

GOSPODARKA WODNA



WISŁA W OKOLICACH KAZIMIERZA

DWUMIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM DRÓG WODNYCH, PORTÓW, MELIORACJI
WODNYCH, SIŁ WODNYCH, HYDROGRAFII, WODOCIĄGÓW I KANALIZACJI ORAZ ZA-
GADNIENIOM PLANOWANIA I EKONOMICZNYM Z DZIEDZINY GOSPODARKI WODNEJ.

WARSZAWA

MAJ-CZERWIEC
1947

ROK VII

3

PAŃSTWOWE PRZEDSIĘBIORSTWO BUDOWLANE

„HYDROTREST”

CENTRALA: WARSZAWA UL. CHMIELNA 20. TEL. 879-10 i 879-11

Skrót telegraficzny „Pepebehyd”

**Wykonuje wszelkie roboty w zakresie wodno-inżynierskim
a w szczególności:**

Zapory, jazy, śluzy, upusty, lewary wodne,
Zbiorniki dolinowe, zakłady o sile wodnej, sztolnie,
rurociągi,
Porty morskie i rzeczne — stocznie,
Wydobywanie zatopionych obiektów pływających,
Mosty stalowe, żelbetowe i drewniane,
Konstrukcje stalowe do budowli wodnych,
Podnoszenie zwalonych konstrukcji,
Kanały żeglugi, akwadukty, podnośnie, syfony,
Regulacje i obwałowanie rzek,
Roboty ziemne,
Melioracje terenów,
Wodociągi i kanalizacje miast i osiedli,
Urządzenia sportowo-wodne,
Wiertnictwo badawcze.

PROJEKTY—KOSZTORYSY—POMIARY—BUDOWA

PRZEDSIĘBIORSTWO ROZPORZĄDZA CIĘŻKIM SPRZĘTEM
BUDOWLANYM KRAJOWYM I ZAGRANICZNYM

GOSPODARKA WODNA

DWUMIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM DRÓG WODNYCH, PORTÓW, MELIORACJI WODNYCH, SIŁ WODNYCH, HYDROGRAFII, WODOCIĄGÓW I KANALIZACJI ORAZ ZAGADNIENIOM PLANOWANIA I EKONOMICZNYM Z DZIEDZINY GOSPODARKI WODNEJ.

Rok VII

WARSZAWA, MAJ – CZERWIEC 1947 r.

Nr 3

TRESC: Inż. Z. Kornacki — Jak regulować Wisłę? Prof. inż. K. Rodowicz — Streszczenie przemówienia na konferencji w sprawie „Zasad projektu regulacji Wisły”. Inż. J. Lambor — Zasady projektu regulacji Wisły. Inż. J. Domański — Projekt drogi wodnej Przemszy i górnej Wisły. Inż. Z. Sochoń — Kilka uwag na temat wzoru Inż. K. Dębskiego na dopuszczalną prędkość w korycie Wisły. Inż. K. Dębski — Odpowiedź na uwagi Inż. Z. Sochoń. Inż. K. Matul — Melioracje w planie 3-letnim. Inż. W. Mamak — Gospodarka wodna w górnej części dorzecza Odry. Prof. inż. S. Turczynowicz — W sprawie projektu nowej instrukcji drenarskiej. Inż. F. Stryjewski — W sprawie drenowania. Inż. J. Ostrowski — W odpowiedzi Prof. S. Turczynowiczowi i Inż. F. Stryjewskiemu. Prof. dr inż. E. Czetwertyński — Obliczenie światła mostów. Inż. W. Pietruszewski — Zabudowanie potoku Szczawnego w Szczawnicy. — Przegląd czasopism. — Bibliografia. — Kronika.

SOMMAIRE: Ing. Z. Kornacki — Comment améliorer le cours de la Vistule. Prof. ing. K. Rodowicz — Résumé du discours tenu à la conférence „sur les principes du projet de l'amélioration du cours de la Vistule”. Ing. J. Lambor — Principes du projet de l'amélioration du cours de la Vistule. Ing. J. Domański — Le projet de la voie navigable de la Przemsza et de la Vistule supérieure. Ing. Z. Sochoń — Quelques remarques sur la formule de la vitesse admissible dans le lit de la Vistule d'après l'ing. K. Dębski. Ing. K. Dębski — Réponse aux remarques de l'ing. Z. Sochoń. Ing. K. Matul — Hydraulique agricole dans le plan de trois ans. Ing. W. Mamak — L'aménagement des eaux dans le bassin de l'Odra supérieure. Prof. ing. S. Turczynowicz — Sur le sujet du projet d'une nouvelle instruction pour le drainage agricole. Ing. F. Stryjewski — Sur la question du drainage agricole. Ing. J. Ostrowski — Réponse au Prof. S. Turczynowicz et à l'ing. F. Stryjewski. Prof. dr ing. E. Czetwertyński — Détermination de l'ouverture de pont. Ing. W. Pietruszewski — L'aménagement du torrent Szczawny à Szczawnica. Revue de publications techniques. — Bibliographie. — Chronique.

СОДЕРЖАНИЕ ПОМЕРА: инж. З. Корнацкий — По вопросу проекта выправительных работ на р. Висле. Проф. инж. К. Родович — Краткое содержание доклада на совещании относительно основ проекта выправительных работ на р. Висле. инж. Лямбор — Основы проекта выправительных работ на р. Висле. инж. Я. Доманьский — Проект водного пути в верхнем течении р. Вислы. инж. З. Сохонь — Несколько замечаний относительно формулы инж. К. Дембского о допустимой скорости течения в русле р. Вислы. инж. К. Дембский — Ответ на замечания З. Сохоня. инж. К. Матуль — Мелиорационные работы в 3-х летнем плане. инж. В. Мамак — Водное хозяйство в верхней части бассейна р. Одры. Проф. инж. С. Турчинович — По вопросу проекта новой дренажной инструкции. инж. Ф. Стриевский — По вопросу дренажа. инж. И. Островский — Ответ проф. С. Турчиновичу и инж. Ф. Стриевскому. Проф. Докт. инж. Е. Четвертинский — Расчет мостовых отверстий. инж. В. Петрушевский — Укрепление потока Цавнаго в Цавнице. Обзор печати. — Библиография. — Хроника.

CONTENTS: Eng. Z. Kornacki — How to regulate Vistula. Prof. eng. K. Rodowicz — The summary of the speech delivered at the conference concerning the principles of the project for the regulation of Vistula. Eng. J. Lambor — Principles of the project for the regulation of Vistula. Eng. J. Domański — Project of the waterway of Przemsza and upper Vistula. Eng. Z. Sochoń — A few remarks concerning Mr. K. Dębski's formula of the admissible speed in the river-bed of Vistula. Eng. K. Dębski — Replies to Mr. Z. Sochoń's remarks. Eng. K. Matul — Meliorations in the 3 years plan. Eng. W. Mamak — The management of waters in the upper basin of the river Odra. Prof. eng. S. Turczynowicz — Concerning the project of the new draining instruction plan. Eng. F. Stryjewski — On the subject of drainage. Eng. J. Ostrowski — The reply to Prof. S. Turczynowicz and Mr. F. Stryjewski. Prof. dr eng. E. Czetwertyński — Determination of the bridge opening. Eng. W. Pietruszewski — Constructional instalations of the stream Szczawny at Szczawnica. Review of periodicals. — Bibliography. — Chronicle.

Jak regulować Wisłę*)

Szybкими krokami wychodzimy z okresu odbudowy w dziedzinie komunikacji kolejowej. Wprawdzie pozostało jeszcze sporo do zrobienia, to jednak już w przyszłym roku mamy wyjść z kręgu najpilniejszych robót. Naturalnie sprawa ta zależy od dostatecznych kredytów inwestycyjnych, zarówno na rok bieżący, jak i na rok przyszły.

W związku z powyższym, drogi wodne, obecnie b. skąpo obdzielone kredytami, mają od przyszłego roku otrzymać niezbędne sumy nie tylko na odbudowę tego co zostało zniszczone na skutek działań wojennych czy braku remontu, ale i na najpilniejsze nowe inwestycje.

Do nich będą należały przede wszystkim prace nad odbudową taboru żeglugowego i polepszeniem warunków żeglowności na Odrze. Następnie prace zmierzające do usunięcia katastrof powodzi na Wiśle, a więc budowa zbiorników w dorzeczu Wisły i roboty regulacyjne dla koncentracji koryta rzeki, które dziś, rozlane miejscami na szerokość 1—2 kilometrów i podzielone na kilka ramion, powoduje wytwarzanie się wielkich mas lodu i sprzyja powstawaniu zatorów.

Zupełnie zrozumiałe, że do tych wszystkich prac musimy być uprzednio przygotowani, by przystąpić natychmiast do ich wykonania, kiedy znajdą się nareszcie i na drogi wodne środki finansowe.

Niestety Departament Dróg Wodnych nie otrzymał w spadku po Biurze Dróg Wodnych żadnych projektów, czy to zbiorników retencyjnych, czy regulacji Wisły.

Wprawdzie dużo o tych sprawach mówiło się i pisało przed wojną, ale nie wykonano żadnego planu budowy zbiorników retencyjnych, nie mówiąc już o projektach szczegółowych, nie opracowano również i projektu regulacji Wisły. Dziś już te sprawy są daleko zaawansowane w Departamencie i niebawem będziemy całkowicie przygotowani do rozpoczęcia planowego wymienionych wyżej robót w terenie.

Poniżej pragnę omówić kryteria, jakie ustaliliśmy dla wykonania projektu regulacji środkowej Wisły od ujścia Sanu do ujścia Bugu, bo aczkolwiek prace, jakie przewidujemy w pierwszym etapie robót na Wiśle środkowej będą miały na celu, jak już wyżej podałem, koncentrację koryta rzeki, to jednak, co jest zupełnie zrozumiałe, muszą być ujęte jako fragment projektu regulacji na taką czy inną wodę, jeżeli Wisła ma być w przyszłości wielką drogą wodną. A ta sprawa chyba nie budzi żadnych wątpliwości.

O jakie kryteria chodzi? Więc przede wszystkim o ustalenie:

- 1) na jaką wodę będziemy wykonywali regulację,

- 2) jaką należy przyjąć szerokość trasy regulacyjnej,

- 3) jakie granice ustalić dla długości łuków i promieni.

Na ten temat wypowiedziało się szeregiem naszych hydrologów z Prof. Matakiewiczem i Prof. Rybczyńskim na czele.

I tak Inż. Ingarden projektował wykonanie regulacji na wodę 215-dniową z okresu żeglugi. Wykonanie rozkładał na 2 okresy; w pierwszym projektował zabudowanie łuków wklęsłych tamami podłużnymi i łuków wypukłych tamami poprzecznymi do trasy wody średniej rocznej. W drugim — przedłużenie tam poprzecznych do trasy wody 215-dniowej i wybudowanie podłużnych tam na łukach wypukłych.

Według tego projektu szerokości do jakich regulacja ma dążyć wynoszą — dla stanu 215-dniowego:

Dunajec—San	San—Bug	Bug—Drwęca
90—108 m,	123,6—162,2 m,	215,4—227,4 m.

Długości łuków i promieni u Ingardena są bardzo różne. Tuż poniżej Sanu promienie dochodzą do 2.000 m, a długości łuków w środkowej partii dochodzą do 6 km (km 529,5 do 535,5). Rozwiązanie trasy bardzo chaotyczne. Często długie proste przejściowe łączą łuki o tej samej krzywiznie,

Matakiewicz i Rybczyński doszli do wniosku opiniując w 1925 r. projekt Ingardena, że należy wprowadzić przekrój dwudzielny, to jest na wodę brzegową i średnią z najniższych.

Zalecone przez nich szerokości koryta wynoszą:

dla wody śr. z najn.:

Dunajec—San	San—Bug	Bug—Drwęca
80—94,5 m,	116—153 m,	209,8—214 m.

dla wody brzegowej:

Dunajec—San	San—Bug	Bug—Drwęca
223—274 m,	350—484 m,	484—726 m.

Zgadza się z Ingardenem na proste przejściowe i proponują jak największe przystosowanie się do naturalnego łóżyska rzeki.

Ministerstwo Robót Publicznych ustaliło w 1929 r. następujące szerokości trasy na odcinku od ujścia Sanu do ujścia Bugu:

dla wody śr. z najniż.:

San — Kamienna	Wieprz — Pilica	Pilica — Bug
— Wieprz		
116 m,	142 m,	153 m.

dla wody brzegowej:

San — Kamienna	Wieprz — Pilica	Pilica — Bug
Kamienna	Wieprz	Pilica
325—375 m,	340 m,	350 m,
		375 m.

W styczniu 1939 r. Inż. Siebauer podaje następujące wymiary koryta dla wody średniej z najniższych:

San—Kamienna	Pilica—Bug
97,9	132 m.

*) Referat wygłoszony przez Dyrektora Departamentu Dróg Wodnych Minist. Komunikacji na Konferencji w sprawie Wisły w dniu 12.V.1947 r.

Długości promieni i łuków Siebauer w swej pracy nie podaje.

