytowych ze wschodu na zachód i z północy na południe. Następnie prelegent odparł wysuwane często zarzuty, dotyczące niebezpieczeństwa konkurencji dróg wodnych dla kolei. Szereg przytoczonych przykładów współzycia tych dwóch środków transportu na Zachodzie, a w szczególności największa droga wodna europejska jaką jest Ren, na obu brzegach której biegną: kolej i przeladowane samochodami ciężarowymi drogi kołowe, — świadczy o tym, że droga wodna, służąc do przewozów masowych towarów,

takich jak materiały budowlane, zboża i jego przetwory, cukier, surowce itp., nie może stanowić konkurencji dla kolei.

W drugiej części swego odczytu inż. K. Rodowicz zobrazował sposób wykonywania regulacji przy pomocy tam faszynowych, porównując koszt całkowitej regulacji 1 km Wisły w jej biegu średnim z kosztem budowy kolei normalnotorowej i drogi kołowej o twardej nawierzchni.

Wedle wywodów prelegenta koszt ten wynosi 450,000 zł/km + regulacja uzupełniająca na małą wodę 200,000 zł, — razem 650,000 zł/km, a więc około 2—3 razy więcej od kosztów budowy 1 km kolei lub drogi. Kwota ta, aczkolwiek mogłaby się wydawać wysoką, błędnie w porównaniu ze szkodami jakie corocznie wyrządza Wisła, zrywając dziesiątki i setki ha zagospodarowanych gruntów. Inż. Rodowicz ocenia te szkody na 20 milionów złotych rocznie, nie licząc strat jakie gospodarstwu narodowemu wyrządza brak normalnie rozwiniętej żeglugi śródlądowej.

Przeciwnie, po regulacji Wisły odzyskamy zalane dziś grunta z powodu nadmiernie zdziczałego koryta rzeki. Na odcinku Wisły środkowej mamy do wygrania około 300 km² gruntów, które mogłyby dać chleb i utrzymanie dziesiątkom tysięcy ludzi.

Wobec dzisiejszego głodu ziemi i akcji upelnorolnienia gospodarstw karłowatych, możliwość uzyskania 300 km² gruntów, jest niezwykle cenną.

W ożywionej dyskusji jaka się wywiązała po odczycie, zabierał głos szereg mówców, zadając prelegentowi wiele pytań, na które inż. Rodowicz odpowiedział w wyczerpujący sposób.

Staraniem Stowarzyszenia Gospodarki Wodnej w dniu 25 lutego 1938 r. w Stowarzyszeniu Techników Polskich w Warszawie odbył się odczyt inż. H. Herbicha pt. „Wyzyskanie energii wodnej w Polsce”.

Prelegent omówił korzyści, wynikające z wyzyskania energii wodnej dla celów elektryfikacyjnych, sposób i zakres wyzyskania tej energii przez różne państwa świata, możliwości wyzyskania energii wodnej w Polsce, a następnie powzięte i dokonane w tym kierunku przez Państwo prace oraz plany i projekty na przyszłość. Racjonalnie ujęta elektryfikacja kraju, polegająca na współpracy zakładów wodno-elektrycznych z elektrowniami parowymi stanowi dla Państwa poważny czynnik w polityce gospodarczej, podnosząc stan uprzemysłowienia kraju, wpływając na pewność i ciągłość dostawy energii dla warsztatów pracy, dając ekonomię instalacji w elektrowniach, wpływając przez to na potaniecie kosztów produkcji oraz wpływając wydatnie na odporność kraju przez podniesienie jego walorów obronnych.

Obecne wyzyskanie sił wodnych w poszczególnych krajach w milionach KM wynosi: w Stanach Zjednoczonych A. P. — 14,9; w Kanadzie — 6,1; we Włoszech — 4,8; w Japonii — 3,5; we Francji — 2,3; w Szwajcarii — 2,3; w Niemczech — 2,0; w Norwegii — 1,9; w Szwecji — 1,7; w Hiszpanii — 1,0; w Austrii — 0,7; w Czechosłowacji — 0,2; w Polsce zaś tylko — 0,1.

Przystępując do oszacowania naszych zasobów sił wodnych prelegent podał następujące cyfry: moc 1,915,000 kW, przeciętna zdolność produkcji rocznej 11,148,000,000 kWh. Biuro Dróg Wodnych Min. Kom. opracowało następujący plan wyzyskania sił wodnych kraju dla celów elektryfikacyjnych.

W okręgu podkarpackim 60 zakładów wodno - elektrycznych, z czego 52 zakłady usytuowane w dorzeczu Soly, Dunajcu i Sanu a 8 zakładów w dorzeczu Dniestru i Prutu — z czego uzyskać można 520,740 kW mocy i 2,116,000,000 kWh rocznej produkcji.

W okręgu środkowym 45 zakładów wodno-elektrycznych, z czego 2 na Wiśle, 25 na Bugu i „Kanał Roboczym”, 13 na Warcie oraz kilka na mniejszych dopływach — z czego uzyskać można 281,900 kW mocy oraz 1,230,000,000 kWh rocznej produkcji.