W czasie wojny Niemcy (Toruńskie Biuro Projektów) opracowali projekt regulacji od km 540 do km 735. Projekt ten przewiduje koryto dwudzielne, to jest dla wody średniej rocznej i dla wody wielkiej. Szerokość trasy wody średniej rocznej określili na 300 m poniżej ujścia Bugu, ze zwężeniem do 270 m w przejściach. Dla uniknięcia pogłębiania koryta przy wzebraniach wody ustalili, że nie należy na pewnej szerokości dopuszczać do porostu wikliny. Szerokość tych pasów wynosi na przejściu 100 m z każdej strony koryta wody średniej rocznej. Długości promieni przyjęto w zasadzie w granicach od 1.200 do 2.400 m. Powiększenie promieni ponad 2.400 m uznano za dopuszczalne tylko w wyjątkowych wypadkach i przy zabudowaniu łuku wklęsłego tamą podłużną. Długość krzywizny została ograniczona tylko dolną granicą, za którą przyjęto 1.200 m, co równa się długości 2 pociągów holowniczych o składzie 1 holownika i 4 barek 1000-tonowych.

Oto spadek, jaki Departament Dróg Wodnych zastał w dziedzinie projektów regulacji Wisły. Należałoby go tylko jeszcze uzupełnić wymienieniem projektu Inż. Tillingera, który pierwszy rzuca myśl wykorzystania zbiornika Włodawskiego dla poprawienia warunków żeglowności na Bugu i Wiśle poniżej ujścia Bugu.

Jak wynika z porównania wyżej omówionych projektów, Ingarden projektował regulację na wodę 215-dniową, Matakiewicz i Rybczyński, jak również i Siebauer projektowali regulację na wodę średnią z najniższych, niemieccy zaś inżynierowie na wodę średnią roczną.

Czym uzasadniono wybór tych tras? Albo koniecznością większego zwężenia sztucznego koryta rzeki dla otrzymania większych głębokości żeglugowych — polscy inżynierowie, albo wzorowaniem się na regulacji Renu, Łaby i Odry — inżynierowie niemieccy.

Żaden z wyżej wspomnianych projektów nie przewidywał pomocy zbiorników. Dziś już zdajemy sobie dobrze z tego sprawę, że budowa zbiorników powodziowych w dorzeczu Wisły — to zagadnienie tego samego rzędu pilności co regulacja Wisły. I aczkolwiek będziemy budowali zbiorniki przede wszystkim powodziowe, to jednak każdy nowy zbiornik będzie nas zbliżał do wyrównania przepływów, a więc — do wody średniej rocznej. Dziś obliczony stan średni z najniższych, po wybudowaniu pierwszego zbiornika, nie powtórzy się więcej. Już będzie wyższy i będzie się powiększał stopniowo z każdym nowym zbiornikiem, dążąc do wyrównania rocznego. Nie ma więc racji wykonywać regulacji na stan średni z najniższych, czy 215-dniowy, a należy regulować na stan średni roczny. Ale nie tylko dlatego. Charakterystycznym stanem wody na Wiśle jest stan tak zwanej wody brzegowej. Niemcy, aczkolwiek nie projektowali dla niej koryta, to jednak zakładali, jak już podałem wyżej, że kolmatacja może mieć miejsce dopiero poza pasami o szerokości stumetrowej od trasy regulacyjnej na średnią roczną wodę.

Jeżeli porównać szerokości trasy wody brzegowej, proponowanej przez inżynierów polskich,

z szerokością pasa, na którym nie ma być kolmatacji — to wynika, że aczkolwiek niemieccy inżynierowie nie projektowali wykonania tego koryta przy pomocy budowli regulacyjnych, to jednak zostawiali to zadanie do wykonania samej rzece. Zatem koryto tak czy owak wytworzy się. Tylko u Matakiewicza i Rybczyńskiego jest to koryto o zupełnie innym serpentynowaniu i innej ilości przejść, niż koryto wody średniej z najniższych w nim biegnącej, co jest moim zdaniem błędne. Tak np. na odcinku od km 392,5 do km 431, to znaczy na długości 38,5 km, Matakiewicz i Rybczyński projektują aż 34 przejścia dla trasy wody średniej z najniższych. Czyż możliwa jest taka ilość przejść dla wody brzegowej? Tymczasem wody te nie mogą się krzyżować, gdyż utrzymanie budowli regulacyjnych wytwarzających koryto wody śr. rocznej byłoby b. kosztowne, a często wręcz niemożliwe. Jeżeli więc trzeba liczyć się z tym, że trasa wody, na którą regulujemy rzekę, musi być dostosowana do trasy wody brzegowej, a raczej, że musi być wzajemne dostosowanie się tych tras do siebie, to dojdziemy do wniosku, że łatwiej jest to przeprowadzić z trasą wody średniej rocznej, jako większej, niż z trasą wody średniej z najniższych. I z uwagi na te przesłanki uważam, że projekt regulacji Wisły winien być opracowany na wodę średnią roczną. Nie znaczy to wcale by regulacja Wisły miała być wykonana w całości na wodę średnią roczną.

Opracowania szerokości trasy regulacyjnej na wodę śr. roczną, dla odcinka próbnego pod Rajszewem, podjęli się na zlecenie Departamentu inżynierowie Siebauer i Dębski.

Wyniki pracy inż. Siebauera zostały zebrane już po Jego śmierci na podstawie pozostawionych zapisków i obliczeń. Według inż. Siebauera szerokość trasy regulacyjnej na średnią roczną wodę od Wilanówki do Bugu winna wynosić 225 m. Inż. Dębski natomiast w swej pracy podaje szerokość na tym samym odcinku 251 m. Jak widać z powyższego różnica jest dość znaczna. Po czyjej stronie jest słuszność? Trudno tu zdecydowanie odpowiedzieć. Zarówno jeden jak i drugi projektodawca wychodził w swych obliczeniach z pewnych założeń. Słuszność tych założeń można sprawdzić tylko w praktyce, dokonamy tego na odcinku próbnym. Dla określenia trasy regulacyjnej dla koryta Wisły, przyjęliśmy na raz e szerokości trasy wody średniej rocznej podane przez inż. Siebauera — są one następujące:

od ujścia Sanu do ujścia Wieprza	— 200 m
„ Wieprza do ujścia Pilicy	— 215 m
„ Pilicy do ujścia Wilanówki	— 220 m
„ Wilanówki do ujścia Bugu	— 225 m.

Przechodząc do określenia długości promieni, przyjęliśmy zasadę, że wielkość ich winna się mieścić między 4,5 i 6-krotną szerokością trasy:

$$4,5 B < R < 6 B$$

Formule tej bowiem odpowiadają łuki dobrze pracujące na Łabie i Odrze, poza tym dopiero przy R wynoszącym co najmniej $4,5 B$ otrzymujemy, jeżeli

$B = 200$ m, niezbędną dla żeglugi długość łuku 1200 metrów. Przy takim założeniu, otrzymamy następujące wartości promieni dla poszczególnych odcinków trasy wody śr. rocznej:

San — Wieprz	— 900—1200 m
Wieprz — Pilica	— 970—1290 m
Pilica — Wilanówka	— 990—1320 m
Wilanówka — Bug	— 1010—1350 m.

Poza tą trasą będziemy jeszcze mieli trasę wody brzegowej, której wprowadzić, dzieląc opinię inż. Dębskiego, nie będziemy wytworzyć budowłami, jak przewidywali Matakiewicz, Rybczyński i Siebauer, ale która na skutek kolmatacji wytworzy się sama, z czym trzeba się liczyć.

Szerokość trasy tej wody przyjęliśmy następująco:

San — Wieprz	— 340 m
Wieprz — Pilica	— 355 m
Pilica — Wilanówka	— 370 m
Wilanówka — Bug	— 375 m.

Szerokości te są większe, niż proponował Siebauer, są zbliżone do proponowanych przez Matakiewicza i Rybczyńskiego i odpowiadają ustalonym przez Ministerstwo Robót Publicznych.

Długości promieni dla tej trasy, obliczone analogicznie jak poprzednio, wypadną:

San — Wieprz	— 1530—2040 m
Wieprz — Pilica	— 1600—2130 m
Pilica — Wilanówka	— 1665—2220 m
Wilanówka — Bug	— 1690—2250 m.

Faktycznie promienie te jednak będą mniejsze, gdyż znajdują się w granicach 1250—1800 m, ponieważ inaczej nie udałoby się nałożyć na trasę średniej rocznej wody trasy wody brzegowej, przy tej samej ilości łuków. Dowodzi to, że stosowanie jeszcze mniejszych promieni dla wody śr. rocznej od tych, jak je wyżej przyjęliśmy — wytworzyłoby zbyt szkodliwe warunki przepływu dla wody brzegowej. Łuki jednak nie będą na całej długości kołowe, gdyż zwężenie trasy w przejściu (o 10% szerokości trasy) jakie projektujemy będzie się uzyskiwało przez zmniejszenie promienia przy wyjściu z łuku wklęsłego i powiększenie promienia przy wejściu na łuku wypukłym. Zmniejszenie promienia dla wytworzenia tego zwężenia wynosi 30% długości promienia łuku wklęsłego, tak że w rezultacie otrzymamy zawsze w łuku wklęsłym krzywą o dwu promieniach: $4,5 B < R < 6B$ i $3,1 B < r < 4,2B$.

Jeżeli chodzi o długość łuku, to przyjęliśmy, że w projekcie należy dążyć do nieprzekraczania 90° kąta krzywej. Badanie bowiem na rzekach francuskich, jak podaje Matakiewicz, wykazały granicę 100°, a Niemcy z doświadczenia i badań laboratoryjnych doszli do granicy 90°. Przekroczenie tej granicy wymaga wprowadzenia krzywej koszarowej.

Oto kryteria ustalone dla projektu regulacji Wisły na wodę średnią roczną, jaki został wykonany w Departamencie, na przestrzeni od ujścia Sanu do ujścia Bugu. W kilku wypadkach trzeba było odstąpić od ustalonych wyżej wymagań

z uwagi na wytworzone już warunki, których zmiana z powodu b. wielkich kosztów jest niemożliwa.

Jakie będzie można osiągnąć rezultaty po wykonaniu tego projektu, przekonamy się na podstawie odcinka próbnego pod Raszewem, który w tym roku będzie wykończony. Projekt ten jest tylko I częścią projektu zabudowania koryta rz. Wisły, jaki opracowywuje się w Departamencie, a który ma przewidywać najbardziej celowe i uzasadnione ekonomicznie rozwiązanie tego problemu. Całość projektu będzie rozwiązywać nie tylko zagadnienie żeglowności, ale i zabezpieczenie doliny Wisły od powodzi i wykorzystania do maksimum energii wodnej.

Jakikolwiek będzie w ostatecznej formie nasz projekt zabudowy koryta rz. Wisły — musi zawsze przewidywać koncentrację koryta rzeki i zabezpieczenie jego brzegów. Zabezpieczenie to w żywym organizmie rzeki nie może mieć charakteru dowolnego, lecz musi odpowiadać wymaganiom rzeki. Otóż uważam, że tą zabudową zabezpieczającą winna być zabudowa budowłami regulacyjnymi na łukach wklęsłych do trasy wody średniej rocznej, a na łukach wypukłych po linię porostu wikliny, co odpowiada krawędzi koryta t. zw. wody brzegowej. Uzasadniam to tym, że budowle regulacyjne na łukach wklęsłych muszą być wykończone i ubezpieczone. Gdybyśmy więc wykonali najpierw budowle tylko do szerokości trasy wody brzegowej — to gdyby w przyszłości zaszła jednak potrzeba zwężenia koryta do wody średniej rocznej — trzeba byłoby po raz drugi robić b. kosztowne głowy tam poprzecznych i budować zupełnie nowe tamy podłużne i opaski.

Wytworzone sztuczne koryto będzie miało szerokość mniej więcej od $\frac{1}{4}$ do $\frac{1}{3}$ obecnego. Takie zwężenie koryta wpłynie niewątpliwie na poprawienie warunków żeglugi i przyczyni się do szybszego wcinania się koryta, co jest pożądane, jeżeli ma się na uwadze przyszłą kanalizację rzeki. Wprowadzenie wybudowanie koryta całkowicie na wodę średnią roczną w o wiele większym stopniu wywołałoby te skutki, jednak wykonanie zabudowy trwałoby dłużej, a co najważniejsze, byłoby zupełnie zbyt dużym nakładem sił i pieniędzy, jeżeli w dalszym programie miałyby nastąpić kanalizacja. Jeżeli kanalizacji nie będzie, lub jeżeli, z tych czy innych względów, nie wszędzie uda się ją przeprowadzić — to wtedy zawsze można będzie dodatkowo regulację na średnią roczną wodę dopełnić.

Jeszcze jeden wzgląd przemawia za tym, żeby tak właśnie regulować Wisłę. Już dziś, przy stanie rzeki niemal dzikim mamy takie odcinki, na których głębokości utrzymują się dostatecznie duże. Niewątpliwie, po wykonaniu częściowej regulacji, również takie odcinki się wytworzą. Zajądź więc tylko potrzeba, jeżeli projekt nie będzie przewidywał kanalizacji, zabudowy dodatkowej na wodę średnią roczną tylko na odcinkach nie wykazujących dostatecznej głębokości. Koszt w ten sposób przeprowadzonej regulacji będzie niewątpliwie mniejszy, a czas wykonania krótszy.