W okręgu pomorskim 16 zakładów wodno - elektrycznych — na Brdzie, Czarnej Wodzie, Drwęcy i Wierzyce — z czego można uzyskać 49,420 kW przy rocznej produkcji 356,000,000 kWh oraz

w okręgu wileńskim — 9 zakładów na Wilii z dopływami z analogicznymi cyframi 38,960 kW i 224,000,000 kWh.

Jak widzimy z powyższego projektowane jest w Polsce 130 zakładów wodno - elektrycznych o łącznej mocy 891,020 kW i 3,934,000,000 kWh energii, co stanowi wyzyskanie 35% istniejących zasobów.

Na tle tych 130 zakładów wysunięta jest na plan pierwszy budowa 34 zakładów wodno - elektrycznych, które włączono do 30-letniego programu inwestycyj wodno - elektrycznych w Polsce. Moc tych 34 zakładów wynosi 479,500 kW a produkcja roczna ok. 2 miliardów kWh (1,949,000,000 kWh), koszt zaś tych zakładów obliczono na 588,000,000 zł, w czym zawiera się już koszt uzyskanych zbiorników retencyjnych o łącznej pojemności 2601 milionów m³, przyczyniających się znacznie do złagodzenia klęsk powodziowych i poprawy warunków żeglugi.

Obliczony koszt własny produkowanej energii w wymienionych 34 zakładach waha się od 0,8 do 10 gr za 1 kWh, przeważnie jednak mieści się w granicach 2 do 4 gr za 1 kWh.

W końcu prelegent omówił zakłady wodno - elektryczne, których budowa została już rozpoczęta, względnie jest projektowana w najbliższych latach, a mianowicie: Porąbka na Sole, Rożnów na Dunajcu, Czechów na Dunajcu, Soliń - Zabrodzie na Sanie, Czorsztyn na Dunajcu, Turniszki na Wilii oraz Bielany na Wiśle pod Warszawą.

Odczyt wzbudził duże zainteresowanie i wywołał ożywioną dyskusję, w czasie której prelegent udzielał szczegółowych i wyczerpujących odpowiedzi i wyjaśnień.

Ze Stowarzyszenia Inżynierów Wodnych R. P.

Ministerstwo Przemysłu i Handlu opracowało projekt ustawy „o zorganizowaniu inżynierów”, który został w końcu stycznia r. b. przysłany do N. O. I. dla zaopiniowania. W związku z całym szeregiem poważnych zastrzeżeń Związków i Stowarzyszeń, wchodzących w skład N. O. I. — odpowiednie władze przedłużyły termin dla zaopiniowania ustawy na okres paru miesięcy. Obecnie Stowarzyszenie Inżynierów Wodnych, w ramach N. O. I. bierze udział w przygotowaniu zmian do projektowanej w/w ustawy.

Na Komisji Ogólnej i Zawodowej N. O. I. został wygłoszony w m-cu lutym r. b. referat na temat „uprawnienia do prowadzenia robót w zakresie wodnym”. Sprawa ta wiąże się z opracowanym przez Min. Roln. i Ref. Rolnych rozporządzeniem wykonawczym do Ustawy Wodnej. Stowarzyszenie utrzymuje kontakt z Ministerstwem odnośnie w/w rozporządzenia.

W związku z zamierzoną nowelizacją Ustawy przemysłowej i patentowej, które zahaczają również i o sprawy wodne — S. I. W. bierze udział w odnośnych pracach Komisji Zawodowej N. O. I.

W dn. 2 kwietnia 1938 r. odbędzie się w Warszawie trzeci Zwyczajny Zjazd Delegatów Naczelnej Organizacji Inżynierów R. P.

Zarząd Główny apeluje do wszystkich kolegów inżynierów wodnych o zapisywanie się na członków Stowarzyszenia. Tylko liczna i zwarta organizacja może skutecznie bronić praw swoich członków i reprezentowanego zawodu.

Stale wzrastająca ilość członków S. I. W. przekroczyła liczbę 300. Ostatnio Stowarzyszenie przystąpiło do

wstępnych prac organizacyjnych Koła Prowincjonalnego Województwa Poznańskiego z siedzibą w Poznaniu.

Koleczy, nie wchodzący w skład Koła S. I. W. woj. warszawskiego, proszeni są o jak najrychlejsze wpłacanie składek zaległych i bieżących na konto P. K. O. „Stowarzyszenie Inżynierów Wodnych R. P. Warszawa” Nr. 12.314.

Niewpłacanie składek pozbawia Stowarzyszenie środków finansowych, nieodzownych dla normalnej działalności.

Przypominamy, że składki wynoszą: wpisowe 3.— zł, składka miesięczna do Stowarzyszenia 1.— zł; roczna do N. O. I. 2.— zł.

Sekretariat Zarządu Głównego Stowarzyszenia urzęduje w Warszawie przy ul. Krak. Przedmieście 6 m. 1 — we wtorki i czwartki w godz. 18 — 19 i w tych godzinach tel. 6-24-33.

B i b l i o g r a f i a.

Nowy zeszyt „Jantaru“.

Nowy, marcowy zeszyt „Jantaru”, organu Instytutu Bałtyckiego w Gdyni jest zarazem pierwszym zeszytem rocznika drugiego tego kwartalnika, poświęconego zagadnieniom naukowym pomorskim i bałtyckim. W tym nowym numerze pisma zwraca znowu uwagę urozmaiconą treść i dobór artykułów na różne tematy.

Na wstępie kreśli Marian Kukiel interesujące uwagi pt. „Zagadnienia bałtyckie wojny 1812 roku”, wykazując na podstawie gruntownych badań, jak nad Bałtykiem zbiegały się ważne nici polityki napoleońskiej w okresie od r. 1806-1813. „Polska świadomość na Pomorzu na przełomie XIII i XIV wieku” jest tematem rozważań Romana Grodeckiego. Autor podaje w swym szkicu niezbité dowody twierdzenia, że na Pomorzu już w tak wczesnej epoce istniało silne poczucie narodowe polskie, na równi z innymi dzielnicami Polski ówczesnej. Wywody swoje oparł autor głównie na aktach procesu polsko-krzyżackiego w r. 1339.

Fiński geograf Matti Sauramo sięga w zamierzeniu czasy prehistoryczne, gdy w swym studium „Z przeszłości Bałtyku” zastanawia się nad ciekawym zagadnieniem tzw. regresji morza i nad jego badaniami. Artykuł M. Gormsena o „Konwencjach w Oslo”, podkreślający wagę tych umów gospodarczych państw „grupy Oslo”, zamyka pierwszą część numeru („Rozprawy“).

W drugiej części („Sprawozdania”) mamy szereg przyczynków drobniejszych, a mianowicie Adolfa Schücka „szwedzko-bałtycka współpraca intelektualna”, Artura Almhulta „Fundacja Nobla” (z wykazem osób nagrodzonych przez Fundację), Janiny Krajewskiej „Kropielnice gliniane na Kaszubach z XIX w” (z planszą ilustrowaną 12 rycinami) i Jadwigi Chwalibińskiej „Sumariusz herbarza szlachty prusko-polskiej w rękopisie toruńskim”.

Treści zeszytu dopełnia bogaty jak zawsze dział recenzyj, obejmujący razem 17 omówień wydawnictw pol-

skich i zagranicznych, z różnych dziedzin wiedzy. Na całość numeru złożyła się współpraca 23 autorów, i to 17 Polaków i 6 cudzoziemców, z czego 1 Fin, 1 Duńczyk, 2 Szwedów, 1 Turek i 1 Anglik. To wciągnięcie uczonych zagranicznych do współpracy jest jedną z cech charakterystycznych „Jantaru”, będącego na terenie polskim odpowiednikiem przeznaczonego dla zagranicy pisma angielskiego Instytutu Bałtyckiego „Baltic and Scandinavian Countries”.

Adres Redakcji i Administracji „Jantaru”: Gdynia ul. Świętojańska 23 Instytut Bałtycki. Cena pojedynczego zeszytu 3.— zł, prenumerata roczna (za 4 zeszyty) 10.— zł. Członkom Instytutu Bałtyckiego przysługuje 40% rabatu, zaś instytucjom naukowym i zakładom szkolnym udziela się przy prenumeracie 25% rabatu.

„Spawacz“.

„Spawacz”, dwumiesięcznik, wydawnictwo Stowarzyszenia dla Rozwoju Spawania i Cięcia Metali w Polsce, Warszawa, Zgoda 10, format A5, prenumerata roczna 2 zł.

Ukazał się pierwszy numer czasopisma „Spawacz”, przeznaczonego dla spawaczy i majstrów spawalniczych.

Czasopismo to, poświęcone spawaniu elektrycznemu i acetylenowemu, ma za zadanie dokształcanie spawaczy i niższego nadzoru technicznego.

Bogata treść (40 str. druku), liczne ilustracje i estetyczny wygląd czasopisma, oraz niska cena prenumeraty (2 zł rocznie) zapewni niewątpliwie czasopismu duży popyt wśród sfer rzemieślniczych.

Pierwszy zeszyt wydawnictwa „Spawacz” jako okazowy jest wysyłany bezpłatnie wszystkim spawaczom. Właściciele przedsiębiorstw i kierownicy warsztatów na żądanie zwrócone do Redakcji „Spawacza” (W-wa, Zgoda 10) otrzymają niezbędną ilość egzemplarzy dla rozdania wszystkim swoim spawaczom.

Redaktor naczelny: Inż. E. Romański

Redaktor odpowiedzialny: Inż. M. Chudzyński
Dział „Z literatury techn.”: Inż. K. Puczyński

Wydawca: Stowarzyszenie Gospodarki Wodnej.

Komitet Redakcyjny: inż. inż. Barcikowski, Gumiński, Herbich, Kollis, Misiaczek, Mysłakowski, Prokopowicz, Rodowicz, Romański, Rundo, Sienkowski, prof. Skotnicki, Tillinger, prof. Turczynowicz.