Streszczenie przemówienia na konferencji w sprawie „Zasad projektu regulacji Wisły”

Rozwiązanie najważniejsze zagadnienia Wisły pociąga za sobą tak doniosłe i dodatnie skutki gospodarcze dla całego Państwa, że musi być przez grono naszych fachowców jak najrychlej podjęte i z wielką sumiennością przygotowane. Do wyrażenia pośpiechu w wysunięciu tego zagadnienia w chwili obecnej zachęcają nas okoliczności następujące:

1) rzadko kiedy indziej napotykaną, a przychylną na ogół stosunek władz naczelnych do śmiałych i odważnych decyzji, dotyczących rozwiązania podstawowych zagadnień tak ustrojowych, jak i gospodarczych;

2) krytyczny stan wszelkich rodzajów środków transportu, który wysuwa konieczność przyjęcia na drogach wodnych z jak najwydatniejszą pomocą przy pokonywaniu szybko rozrastających się potrzeb transportowych w Państwie;

3) świeżo w r. b. przeżyta powódź jaskrawo uwypuklała konieczność jak najrychlejszego zapobieżenia możliwościom powtarzania się podobnych katastrof żywiołowych.

Uporządkowanie zaniedbanej Wisły nie da się osiągnąć przez rozwiązanie jedynie np. zagadnienia komunikacyjnego; inne zagadnienia, jak melioracji podstawowych oraz energetyczne, muszą być na Wisłę potraktowane równorzędnie i znaleźć również całkowite rozwiązanie.

Okres podziału Polski na 3 zabory, połączony z całkowitą niemal stałością w zakresie regulacji rzek i budowy dróg wodnych, zbiegł się z największym rozkwitem robót regulacyjnych na szlakach wodnych Europy. Regulacje te połączone były z wynikami mniej lub więcej udanymi, wykazały różne systemy i metody regulacji bądź nadające się do naśladowania, bądź godne zaniechania, wreszcie pozwoliły dotrzeć do wniosku, że dościsłe do ostatecznego celu pod względem najlepszego ukształtowania drogi wodnej, zabezpieczenia od zniszczeń i katastrof żywiołowych, wykorzystania energii spadającej wody itp. — nie koniecznie wymaga przejścia przez wszystkie dotąd stosowane fazy i okresy regulacyjne oraz że można na polskim terenie ten, stosowany gdzie indziej, ewolucyjny przebieg procesu regulacyjnego w pewnej mierze skrócić i większych niespodzianek przy osiągnięciu celu uniknąć.

Zgodzić się należy z tym, że najkorzystniejszą gospodarczo drogą wodną jest rzeka swobodnie płynąca, udatnie uregulowana, o łagodnym możliwie wyrównanym spadku naturalnym i o największej do uzyskania głębokości tranzytowej. Jednym jednakowoż z największych utrudnień przy wyciąganiu maksimum korzyści z obranego systemu regulacji na Wiśle jest stała zmienność stanów wody w bardzo szerokich granicach.

Najbardziej wpływ na wyrównanie zmiennych przepływów rzeki może mieć jedynie bogata sieć zbiorników retencyjnych i zasilających

na wszystkich dopływach Wisły. Zrealizowanie takiej sieci zbiorników wpłynie ponad to w najwyższym, jaki tylko sobie można wyobrazić, stopniu dodatnim na: ustabilizowanie wleczonych przez wody Wisły materiałów, zaprzestanie podmywania łądów nadbrzeżnych, unormowanie niekorzystnych znacznych wahań wód gruntowych w dolinach rzecznych, całkowite względnie bardzo znaczne zredukowanie niebezpieczeństwa powodziowego, zredukowanie znaczne potrzeby budowania wałów powodziowych, możliwość zapobieżenia katastrofom przy zejściu lodów, znaczne potanień robót regulacyjnych na rzece, wysoce korzystne i pełne wykorzystanie przepływu wody dla produkcji hydroelektrycznej na stopniach piętrzących.

Na pierwszy rzut oka nie sposób jest nawet określić, który z tych 3 odcinków zainteresowań — melioracji podstawowych, komunikacyjnych czy energetycznych — w związku z tak domyślana siecią zbiornikową odniesie największe korzyści. Da się to ustalić po bliższym dopiero zanalizowaniu. Nie powinno jednak ulegać żadnej wątpliwości, że zagadnienie zbiornikowe jest dla regulacji Wisły jednym z najbardziej zasadniczych postulatów.

Rzecz prosta, że idealność wyrównania przez zbiorniki przepływów na Wiśle oczekiwać nie można. Najzupełniej jednak możliwym będzie najniższe przepływy podwyższyć tak znacznie, że będą stanowiły do 80 lub 90% przepływu średniego rocznego, katastrofalne zaś wody mogą być obniżone co najmniej do przepływu wody średniej wielkości, utrzymującej się w korycie wody brzegowej. Przy takim ujęciu sprawy, nie miało by celu regulację zasadniczą wykonywać na wodzie brzegowej, lecz dostosować ją do wody średniej rocznej, a może nawet do przepływu wody o 10 do 15% mniejszego od średniego rocznego.

Słuszną więc byłaby już teraz regulacja Wisły na wodzie średnią roczną, gdyby zrealizowanie budowy zbiorników mogło być w szybkim tempie z dziś na jutro wykonane. Dla osiągnięcia postawionego tu sobie celu zaidzie potrzeba wytworzenia około 2,5 miliarda m³ pojemności sumarycznej zbiorników, co przypuszczalnie wymagało by jednak do 15 lat czasu. Dobiegać dopiero do końca z budową zbiorników dałby się w pełni odczuć dobroczynny wynik regulacji na wodzie średnią roczną. Zważając natomiast już teraz tak bardzo zdżyczałej Wisły od razu do szerokości trasy na wodzie średnią roczną kryje w sobie dużo ryzyka pod względem tak osiągnięcia wyniku dodatkowego regulacji, jak też pójścia po linii nadmiernych kosztów. Zauważyć też należy, że w okresie nieopanowania jeszcze katastrofalnych wód powodziowych, mocniej serpentynująca trasa wód średnich, niż wód brzegowych, bardziej jest narażona pod względem tak jej zachowania, jak i utrzymania. Z reguły wydłużenie biegu rzeki z uwagi na zła-

dzenie spadku jest korzystne. Na Wiśle natomiast efekt wydłużenia trasy wody średniej rocznej w porównaniu do trasy wody brzegowej byłby minimalny i nie przewyższyłby 5%. Średni spadek Wisły na odcinku San—Bug wynosi około 0,265‰, zaś na odcinku Bug—morze wynosi około 0,19‰, złagodzenie więc tego spadku przy trasie wody średniej rocznej do 0,25‰ względnie do 0,18‰ nie odgrywa większej roli, jeżeli się weźmie pod uwagę fakt, że dnu i brzegom Wisły przedhistorycznej, przed skróceniem jej biegu przez przełom pod Bydgoszczą do Bałtyku, odpowiadał spadek naturalny około 0,12 — 0,14‰, a więc blisko o połowę mniejszy od obecnego, co jedynie mogło by wpłynąć hamująco na ruch materiału wleczonego w korycie. Motyw zatem wydłużenia trasy i złagodzenia spadku w razie zastosowania regulacji na wodę średnią roczną nie jest argumentem istotnym.

Przypuśćmy na chwilę, że zagadnienie zbiornikowe oraz regulacji Wisły na wodę średnią roczną zostało dobrze pomyślane, zaprojektowane i zrealizowane oraz dało wyniki najlepsze, jakich tylko można było oczekiwać. Związane z tą realizacją postulaty z zakresu melioracji podstawowych doznałyby całkowitego zadośćuczynienia. Zagadnienie zaś energetyczne zostało by rozwiązane tylko połowicznie, na samych zbiornikach, gdyż Wisła byłaby w tym ujęciu rzeką uregulowaną, swobodnie płynącą. Mogłoby wówczas powstać pytanie czy nie było by wskazanywnie sniętrzenie licznymi jazami Wisły uregulowanej, a płynącej w zbyt dużym spadzie i nie mogącej w sposób użyteczny zniszczyć nadmiaru swej energii, przez co dało by się wytworzyć wzdłuż całej Wisły ogromna ilość cennej dla rozwoju gospodarczego kraju energii elektrycznej, o zainstalowanej mocy do 1 miliona kW.

Po doprowadzeniu Wisły, jako rzeki swobodnie płynącej, do stanu uregulowanego na wodę średnią roczną, można by uważać zagadnienie komunikacyjne za rozwiązane pomyślnie, jeżeli by wytworzona na szlaku głębokość tranzytowa w ciągu co najmniej 95% czasu trwania zwykle 9-miesięcznego okresu nawigacyjnego odpowiadała zwiększonemu o 20 cm zanurzeniu pełno załadowanej łodzi, o udźwigu odpowiadającym tonażowi, dla którego droga wodna została uruchomiona. Przypuszczać należy, iż Wisła na całej swej długości będzie uznana jako droga wodna dla łodzi o udźwigu 1000 ton, a więc o zanurzeniu 2 m, co wymaga 2,2 m głębokości tranzytowej. Dokładna analiza i dalsze badania pozwolą obliczyć tę głębokość tranzytowa, jaka w wyniku realizowania sieci zbiornikowej oraz regulacji na wodę średnią roczną dałaby się na Wiśle uzyskać. Dokonywane przez różnych autorów, co prawda w nieco odmiennym założeniu i celu, obliczenia nie rokują na Wiśle zbyt dodatnich wyników pod względem zaowocowania głębokości tranzytowej nie mniejszej niż 2,2 m, a szczególnie powyżej uścia Bugu.

Możemy być bardzo łatwo i szybko ze względów gospodarczych czy politycznych przedstawieni w takich warunkach, że nasze szlaki wodne będziemy musieli dostosować do tych wymagań, ja-

kim odpowiadają technicznie kraje sąsiadujące z nami od wschodu, południa i zachodu, to znaczy umożliwić na Wiśle, Odrze i łączących je kanałach żeglowanie statkami o udźwigu 1000 ton.

Mając to na widoku i dopatrując się konieczności ewentualnego skanalizowania Wisły, ażeby głębokość 2,2 m zagwarantować, powstaje wątpliwość, czy wykańczanie regulacji Wisły, jako regulacji na wodę średnią roczną jest uzasadnione i celowe? Raczej nie, a to dlatego, że w razie kanalizowania rzeki koncentrowanie jej do szerokości trasy na wodę brzegową, jako mniej serpentynującej, bardziej odpowiada celowi, jest łatwiej, szybciej i taniej wykonalne, niż regulacja na wodę średnią roczną i ma w sobie mniej cech ryzyka, o którym już była mowa. A zatem najbardziej zalecenia godnym wydaje się realizowanie jak najszerzej pojętej sieci zbiorników na wszystkich dopływach Wisły oraz jednoczesna budowa regulacji na wodę brzegową, nie zamykająca możliwości ewentualnego wydłużenia tam poprzecznych do trasy na wodę średnią roczną, gdyby miała zająć tego potrzebę, ale w zasadzie mająca na celu następną kanalizację rzeki, która uczyni łącznie zadość wymaganiom tak komunikacyjnym, jak i energetycznym.

Jeszcze jedna drobna tylko uwaga w kierunku zdawania sobie sprawy ze stopnia zdżiczenia obecnego Wisły, wytwarzania się głębokości na progach oraz możliwości poprawienia warunków żeglowności.

W artykule inż. Kazimierza Dębskiego nt. „Zagadnienie hydrologiczne w projekcie przebudowy Wisły na wielką drogę wodną”, podanym w Nr 2 „Przeglądu Komunikacyjnego” z lutego 1946 r., autor przytacza odpowiadające stanowi wody średniemu z najniższych oraz obecnemu stanowi koryta Wisły następujące głębokości przeciętne dla jazdy na progach na odcinkach: Dunajec — San 0,83 m, San — Bug od 1,09 do 1,49 m, Bug — Tczew od 1,34 m do 2,18 m. Można by było zatem nie spieszyć z regulacją Wisły, gdyby tu przytoczone liczby odpowiadały rzeczywistości. Niestety, autor oparł te liczby na mylnym założeniu, że głębokość jazdy na progach wynosi około 67% głębokości przeciętnych nurtowych. Faktyczne głębokości przeciętne na progach przy stanie wody średnim z najniższych wynoszą na odcinku Dunajec — San około 0,60 m, San — Bug od 0,50 m do 0,65 m, Bug — Tczew od 0,65 m do 1,00 m. Jeżeli więc podane przez autora głębokości przeciętne nurtowe odpowiadają faktycznemu stanowi, to głębokości na progach spadają powyżej Sanu do 50%, zaś poniżej Sanu zaledwie do 30% głębokości przeciętnych nurtowych.

Jeżeli zatem wziąć pod uwagę, że dla należyście się kalkulującej żeglugi na rzece wymagany jest co najmniej 1 m głębokości przy średnim najniższym stanie wody, to dający się obecnie na Wiśle stwierdzić stan głębokości tranzytowej na progach nie może nas usposabiać do wyciągania wniosku, że Wisła jest bliską posiadania warunków wymaganych od dróg wodnych o dużym ruchu. Wprost przeciwnie, od regulacji oczekujemy znacznej poprawy warunków głębokościowych na Wiśle.

Zasady projektu regulacji Wisły*)

(Artykuł dyskusyjny).

W każdym projekcie regulacji rzeki najwięcej uwagi, najwięcej zainteresowania hydrologów skupiają te podstawowe założenia projektu, które są najtrudniejsze do rozstrzygnięcia i zawierają najwięcej spornych kwestii. Do takich należą zagadnienia normalnego stanu regulacji, szerokości trasy, kształtu profilu, krzywizny i t. p. To też nie można się dziwić, że ile razy sprawa regulacji Wisły jest intensywniej podejmowana, rozwija się dyskusja nad tymi zagadnieniami, pomimo że od kilkudziesięciu lat zagadnienia te są już dyskutowane.

Departament Dróg Wodnych Minist. Komunikacji, chcąc problem należycie wyczerpać, ułatwia podjęcie dyskusji na ten temat, tym bardziej pożądaną, że niektóre z tych zagadnień Departament rozwiązuje w sposób nowy i ujmuje odmienne, niż to dotychczas miało miejsce, jak np. podstawowe pojęcie stanu normalnego regulacji. Stojąc obecnie przed ostatecznym rozstrzygnięciem, przed ustaleniem zasad regulacji i intensywnym jej realizowaniem, Departament Dróg Wodnych słusznie poddał pod dyskusję hydrologów powzięte koncepcje.

Najważniejsze z tych zagadnień, które Departament do przedyskutowania wysunął, streszczają się w następujących trzech pytaniach:

- I. Jeżeli zostanie przyjęta zasada systematycznej regulacji Wisły, to czy regulacja przewidzieć ma wytworzenie koryta dla wody średniej, jako przepływu wyrównanego przez zbiorniki, czy też koryta dwudzielnego dla przepływu wody średniej i t. zw. brzegowej?
- II. Jakie należałoby przyjąć szerokości trasy dla wody średniej i brzegowej na poszczególnych odcinkach?
- III. Jaka należałoby przyjąć granice dla najmniejszych łuków oraz jakie należałoby uznać za najważniejsze długości promieni i długości łuków dla trasy wody średniej i brzegowej na poszczególnych odcinkach rzeki?

Zanim przejdziemy do konkretnej odpowiedzi na wyżej postawione pytania, należy przede wszystkim z wielkim uznaniem podkreślić uświadomioną w pierwszym pytaniu decyzję regulowania Wisły na średnią wodę, przy jednoczesnym ustaleniu stanu średniego drogą wyrównania za pomocą zbiorników retencyjnych. Ta decyzja sprawę regulacji, a zwłaszcza projektu, posuwa silnie naprzód i zagadnienie ogromnie upraszcza.

Zawsze jest marzeniem każdego hydrotechnika, pracującego nad regulacją rzeki, mieć do czynienia z wyrównanymi stanami wody i to im wyżej wyrównanymi tym lepiej. Trudność bowiem należytego uregulowania rzeki leży nie w czym in-

nym, jak właśnie w wielkiej różnicy pomiędzy stanami niskimi i wysokimi, w wielkim obciążeniu zabudowanego koryta wody niskiej przepływem wielkich wód. Ustalenie przepływów na wysokości średniej wody niweluje tę różnicę, podwyższa dolny poziom wód, a obniża górny, dając jednocześnie koryto bardziej dostosowane do przyjęcia wysokich stanów, niż koryto małej czy 215-to dniowej wody.

Pytanie I.

Nie widzę żadnej słusznej racji, któraby wskazywała konieczność wykształcania profilu dwudzielnego, t. j. na wodę średnią i brzegową. Wprost przeciwnie, dużo względów przemawia za tym, żeby linią regulacyjnej dla wody brzegowej nie wykształcać, gdyż pociąga to za sobą podwyższenie terenu w przekroju wielkiej wody między wałami, co jest wręcz szkodliwe i dlatego winno być ograniczone do najkonieczniejszego minimum. Ten sam pogląd wyraża inż. Dębski, ustalając zasady regulacji Wisły.

Jednak koryto wody brzegowej w terenie istniejącym, wprawdzie nieregularne, w jednym miejscu węższe a w drugim znacznie szersze i faktu tego negować nie możemy. Do istniejącego koryta wody brzegowej projekt ustosunkować się musi, w przeciwnym razie łatwo mogą nastąpić błędy w wykonaniu. Projekt musi przewidzieć przejście od trasy regulacyjnej średniej wody do istniejącej w naturze trasy wody brzegowej, które to przejście w rozmaity sposób wykonać można.

Dwa względy zasadniczego znaczenia, które skłaniają żeby koryto wody brzegowej projektować: primo — konieczność zakreslenia granic dozwolonej kolmatacji, a zarazem konieczność ustosunkowania się do zbyt wysoko położonych brzegów i wysp, często porośniętych gęstymi kępami, secundo — względy gospodarcze użytkowania nadbrzeżnych gruntów. Odnosnie tego drugiego punktu należy zauważyć, że gdybyśmy wykonali profil, zgodnie z założeniami inż. Dębskiego, to zn. od zw. średniej wody aż niemal do wałów nachylenie 1:400 i tak go utrzymywali, to teren ten byłby zbyt długo pod wodą. I tak np. teren oddalony o 100 m od brzegu średniej wody byłby zalany przez 3 miesiące w roku, nawet teren oddalony o 400 m od brzegu byłby ok. 50 dni w roku pod wodą, jak to wykazuje krzywa czasów trwania dla Warszawy za lata 1908/1927.

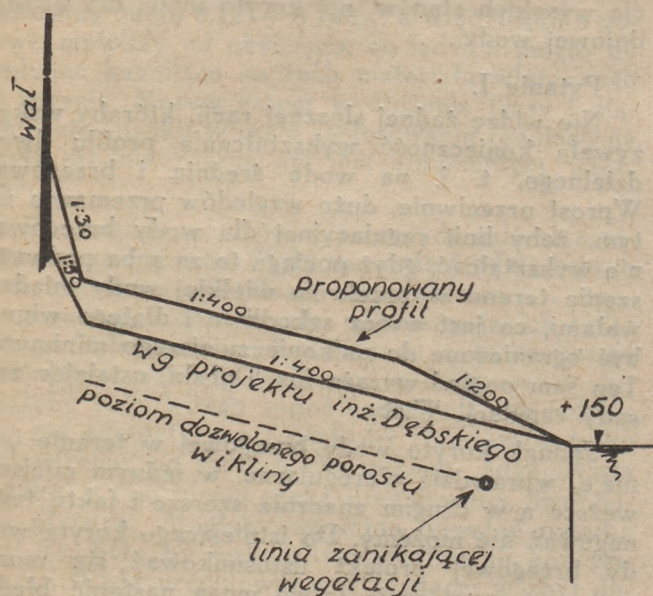
Z tego wynika, że profil dla wód większych jak woda średnio-roczna musi być przewidziany i w wykonaniu respektowany, a ważnym momentem przy wyborze kształtu profilu będą poza względami hydrotechnicznymi także względy gospodarcze, które zadecydują o wyborze z pośród różnych możliwych alternatyw.

Zasadniczym warunkiem przy określaniu całkowitego profilu poprzecznego powinna być zasada utrzymania terenu międzywał na jak naj-

*) Referat wygłoszony na Konferencji w sprawie Wisły, w dniu 12.V.1947 r.

niższym poziomie. Ten взгляд wysuwa także inż. Dębski.

Chcąc pogodzić te wszystkie wymagania dla profilu wody brzegowej, zaproponowałbym, ażeby w kształcie koryta projektowanym przez inż. Dębskiego wprowadzić pewną zmianę, a mianowicie przejść od linii regulacyjnej na średnią wodę nachyleniem 1:200 na 150 metrach, a następnie 1:400 aż do wału, dopiero na 30-tu metrach od stopy wału wzniesienie i to 1:30. Na tym poprzestać jeżeli chodzi o koryto wody brzegowej (rys. 1).



Rys. 1.

W ten sposób uzyskujemy teren podwala nisko położony, ale jeszcze nie tak nisko, żeby unieemożliwić użytkowanie łąk i pastwisk. Czyli w tym wypadku wykształcamy koryto dwudzielne, na wodę średnio-roczną, t. j. na stan ~ 150 na wodowskazie w Warszawie i na stan około 250 wg tegoż wodowskazu. Dla zorientowania się przez jaki okres czasu w ciągu roku poszczególne wysokości terenu będą pod wodą, mogą posłużyć dane czasów trwania stanów wody za okres dwudziestolecia 1908/1927 publikowane w rocznikach hydrograficznych, dla wodowskazu warszawskiego:

stan wody	105	trwa	wraz	z	wyższymi	w	ciągu	roku	241	dni
"	"	155	"	"	"	"	"	"	167	"
"	"	205	"	"	"	"	"	"	95	"
"	"	255	"	"	"	"	"	"	41	"
"	"	305	"	"	"	"	"	"	21	"

Przy porównaniu tych dat widzimy, że na wysokości odpowiadającej stanowi wody 255 można by poprzestać. Tym bardziej, że to są całoroczne sumy czasów trwania, z czego na okres użytkowania łąk i pastwisk wypadnie zapewne nie więcej jak 60% tej wartości, czyli tylko około 24 dni łącznie, co nie powinno się odbić specjalnie szkodliwie na kulturze.

Najważniejszą rzeczą w całym tym zagadnieniu jest konieczność utrzymania terenu inundacyjnego na możliwie najniższym poziomie. Dlatego

też z zakładaniem kultur wiklinowych trzeba postępować nader ostrożnie. Inż. Dębski słusznie podkreśla, że powinniśmy dążyć do tego, żeby koryto główne jak najbardziej odciążyć od przepływu wielkich wód, drogą przeprowadzenia jak największej ilości wielkiej wody po terenie inundacyjnym. Tutaj występuje jasno szkodliwe działanie kultur wiklinowych i dlatego za granicą na wielu rzekach zostały one wyprowadzone poza wały.

Zakreślając w projekcie linię dozwanego porostu wikliny, uważam, że linię tę należałoby wskreślić i rozważać nie na sytuacji, ale w przekroju poprzecznym. Nie wystarczy powiedzieć na ilu metrach od linii regulacyjnej sadzenia wikliny należy zaniechać, bo to jeszcze nie przesadza sprawy wysokości podwala, natomiast należałoby określić, że z chwilą gdy teren drogą kolmatacji dojdzie do wysokości 0,5 m poniżej projektowanego profilu normalnego, kultury wiklinowe winny być bezwzględnie zniesione. Przy takim ujęciu sprawy, szerokość pasa nadrzecznego, na którym porost wikliny jest zabroniony, sama wyniknie w praktyce, gdyż szerokość ta jest dyktowana względami praktycznymi możliwości sadzenia do pewnego tylko stanu wody, poniżej którego zejść nie możemy, gdyż porost, pozostając zbyt długo pod wodą, wygnije, sadzenie nie przyjmuje się.

Pytanie II.

Nowsze obliczenia trasy regulacyjnej na wodę średnio-roczną opierają się na ostatnich pracach inż. Dębskiego i śp. inż. Siebauera. Obie te prace nie były, o ile mi wiadomo, dotąd publikowane, dlatego wypowiedź w tej sprawie jest utrudniona.

Inż. Siebauer w obliczeniach swych posilkował się metodą tą samą, którą stosował przy ustaleniu szerokości trasy dla małej wody¹⁾, to jest metodą kalibrowania. Odnosnie racjonalności tej metody można mieć poważne wątpliwości z następujących względów:

a) Całe obliczenie jest oparte na badaniu tylko profili hydrometrycznych (Karsy, Pawłów, Koło, Sandomierz, Dąbrowa Wrzawska, Zawichost, Warszawa, Toruń), z których autor wyznacza współczynnik koncentracji. Czy mamy prawo na podstawie jednego profilu hydrometrycznego suponować o kształcie profilu normalnego dla całego odcinka długości przeszło 200 km, zwłaszcza że profil ten bynajmniej nie jest profilem typowym.

b) Autor opiera się na z góry przyjętych chyżościach i to dosyć okrągłych, a to: Karsy i Zawichost 0,70 m/sek, Warszawa 0,75 m/sek, Toruń 0,80 m/sek.

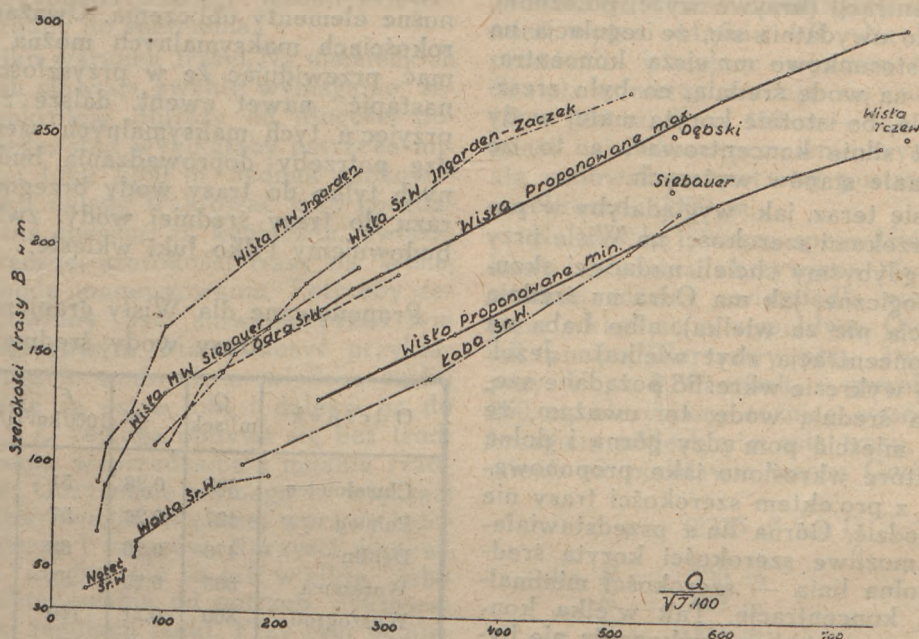
c) Zastosowane tutaj kalibrowanie koryta zmienia profil, kaleczy go w dowolny sposób, jakkolwiek — trzeba przyznać — daje pewne wyobrażenie o formie łóżyska przy różnych stanach wody.

d) Do obliczeń używał autor tego samego przekroju przy różnych stanach wody, od najniższych do wysokich. Dlatego przy kalibrowaniu pionowym zachodziła konieczność redukcji stanu wody. W ten sposób zredukowano często w. w. od stanu

¹⁾ Inż. St. Siebauer — Przekrój regulacyjny rzeki Wisły dla małej wody od ujścia Dunajca do morza „Gospodarka Wodna“ Nr 1 z r. 1939.

wysokiego do niskiego, jak np. dla wodowskazu warszawskiego od stanu + 511 do stanu + 60, albo dla wodowskazu Toruń od stanu + 589 do stanu + 4. Wiadomo, że po tak daleko idącej redukcji zwierciadła nie wolno nam żadnych wniosków wysnuwać odnośnie kształtu profilu przepływu przy małej wodzie, bo przy zmianie stanu wody zmienia się również położenie i konfiguracja dna. Redukcja ta wynosiła średnio np. dla profilu Toruń — 106, co jak na wartość średnią jest bardzo wiele.

e) Przyjęcie stosunku koncentracji $t_{max} : t_s = 1,4$ zostało uczynione dosyć dowolnie i bez uzasadnienia. Z równą dozą słuszności możnaby przyjąć inne wartości leżące w granicach od 1,0 do 2,0, t. j. między prostokątem a trójkątem, względnie, bez ubiegania się do wykresów, przyjmując parabolę, t. j. stosunek 1,5, co też zwykle czynimy. Przyjęty stosunek koncentracji 1,4 leży pomiędzy przekrojem półkolistym (1,3) a parabolicznym (1,5).



Rys. 2.

nym (1,5). W podanych wykresach mamy wartości $t_{max} : t_s$ przekraczające 2,0 (trójkąt) i dochodzące nawet do 5,0. Są to wartości znamionujące profile dwudzielne, czy też wieloczęściowe albo i trójkątne o boku wklęsłym. I tak pomierzony stosunek $t_{max} : t_s$ dla przekroju warszawskiego wynosi po wyciągnięciu średniej — 2,20, po wykonaniu kalibrowania poziomego — 2,30, a dopiero na skutek kalibrowania pionowego schodzi do 1,39. Analogicznie dla przekroju toruńskiego współczynnik koncentracji pomierzony wynosił średnio 2,10, na skutek kalibrowania poziomego wzrósł do 2,27 a po wykonaniu kalibrowania pionowego maleje do 1,62.

Już tych parę punktów wyżej wymienionych, zasadniczego zresztą znaczenia, świadczy że mamy tutaj zbyt dużo przyjęć dowolnych i o małej dozie słuszności, żeby można było otrzymane wyniki uważać za pewne. Metoda sama jako taka może dać pewną orientację w zagadnieniu pro-

flu normalnego regulacji, gdyby pomiary były wykonane w szeregu charakterystycznych profilu na całej przestrzeni rzeki, przy stanach wody odpowiadających bodaj w przybliżeniu stanowi regulacji i pod założeniem realnych chyżości wody, istotnie panujących na rzece przy danej koncentracji (inne w łuku, inne na przejściu).

Reasumując powyższe uważam, że szerokości trasy określone przez inż. Siebauera metodą kalibrowania dają pewną orientację w zagadnieniu, ale nie dadzą dostatecznie pewnego i usprawiedliwionego rozwiązania.

Na temat szerokości trasy regulacyjnej dla Wisły mamy już dzisiaj dość obszerną literaturę, różne wypowiedzi, projekty i opinie fachowe. Pomiędzy jednak wpływem kilkudziesięciu lat, zapatrywania w tym względzie nie są skonkretyzowane i nie było dotychczas miarodajnej decyzji. Każdy nowy wniosek w tym względzie będzie powięk-

szeniem licznych możliwości, nie przybliżając zagadnienia do rozwiązania.

Stojąc na tym gruncie sędzę, że nie od rzeczy będzie, osiągnięte odnośnie szerokości trasy, wyniki studiów i obliczeń skonfrontować z już zrealizowanymi szerokościami na innych rzekach europejskich o analogicznym charakterze, czyli krótko mówiąc, zadajemy sobie pytanie — jakie szerokości nadano trasie regulacyjnej na innych rzekach podobnych do Wisły o zrealizowanym zabudowaniu trasy i jakie były skutki tej regulacji.

Jak wskazuje wzór na przepływ, szerokość trasy stoi w prostym stosunku do kubatury przepływu, a w odwrotnym do pierwiastka spadku. To są dwa czynniki, od których szerokość trasy jest najbardziej zależna. Inne czynniki nie tak silnie wpływają i są zależne również od tych wielkości, jak np. współczynnik szorstkości k zależy od I i od t , t zaś dla naszych rzek żeglownych stoi w pewnym

mniej więcej ustalonym stosunku do B . Dlatego zależność pomiędzy B a stosunkiem $Q : \sqrt{I}$, wyznaczona dla różnych rzek pokrewnych, powinna dać nam dobry obraz porównawczy i pozwolić skontrolować się z osiągniętymi teoretycznie wynikami.

W ten sposób na wykresie (rys. 2) zostały przedstawione związki dla rzek o charakterze zbliżonym do Wisły, ale o wykonanej regulacji, a to Odry, Łaby i Warty oraz proponowane szerokości trasy przez Ingardena, Zaczka i Siebauera. Przy czym należy zaznaczyć, że szerokości trasy na rzekach uregulowanych są odniesione do stanu istniejącego, odpowiadającego wysokości koron budowli, a nie konieczne zamierzonego projektem (obniżenie dna, wzniesienie budowli ponad stan). Na wykresie tym wyróżniają się od razu rzeki o silniejszej koncentracji (krzywe niżej położone), jak Warta, której równowaga mimo to nie została naruszona i Łaba na średnią wodę oraz rzeki o mniejszej koncentracji (krzywe wyżej położone), jak Odra. Ponadto uwidacznia się, że regulacja na małą wodę daje stosunkowo mniejszą koncentrację, niż regulacja na wodę średnią, co było zresztą do przewidzenia, bo istotnie koryta małej wody nie możemy zbyt silnie koncentrować, a to ze względu na działanie stanów wyższych.

Przypatrzmy się teraz, jak wyglądałyby w porównaniu z tymi rzekami szerokości na Wiśle przy średniej wodzie, gdybyśmy chcieli nadać jej skoncentrowanie analogiczne, jak ma Odra na średnią wodę (koncentracja nie za wielka), albo Łaba na średnią wodę (koncentracja zbyt wielka). Jeżeli zechcemy na tym wykresie wskazać pożądaną szerokość Wisły na średnią wodę, to uważam, że powinny się one mieścić pomiędzy górną i dolną krzywą Wisły, które wskreślono jako proponowane. Poza te linie z projektem szerokości trasy nie należałoby wychodzić. Górna linia przedstawiałaby maksymalne możliwe szerokości koryta średniej wody, zaś dolna linia — szerokości minimalne, czyli wielką koncentrację. Tak wielka koncentracja w pierwszym stadium wykonania nie byłaby pożądana. Leży ona mniej więcej na wysokości Łaby na średnią wodę, a nawet nieco niżej, ale pamiętać należy, że na Łabie wykonuje się progi denne dla umocnienia dna. Z wykresu tego widzimy, że projekty szerokości trasy Wisły na małą wodę, czy to Ingardena czy Siebauera, leżą zbyt wysoko (szerokości za wielkie), czego nie można już powiedzieć o projektach na wodę średnią. Ze wszystkich tych rzek, nie ulega wątpliwości, że najlepiej, najtrafniej uregulowane są Warta i Noteć.

Projektowana przeze mnie linia związku B i $Q : \sqrt{I}$ przebiega mniej więcej na wysokości Odry wykonanej i z tą linią zgadza się szerokość trasy proponowana przez inż. Dębskiego, tj. 251 m „dla odcinka poniżej Warszawy od ujścia Bugu”. W ten sposób otrzymujemy następujące szerokości trasy dla wody średnio-roczej:

1) Pod Zawichostem, gdzie $Q = 395 \text{ m}^3/\text{s}$, $I = 0,24\text{‰}$, $B = 170 \text{ m}$.

2) Pod Warszawą, gdzie $Q = 565 \text{ m}^3/\text{s}$, $I = 0,262\text{‰}$, $B = 203 \text{ m}$.

Dla porównania należy dodać, że Łaba poniżej Muldy ma: $Q = 470 \text{ m}^3/\text{s}$, $I = 0,196\text{‰}$, $B = 140 \text{ m}$.

3) Pod Wyszogrodem, gdzie $Q = 860 \text{ m}^3/\text{s}$, $I = 0,20\text{‰}$, $B = 270 \text{ m}$.

Natomiast przy przyjęciu tych założeń odnośnie spadku i przepływu co inż. Dębski, wypada tak samo $B = 250 \text{ m}$, stosunek $Q : \sqrt{I} = 610$. Podobny stosunek, bo 557 mamy dla Łaby pod Darchau ($Q = 620 \text{ m}^3/\text{s}$, $I = 0,122\text{‰}$), gdzie szerokość wynosi $B = 215 \text{ m}$.

4) Pod Tczewem natomiast wypada nam $B = 300 \text{ m}$, a więc nawet o 50 m więcej niż jest obecnie, co zgadza się z potrzebami rzeki. Pod Toruniem otrzymujemy niemal tę samą szerokość (290 m), jaką wprowadzili Niemcy na próbnym odcinku poniżej Włocławka (300 m).

Załączona tabela przedstawia te proponowane maksymalne i minimalne szerokości trasy, które nie powinny być przekroczone oraz odnośne elementy obliczenia. Uważam, że przy szerokościach maksymalnych można by się zatrzymać, przewidując że w przyszłości będzie mogło nastąpić nawet ewent. dalsze zwężenie. Przy przyjęciu tych maksymalnych szerokości nie widzę potrzeby doprowadzania budowli regulacyjnych tylko do trasy wody brzegowej, zamiast od razu do trasy średniej wody, zwłaszcza gdy zabudowujemy tylko łuki wklęsłe.

Proponowane dla Wisły graniczne szerokości trasy wody średniej.

Odcinek	Q m^3/sek	I ‰	F 1000 km^2	$\frac{Q}{\sqrt{I} \cdot 100}$	B max. w m	B min. w m
Chwałowice	395	0,28	51	236	170	130
Puławy	427	0,26	57	264	180	137
Dęblin	470	0,26	68	290	187	144
Warszawa	565	0,25	85	357	203	160
Wyszogród	860	0,21	160	592	266	220
Włocławek	900	0,19	171	652	280	233
Toruń	935	0,16	180	736	297	246
Tczew	989	0,17	193	760	300	250

Pytanie III.

Długości promieni i łuków są dyktowane potrzebami żeglugi i potrzebami regulacji rzeki. Względem żeglugi wymagają, ażeby:

1) barka z uwagi na swą długość i szerokość mogła się bezpiecznie minąć w łuku z drugą barką czy statkiem, co przy szerokościach jakimi na Wiśle dysponujemy, przy każdym układzie łuków zawsze jest możliwe, a więc ten wzgląd odpada;

2) ażeby pociąg holowniczy zmieścił się w jednym łuku, a nie za mował 2-ch przemiałów jednocześnie;

3) żeby pociągi holownicze mogły się swobodnie wyprzedzać w łukach ostrych, gdzie następuje zwężenie użytecznego szlaku żeglownego, skutkiem koncentracji przy brzegu wklęsłym, wreszcie

4) żeby była dostateczna widoczność z jednego łuku na drugi.

Rozpatrując to zagadnienie nie możemy brać pod uwagę warunków dzisiaj panujących, jak i długości pociągów holowniczych, określonych naszymi przepisami żeglugowymi, bo niezawodnie po uregulowaniu rzeki, ruch żeglugowy znacznie się wzmoże i pociągi holownicze będą dłuższe niż dzisiaj. Długość barek trzeba przewidywać w przyszłości do 80 m, natomiast długości pociągów holowniczych przypuszczalnie będą takie, jak dzisiaj na Odrze, Łabie czy Wezerze, to jest do 600 m. Długość pociągów na Renie wynosi 800 — 1000 m.

Pierwszy i drugi warunek wyżej podany przy promieniu łuku 400 m i więcej oraz kącie rozwarcia ok. 90° , na Wiśle zawsze będzie spełniony. Czwarty warunek zależy od lokalnej konfiguracji i powinien być rozpatrywany indywidualnie a przy postawionych jednocześnie wymaganiach konieczności utrzymania niskiego terenu zalewowego, nie jest trudny do spełnienia.

Pozostaje tylko warunek trzeci. Na niemieckich drogach wodnych stawiają zwykle wymaganie, żeby łuk był dwukrotnie dłuższy od długości pociągu holowniczego, stąd wynikałaby potrzeba minimalnej długości łuku 1200 m. Jednak zachowanie tego warunku należy traktować jako pożądane, ale nie można uważać za konieczne, zwłaszcza przy dostatecznej szerokości trasy na Wiśle, która daje swobodę manewrowania. Potrzeby regulacji rzeki powinny być stawiane przed tym wymaganiem żeglugowym. Mamy dosyć przykładów, że na drogach wodnych o wielkim ruchu żeglugowym, gdzie są ostre łuki i daleko im do normy długości $2L$, żegluga odbywa się bez trudności i ograniczenia wyprzedzania i mijania rzadko są stosowane. Oczywiście wymaga to większej ostrożności manewrowania, większej wprawy i doświadczenia żeglarzy i szyprow. Korzyści manewrowania w łuku długim nie są tak wielkie, żeby zmuszały do odstępowania od potrzeb dyktowanych założeniami regulacji rzeki. Przy tym pamiętać należy, że na Wiśle w zwykłych warunkach, tj. przy promieniu łuku nawet $4B$ i kącie rozwarcia 90° , warunek ten już będzie spełniony.

Jeżeli chodzi o długość promienia łuku, to z dotychczasowych wypowiedzi na ten temat mamy dla Wisły poniżej Bugu propozycje inż. Dębskiego: $R_{\min} = 500$ m i $R_{\max} = 2000$ m, projekt zaś niemiecki przewiduje $R_{\min} = 1200$ m i $R_{\max} = 2400$ m. Zatem odnośnie $R_{\min}$ mamy poważną różnicę zapatrywań.

Porównując charakterystyczne typy rozwinięcia trasy regulacyjnej dla promieni $3B$, $5B$ i $10B$ (dla łuku wklęsłego) i dla kąta rozwarcia $\alpha = 60^\circ$, 90° i 120° , przypuszczam, że typ: $R = 5B$ i $\alpha = 90^\circ$ jest dla Wisły najodpowiedniejszym, najpewniej gwarantującym, że nurt w takiej trasie będzie się trzymał brzegów wklęsłych i nie będzie wykazywał tendencji do zmiany łóżyska. Dolna Wisła uregulowana jest przykładem, jak nurt nie trzyma się brzegu wklęsłego w łukach zbyt płaskich.

Uważam, że najodpowiedniejszymi promieniami dla Wisły będą: najmniejszy możliwy

$R_{\min} = 3B$, czyli poniżej Bugu dla trasy wody średnio-roczej 600 — 700 m, przy kącie $\alpha = 90^\circ$. Najbardziej pożądany promień :

$$R_{\text{dr}} = 3,5 \text{ do } 4B \quad \alpha = 60^\circ \text{ do } 90^\circ.$$

Największy wyjątkowo dopuszczalny:

$$R_{\max} = 3R_{\min} = 9B.$$

Inż. Dębski proponuje dla Wisły poniżej Bugu 500 m, co zgadza się mniej więcej z wyżej podanymi wnioskami.

Proponowany przez Niemców promień $R = 1200$ m — jako minimum, a 1900 m — jako średni — uważam za wielki, o czym świadczy wyraźnie układanie się nurtu w wykonanej trasie regulacyjnej na dolnej Wiśle. Tam linia nurtu małej wody, ignorując zabudowaną trasę, układa się dosyć symetrycznymi łukami o promieniach powyżej Nogatu ok. 900 m, a poniżej Nogatu ok. 800 m, przy kącie rozwarcia $\alpha = 60^\circ$.

Na uregulowanej Warcie, gdzie nurt najlepiej trzyma się brzegów, mamy łuki przeciętnie $R = 4B$. Na Odrze najmniejszy dopuszczalny promień wynosi właśnie $4B$. Na Łabie najmniejsze promienie istniejące wynoszą $4 — 5B$ (poniżej Saale), a nieraz trafiają się nawet poniżej $3B$ ($B = 160$ m, $R = 450$ m — ujście Tanger). Natomiast największe promienie wynoszą do 7000 m, ale usiłowaniem jest, wg postawionej zasady nie przekraczać 2500 m.

Należałoby jeszcze sprawdzić, czy tak stosunkowo wydatna krzywizna nie spowoduje zbyt wielkiej różnicy zwierciadła wody między brzegiem wklęsłym a wypukłym. Otóż dla warunków jak poniżej Warszawy przy średniej wodzie, tj. przy $V = 0,88$ m/sek. i szerokości zwierciadła 250 m, otrzymamy różnicę wysokości zw. między brzegiem wklęsłym a osią trasy, dla różnych promieni, na podstawie wzoru Goeking'a:

$$y = 0,235 v^2 \log \left(1 + \frac{x}{R} \right)$$

dla $R = 500$ m	$y = 1,7$ cm
„ $R = 700$ m	$y = 1,3$ cm
„ $R = 1000$ m	$y = 1,0$ cm
„ $R = 2500$ m	$y = 0,4$ cm

Te same mniej więcej wyniki daje wzór:

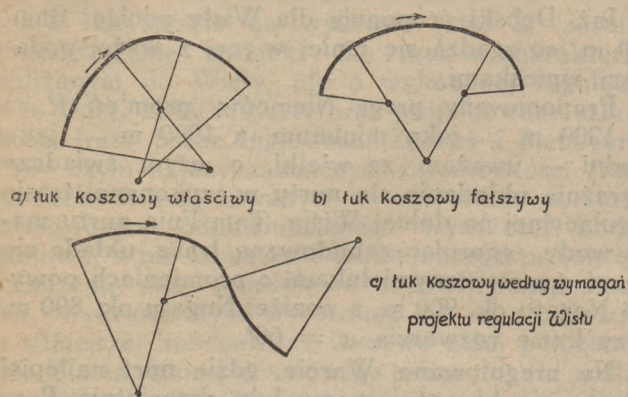
$$I = \frac{v^2}{R \cdot g}$$

Jeżeli byśmy postawili zasadę, zresztą nie bez słuszności, że spadek poprzeczny zwierciadła wody nie może być większy niż spadek podłużny, otrzymamy najmniejszy możliwy promień, który rzeka jeszcze ścierpieć może. Dla wyżej podanych założeń pod Warszawą otrzymamy w ten sposób ze wzoru poprzednio podanego, dla $v = 0,88$ m/sek. oraz $I = 0,25^{0/00}$: $R_{\min} = 320$ m, dla $I = 0,20^{0/00}$ — $R_{\min} = 400$ m.

To jest zatem minimum promienia, które w żadnym wypadku przekroczone być nie może.

Jeżeli chodzi o trasowanie, to wszystko jedno jak tę zasadę ujmujemy, czy tak jak inż. Zaczek (małymi promieniami przy podchodzeniu do przejścia, a dużymi przy wychodzeniu trasy z przejścia), czy tak jak inż. Dębski, zawsze otrzymamy zasadę, że w największą krzywiznę należy

wodę wprowadzać stopniowo, a nie nagle (lemniskata), natomiast wyprowadzić z wielkiej krzywizny można nawet prostą styczną. Żeby te słuszne wymagania spełnić, należałoby o ile możliwości stosować łuki koszowe wg typu (C) przedstawionego na rys. 3. Proste przejściowe uważam za



Rys. 3.

zbyteczne. Stanowią one tylko ulgę przy projektowaniu.

Rzeka Wisła, jak może żadna z rzek europejskich, daje ogromne możliwości badań i studiów, a to dzięki temu, że ma wszelkie stadia regulacji, od stanu zupełnie dzikiego do partii od kilkudziesięciu lat zupełnie uregulowanej, na poważnej długości, jak i partie o częściowo wykonanej zabudowie i również odcinki próbne. A pomimo tego stwierdzić niestety musimy, że wyników badań mamy mało. Dwadzieścia lat niepodległości i dysponowania Wisłą na całej jej długości, zupełnie sytuacji w tym względzie nie polepszyło. Ciągłe jeszcze błakamy się w przypuszczeniach i domysłach w sprawach, które dawno powinny być rozstrzygnięte.

INŻ. JACEK DOMAŃSKI

Droga wodna Przemszy i Górnej Wisły (Modrzejów–Kraków–Opatowiec)

1. HISTORIA PROJEKTU.

Projektowana droga wodna od Modrzejowa (Mysłowic) do ujścia Dunajca stanowi górny odcinek drogi wodnej Wisły. Pomysł budowy drogi wodnej ze Śląska do Krakowa i dalej aż do ujścia Sanu podjęło odrodzone Państwo Polskie w ustawie z dnia 9.VII.1919 r. o budowie kanałów żeglugi. W skład projektowanej drogi przewidywano włączenie będącego w budowie, odcinka Małopolskiego Kanału Żeglugi, projektowanego przez rząd b. Austro-Węgier. W okresie od 1919 do 1939 r. przeprowadzone zostały liczne studia i opracowano szereg projektów wstępnych, a nawet częściowo szczegółowych.

Rozważania na temat projektu tego odcinka drogi wodnej oscylowały między trzema zasadniczymi założeniami, a mianowicie:

- a) budową kanału żeglugi na odcinku od Modrzejowa do ujścia Dunajca, jako kanału bocznego (lateralnego) Przemszy i Wisły;

Nie chcę przez to powiedzieć, żebyśmy dzisiaj nie mieli możliwości podjąć decyzji odnośnie zasad regulacji Wisły, wprost przeciwnie, nic nie stoi na przeszkodzie, żeby definitywnie sprawę przesądzić i do wykonania przystąpić z całym rozmachem. Ale chciałem zaznaczyć, że chociaż podstawy hydrotechniczne regulacji zostaną ustalone, badania w szerokiej skali należałoby prowadzić dalej, bo tą drogą niejedno jeszcze będzie można poprawić i zmienić.

Uważam, że te badania powinny dać nam jeszcze odpowiedź przede wszystkim na następujące pytania:

- 1) Jaki jest współczynnik szorstkości (K) dla różnych partii rzeki, przy różnych stanach wody i jak wykonanie regulacji wpływa na zmianę wartości tego współczynnika? Dalszą konsekwencją tego będzie ustalenie wzorów na chyżość dla różnych odcinków rzeki Wisły.

- 2) Jaki jest związek pomiędzy krzywiznami, a największą głębokością w partii nieuregulowanej i uregulowanej, czyli jaki jest obraz funkcji: $t_{\max} = f(q, Q, t_s)$. Związek ten ustalał np. Boussinesque oraz Farque dla rzeki Garonny.

- 3) Podług jakich prawideł układają się krzywizny na odcinkach uregulowanych, przy różnych stanach wody, w szerokości trasy 250 i 375 m? Te studia łatwo jest przeprowadzić na podstawie okresowych sondowań, przeprowadzanych przez Zarządy Wodne.

- 4) Jakich zmian oczekiwać należy w generalnym profilu podłużnym Wisły po wykonaniu regulacji środkowego jej biegu? (Studium porównawcze).

- 5) Jak się przedstawia bilans materiału wleczonego w różnych partiach jej biegu i pod Schiewenhorst — co dzisiaj, wobec swobodnego dysponowania ujściem do morza, łatwo jest wykonać.

- b) regulacją Wisły i zasilaniem jej ze zbiorników w okresach niższych stanów i przepływów;
- c) kanalizacją Przemszy i Wisły, z zastosowaniem, częściowo, bocznych kanałów żeglugi.

Pomysł kanału bocznego Przemszy i Wisły od Modrzejowa do ujścia Dunajca pozostał jako rozwinięcie dawnego pomysłu budowy kanału Małopolskiego. Budowa takiego kanału wymagałaby znacznych kosztów, szczególnie ze względu na bardzo kosztowne mosty kanałowe przy przekroczeniu Wisły, Skawinki, Raby, Uszwicy oraz szeregu mniejszych rzek i potoków, a równocześnie, niezależnie od budowy kanału, Wisła na tym odcinku wymagałaby również ze strony Skarbu Państwa dalszych i stałych dotacji na utrzymanie brzegów i istniejących budowli regulacyjnych. Względem technicznych, a więc wysokie nasypy przy przekroczeniu rzek oraz mosty kanałowe, trudne do budowy i utrzymania, natomiast łatwe do

uszkodzenia, przemawiały również przeciwko przyjęciu tego rozwiązania, skoro nasuwały się rozwiązania bardziej proste.

Uzupełniająca regulacja i zasilanie górnej Wisły wymagałaby znacznych pojemności zbiorników, które trzebaby zbudować na Małej Wiśle, Sole i prawdopodobnie Skawie. W ten sposób istnieje możliwość utworzenia drogi wodnej, jednak o znacznie mniejszym tonażu kursujących barek.

Z tych względów, dla utworzenia drogi wodnej dla barek typu Dunaju, tj o ładowności 600 — 675 ton, jest niewątpliwie najsłuszniejsze rozwiązanie trzecie, tj. kanalizacja Przemszy i Wisły, z zastosowaniem, na pewnych niesprzyjających kanalizacji odcinkach, kanałów bocznych (lateralnych). Zasada takiego rozwiązania przyjęta była w jednej z alternatyw projektu Ministerstwa Komunikacji z 1939 r., obejmującej odcinek od Modrzejowa do Krakowa. Projekt ten stanowi punkt wyjściowy opracowanego w okresie 1945 — 1946 r. przez Okręgową Dyрекcję Dróg Wodnych w Krakowie projektu wstępnego.

2. GOSPODARCZE ZNACZENIE DROGI WODNEJ.

Podobnie jak Odra łącznie z kanałem Gliwickim stanowi już dziś dla Śląska drogę wodną dla wymiany towarowej z zagranicą przez Szczecin oraz z ziemiami Zachodnimi — tak Wisła łącznie z drogą wodną Modrzejów — Opatowiec (ujście Dunajca) stanowić będzie połączenie Śląska z województwami południowymi, centralnymi, północno-wschodnimi, z Gdańskiem oraz pośrednio przez Bug lub Kanał Dęblin — Brześć, ze Związkiem Radzieckim.

Poszczególne odcinki drogi wodnej Wisły wchodzi w skład innych magistrali wodnych o znaczeniu międzynarodowym, jednak Wisła, jako droga wodna, ma przede wszystkim znaczenie wewnętrzne.

Utrzymanie dotychczasowego podziału naszego Kraju na część zachodnią (A) przemysłową i wschodnią (B) rolniczą i gospodarczo słabo aktywną jest nie do pomyślenia. Przebudowa struktury gospodarczej, a więc przede wszystkim podniesienie ogólne uprzemysłowienia wzmocze w najbliższej przyszłości ilość przewozów masowych.

W związku z odśrodkowym w stosunku do reszty kraju położeniem Śląska, naszej bazy przemysłu i podstawowych surowców, przeciętne odległości przewozów kolejowych w Polsce wynosiły w latach przedwojennych około 300 km, podczas gdy w Czechosłowacji — 125, we Francji — 140 i Niemczech — 150 km. W nowym układzie granic podana liczba 300 km może wskazywać pewne odchylenie korzystnego zmniejszenia, tym nie mniej można przyjąć, że średnie odległości przewozów w naszej gospodarce są 2-krotnie wyższe niż w innych krajach o zbliżonej strukturze gospodarczej.

W świetle tych uwag można stwierdzić, że koszt przewozu w Polsce, jako pewien procent kosztu wytworzenia towaru, odgrywa znacznie większą rolę niż w innych krajach zachodniej Europy,

a więc że potaniecie przewozów ma dla naszej gospodarki szczególnie ważne znaczenie oraz, że rozwój drogi wodnej Przemszy i Wisły, jako bezsprzecznie najtańszego środka przewozów masowych, stanowi dla upośledzonej gospodarczo części Kraju w dorzeczu Wisły pierwszorzędne zagadnienie.

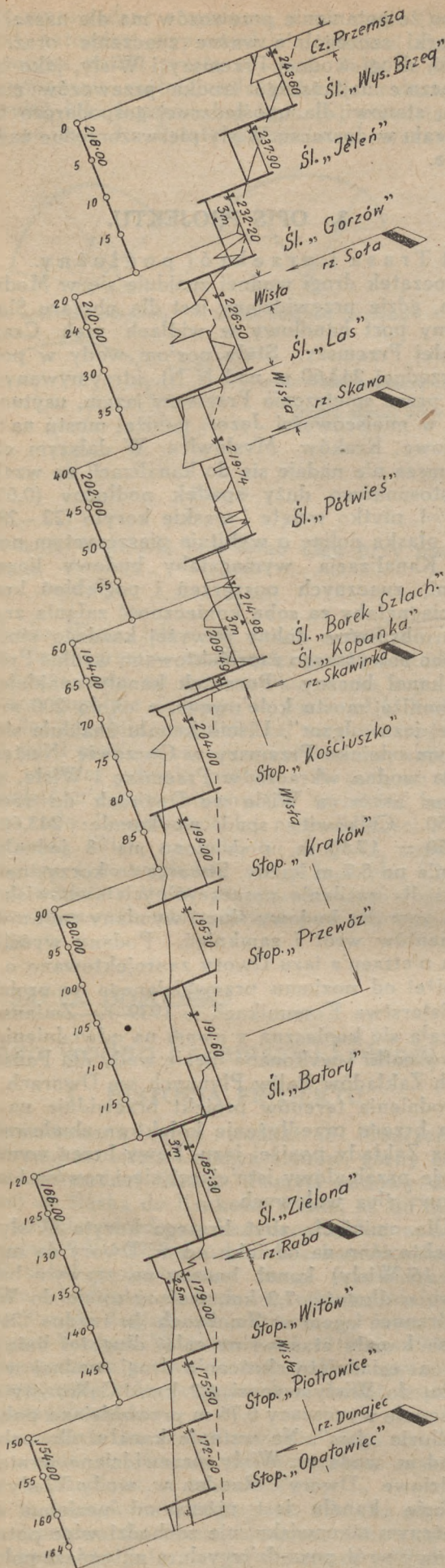
3. OPIS PROJEKTU.

a) Trasa i przekrój podłużny.

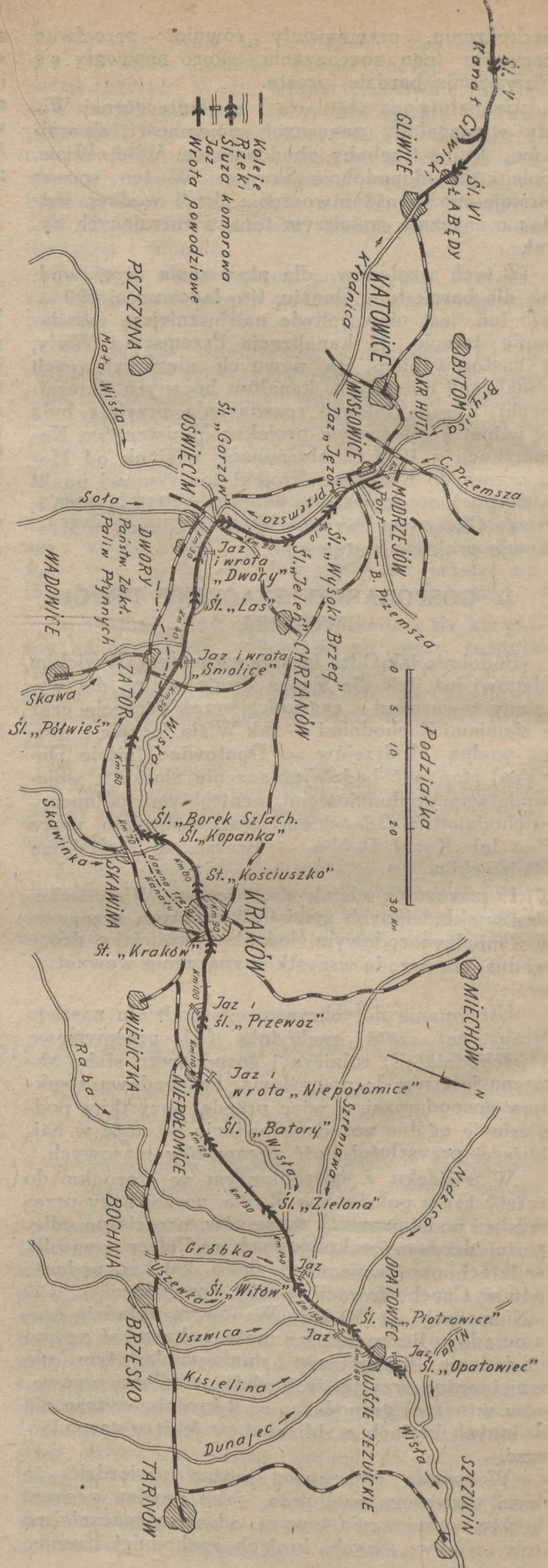
Początek drogi wodnej znajduje się w Modrzejowie, gdzie przewidziany jest dla obszaru Śląska główny port handlowy w widłach rzek Czarnej i Białej Przemszy. Stały poziom wody w porcie (na rzędnej 243,60 m nad N N), utrzymywany będzie przez spiętrzenie Przemszy jazem, usytuowanym w miejscowości Jęzor, poniżej mostu na linii kolejowej Kraków—Mysłowice. W dalszym ciągu Przemsza nie nadaje się do kanalizacji ze względu na stosunkowo duży spadek podłużny (0,65 — 0,70‰), płytko wcięte i wąskie koryto (22—28 m) oraz płaską dolinę o wybitnie piaszczystym podłożu. Kanalizacja wymagałaby budowy licznych stopni, znacznych poszerzeń i pogłębień koryta i pociągnęłaby za sobą konieczność zalania znacznych obszarów doliny powyżej każdego stopnia. Wobec powyższego zaprojektowano wzdłuż Przemszy kanał boczny. Początek kanału znajduje się tuż poniżej mostu kolejowego, a około 200 m powyżej jazu „Jęzor”. Ujście kanału znajduje się na dolnym odcinku Przemszy w Gorzowie. Następnie droga wodna wkracza w Przemszę i Wisłę, spiętrzone jazem na Wiśle we Dworach do rzędnej 226,50. Całkowity spadek na kanale: 243,60 — 226,50 = 17,10 m, podzielono na 3 jednakowe stopnie po 5,7 m każdy. Stwarza to korzystne warunki dla zasilania poszczególnych stanowisk kanału oraz dla budowy śluz i wymiany zapasowych elementów wrót i zamknięć. Podany wyżej poziom spiętrzenia jazu Dwory zaprojektowano o 1,10 m niżej od poziomu przewidzianego w projekcie Ministerstwa Komunikacji z 1939 r. Zmiana ta okazała się konieczną z uwagi na odwodnienie terenów cofki i wykonanie ujęcia wody dla Państwowych Zakładów Paliw Płynnych we Dworach. Dla odwodnienia terenów projekt przewiduje na prawym brzegu przedłużenie kolektora zbudowanego przez Zakład poniżej jazu. Lewy brzeg wymagać będzie przebudowy istniejącej sieci rowów i przebudowy śluz wałowych.

Dla ominięcia zbyt krętego koryta Wisły zaprojektowano na odcinku od m. Dwory do m. Las (km 16 Wisły) kanał boczny na prawym brzegu rzeki, o długości 7,2 km, mający ujście do Wisły, spiętrzonej jazem w Smolicach do rzędnej 219,74. Trasa kanału stanowi na całej długości linię prostą, a osiągnięte skrócenie drogi wodnej w stosunku do Wisły wynosi 4,2 km. Całkowity spadek na kanale wynoszący 6,76 m przewidziano pokonać na śluzie „Las”. Na wstępie kanału, dla ochrony przed w. wodą rz. Wisły, przewidziano wrota powodziowe „Dwory”. Rzędna w. wody Wisły przy wylocie kanału jest niższą od poziomu wody w górnym stanowisku, nie zachodzi więc potrzeba budowy wrót powodziowych, a natomiast połącze-

Rys. 2. Profil podłużny.



Rys. 1. Plan sytuacyjny drogi wodnej Przemszy i górnej Wisły.



nie obustronne wałów z przyczółkami służy komorowej. Usytuowanie jazu w Smolicach w km Wisły 23+8 i rzędna piętrzenia 219,74 zostały przesądzone przez poniżej leżący odcinek Kanału Małopolskiego, częściowo już wykonany dla tego poziomu. Stanowisko wytworzone spiętrzeniem tego jazu sięga od słuz w m. Las do słuz w m. Półwieś (na odcinku Kanału Małopolskiego) i posiada długość 19,2 km, z czego na skanalizowaną Wisłę przypada 8 km.

Poczynając od Smolic zaprojektowano kanał boczny wzdłuż prawego brzegu Wisły obejmujący częściowo odcinek kanału Małopolskiego do m. Borek Szlachecki. Dawna trasa kanału (patrz plan syt.) prowadziła dalej prawym brzegiem Wisły do Krakowa. Na tym odcinku przekraczała trasę koryto rz. Skawinki (zlewnia 340 km²) mostem kanałowym. W myśl zalecenia Rady Technicznej Ministerstwa Komunikacji opuszczono na odcinku od Borku Szlacheckiego do Skawinki wykonane częściowo roboty ziemne i wprowadzono trasę kanału do Wisły pod m. Kopanka. Cały spad, poczynając od jazu w Smolicach na rzędnej piętrzenia 219,74 do rzędnej piętrzenia na stopniu „Kościuszk” (o czym niżej) na rzędnej 204,00, w wysokości 15,74 m, podzielono na 3 stopnie. Ze względu na wykonane już na tym odcinku znaczne ilości robót, spad na słuzie „Półwieś” przyjęto według projektu Kanału Małopolskiego, w wysokości 4,76 m. Pozostały spad w wysokości 10,98 m skoncentrowany na omawianym zejściu do Wisły podzielono na 2 równe stopnie „Borek Szlachecki” i „Kopanka” po 5,49 m. Trudność przy zasilaniu stanowiska Półwieś-Borek Szlachecki, ze względu na mniejszy spad słuz „Półwieś”, zostanie pokonana przez upust regulujący dopływ przy słuzie. Dla ochrony kanału przed wtargnięciem w wód Wisły przewidziano na wlocie kanału w Smolicach wrota powodziowe. Rzędna naiw. teor. w. wody Wisły przy wylocie kanału w Kopance jest wyższa od górnego poziomu słuz o około 2,1 m. Ze względu na to, że prawdopodobieństwo występowania takich stanów wynosi 0,5 ÷ 1% (abs. max. przy wlocie kanału jest zaledwie o 2,3 cm wyższe od górnego poziomu), nie przewidziano w projekcie wrót powodziowych, a natomiast przedłużenie obwałowania do przyczółków słuz Borek Szlachecki” (dług. wałów około 1400 m), dopuszczając w takim wypadku zalew słuz „Kopanka”.

Na 19,6 km długości trasy Kanału Małopolskiego roboty ziemne wykonane są w 50%. Przewidziane w dawnym projekcie Kanału Małopolskiego ilości obiektów, a w szczególności mostów i lewarów nie są technicznie ani gospodarczo uzasadnione, wobec czego przewiduje się rewizję tego załadnienia. Z ogólnej ilości 31 lewarów i wpustów dla odprowadzenia potoków i rowów — 17 zostało już dotychczas wykonanych, tj. około 55%, przy czym projekt przewiduje z pozostałej ilości 14 lewarów wykonanie tylko 4, a natomiast zamianę 10 na wpusty. W dawnym projekcie tego odcinka przewidziano 20 mostów drogowych, tj. przeciętnie 1 most na 1 km długości kanału, przy czym z tej ilości wykonano już 11 mostów.

Ten stan rzeczy, ze względu na wysokie koszty utrzymania mostów oraz brak uzasadnienia go-

spodarczego, wymaga zmiany. W związku z tym projekt niniejszy przewiduje pozostawienie tylko 8 wykonanych mostów oraz przeniesienie 3 konstrukcji mostowych na inny odcinek, gdzie zachodzi istotna ich potrzeba. Ogółem nie licząc słuz „Półwieś”, której budowa nie została rozpoczęta, na objętym projektem odcinka Kanału Małopolskiego stan wykonania robót można przyjąć procentowo:

roboty ziemne	50%
mosty	100%
lewary, wpusty	55%.

Jak wspomniano wyżej opuszczono trasę dawnego Kanału Małopolskiego na odcinku od Borku Szlacheckiego do Skawinki. Na tym odcinku o długości około 3,6 km był częściowo wykonane obiekty i roboty ziemne, których wartość wg cen z 1939 r. wynosi łącznie około 278.000 zł.

Za projektowaną zmianą przemawiają względy techniczne i gospodarcze oraz potanie budowy, a mianowicie:

- lepsze warunki żeglugi na odcinku skanalizowanej Wisły niż na kanale;
- uniknięcie budowy ciężkiego mostu kanałowego nad Skawinką;
- skrócenie czasu budowy;
- możliwość wykorzystania energii na stopniu „Kościuszk”;
- koszt mniejszy budowy o około 4.500.000 zł z 1939 r.

Poczynając od Kopanki (km 58 Wisły) aż do Niepołomic (km 101 Wisły) przewidziano kanalizację Wisły przy zastosowaniu 4 stopni: „Kościuszk”, „Kraków”, „Przewóz” i „Niepołomice”. Omawiany odcinek Wisły odznacza się głęboko wciętym korytem, nadaje się zatem szczególnie do kanalizacji.

Stopień „Kościuszk” usytuowany w km 70,4 Wisły, piętrzy Wisłę do rzędnej 204,00, przy czym cofka sięga do Kopanki (km. 58 Wisły). W rejonie cofki w km 69 Wisły znajdują się zakłady wodociągowe m. Krakowa, ujmujące wodę z szeregu studzien na brzegu Wisły. Spiętrzenie Wisły zapewni stały dopływ wody do studzien i zwiększy wydajność wodociągów, które obecnie nie są w stanie pokryć zapotrzebowania miasta. W związku z tym sprawa budowy jazu Kościuszk była tematem memoriału Zarządu Miasta do Ministerstwa Komunikacji.

Stopień „Kraków” przewiduje się rozwiązać wg dawnego projektu Kanału Małopolskiego, z poziomem piętrzenia ustalonym na rzędnej 199,0, ze względu na wykonane już w obrębie cofki bulwary, kolektory i przelewy burzowe kanalizacji miejskiej oraz słuz wałowe. Cofka jazu zapewnia dostateczną głębokość poniżej stopnia „Kościuszk” w km 70,4, a więc stwarza drogę wodną na długości około 11 km.

Projekt Kanału Małopolskiego przewidywał wykorzystanie cofki tego jazu tylko na długości około 3 km. do projektowanego ujścia kanału w Ludwinowie.

Jaz „Niepołomice“ usytuowany w km 102 Wisły służy dla kanalizacji Wisły i wprowadzenia oraz ustalenia poziomu wody w kanale bocznym Niepołomice — Batorv. Utworzone w ten sposób stanowisko posiada długość 15,2 km, z czego na skanalizowana Wisłę przypada 8 km. Na wlocie kanału w celu ochrony przed wtargnięciem w. wód Wisły przewiduje się wrota powodziowe. Poziom w. wód Wisły przy wlocie kanału jest niższy od poziomu górnej wody śluży „Zielona“, wobec czego wrota ochronne nie są potrzebne, natomiast przewidziano tylko przedłużenie obustronne wałów wiślanych do przyczółków śluży.

Na odcinku od Raby do Dunajca rozważano i zbadano w terenie szereg alternatyw projektu, obejmujących w zasadzie 2 pomysły: kanalizację Wisły i kanał boczny. Pomysł kanału bocznego na prawym brzegu Wisły okazał się niewłaściwy ze względu na poważne trudności związane z przekroczeniem szeregu dopływów, a mianowicie Gróbkki, Uszewki, Uszwicy i odprowadzeniem ich wód powodziowych, jak również ze względu na wysokie koszty.

Rozważanie szeregu kombinacji wzajemnego układu stopni kanalizacyjnych, z uwzględnieniem względów melioracyjnych, a szczególnie odwodnienia gruntów w dolinach dopływów Nidzicy, Uswicy i Szreniawy, doprowadziło do ustalenia trzech stopni:

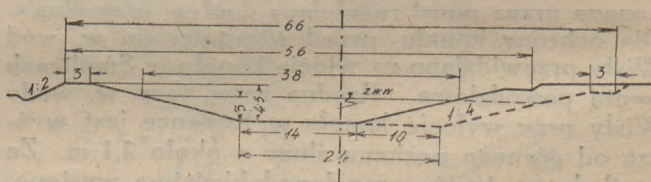
Stopień „Witów” (km 143 Wisły) usytuowany został powyżej dopływów: Szreniawy i Gróbk, które odprowadzają wody na dolny poziom stopnia.

Podobnie zaprojektowano stopień „Piotrowce”, (km 152 Wisły) przy zapewnieniu odprowadzenia na dolny poziom stopnia dopływów Uswicy i Nidzicy.

Stopień „Opatowiec” (km 162 Wisły) usytuowany poniżej ujścia Dunajca stanowi również pierwszy stopień kanalizacyjny na tej rzece, tworząc około 10 km bocznej drogi wodnej.

b) Przekrój poprzeczny kanału.

Przekrój poprzeczny kanałów bocznych zaprojektowano dla 2-ch etapów rozbudowy, jako trapez o szerokości w dnie 14 i 24 m, pochyleniu skarp 1:4 i głębokości 3 m. Na odcinkach trasy o przeważających nasypach przewiduje się od razu przekrój według etapu II.



Rys. 3. Przekrój poprzeczny kanału.

W I etapie dla barek typu Dunaju o wymiarach: długość — 63 m, szerokość 8,2 m i największe zanurzenie 1,90 m, stosunek przekroju poprzecznego barki wyniesie:

$$m = \frac{F_1}{f_1} = \frac{78}{15,2} \approx 5,1$$

W II etapie dla barki typu Łaby o wymiarach: długość 75 m, szerokość 10,6 m, największe zanurzenie 2,0 m — stosunek n :

$$n_2 = \frac{F_2}{f_2} = \frac{108}{20,8} \approx 5,2 \text{ м}$$

Przyjęte łagodne pochylenie skarp kanału zapewnia ich stałość oraz dozwala na lekkie umocnienie tłuczniem, jako ochronę przed szkodliwym działaniem fal przy ruchu statków. Uszczelnienie koryta przewidziano w nasypach, ze względu na ich stałość. Początkowe straty wody wskutek przeciekania na innych odcinkach nie uszczelnionych

są bez znaczenia, wobec dostatecznych ilości wód do zasilania.

c) Typy śluz komorowych i barek, przełotność drogi wodnej i jej zasilanie.

Tablica poniżej zamieszczona podaje główne typy, rozważanych dla drogi wodnej, barek i śluz komorowych oraz obliczone dla szeregu założeń przełotności i zapotrzebowanie wody na śluzowanie oraz inne straty (parowanie, wsiąkanie).

Podana w tablicy przełotność maksymalna obliczona jest przy założeniu 25 śluzowań dziennie w ciągu 16 godzin w 270 dniach roboczych okresu

większy (85×12) m dla barki typu Renu. Komora tej śluzy pomieścić może po jednej barce Dunaju, Łaby lub Renu (o wym. dług. 82,7 m, szer. 10,1 m, zanurzenie 2,5 m i ładowność 1450 t) albo też 4 barki typu Finow, o ładowności 250 t każda. W przewidywaniu, że w pierwszym okresie na kanale Przemszy zbudowane zostaną śluzы pojedyncze, przystosowane do sprzężenia w przyszłości z drugimi śluzami o identycznych wymiarach, wydaje się koniecznym przyjęcie do budowy od razu śluz o wymiarach większych.

Decyzja w sprawie wyboru właściwych wymiarów śluz komorowych winna być oparta na szcze-

L.p.	Typ barki	W y m i a r y				W y m i a r y ś l u z			Przelotność		Zapotrzebowanie wody m³/sek
		dług. m	szer. m	zanurze- nie m	ładunek ton	Oznaczenie	użyteczne		maksy- malna	rzeczy- wista	
							dług. m	szer. m			
A. Kanał boczny Przemszy.											
1	Dunaju	63	8,2	1,9	670	pojedyncza	67	9,6	4,5	3,0	2,4 ¹⁾
2	Łaby	75	10,6	2,0	1 094	pojedyncza	85	12	7,4	5,0	3,5 ¹⁾
3	Finow	41,5	5,1	1,5	250		85	12	14,8	10,0	3,8 ¹⁾
4	juw. lp. 2 i 3	—	—	—	—	2 bliźniacze	85	12	14,8	10,0	3,8 ¹⁾
B Skanalizowana Wisła i jej boczne kanały.											
5	juw. lp. 1	—	—	—	—	pojedyncza	67	9,6	4,5	3,0	2,7 ²⁾
6	juw. lp. 2 i 3	—	—	—	—	pojedyncza	85	12	7,4	5,0	4,0 ²⁾
7	Łaby	75	10,6	2,6	1 094	pociągowa	185	12	14,7	10,0	7,5 ²⁾

¹⁾ Uwaga: Do obliczeń przyjęto śluzę o spadzie 7,5 m.

²⁾ Uwaga: Do obliczenia przyjęto śluzę o spadzie 6,76 m.

żeglugi. Wobec nierównomierności ruchu i różnego tonażu kursujących barek, przyjęto w tablicy przełotność rzeczywistą w wysokości 2/3 przełotności maksymalnej.

Rada Techniczna Ministerstwa Komunikacji (1946 r.) zaleciła dla drogi wodnej typ barki Dunaju i odpowiednie dla niej wymiary użyteczne śluz komorowych. Niezależnie od powyższego zalecenia rozważona została w projekcie możliwość dalszej planowej rozbudowy drogi wodnej, a więc również zwiększenia przełotności ponad 3,0 mio ton rocznie. Zwiększenie przełotności na dłuższą metę może być osiągnięte przede wszystkim przez zwiększenie wymiarów śluz (śluzы pociągowe), co w następstwie wymaga zwiększenia zasilania.

Skanalizowana Wisła i jej kanały boczne mają zapewnione pokrycie najwyższego zapotrzebowania nawet przy niskich przepływach Wisły. Natomiast kanał boczny Przemszy będzie zasilany wodą tej rzeki (połączonych rzek Czarnej i Białej Przemszy), o zlewni około 2100 km², z której najmniejszy przepływ wynosi około 5,2 m³/sek. Z ilości tej należy przewidzieć 1,3 m³/sek na potrzeby wodociągowe, a więc dla potrzeb żeglugi zostanie 3,9 m³/sek. Z tego względu dla kanału bocznego Przemszy przewidziano typ śluz bliźniaczych, dających około 45% oszczędności wody na śluzowanie.

W rozważaniach powyższych przyjęto wymiary śluz zalecone przez Radę Techniczną oraz typ

głównych porównaniach kosztów, a poza tym uwzględnić klasę do jakiej projektowana droga zostanie zaliczona w ogólnym układzie i podziale polskich dróg wodnych. Ogólnie można nadmienić, że według przeprowadzonych obliczeń koszt śluzы o spadzie 5,7 m i wymiarach użytecznych (85×12) m z komorą o ścianach stalowych jest wyższy o 17% od podobnej śluzы o wymiarach ($67 \times 9,60$) m.

d) Porty, przystanie i zimowiska.

Port w Modrzejowie, położony w widłach Białej i Czarnej Przemszy, stanowić będzie główny port drogi wodnej Przemszy i Wisły dla Okręgu Śląskiego, podobnie jak port Gliwice, dla drogi wodnej Odry.

Port Kraków, stanowi skanalizowana Wisła i obustronne bulwary o łącznej długości 2500 m, zaopatrzone w bocznicę kolejową i dojazdy drogowe. Bulwary zostały wybudowane w ramach robót kanalizacji Wisły w Krakowie i są obecnie wykorzystywane.

Szereg istniejących przystani kopalnianych nad Przemszą zostanie przełożonych nad kanał boczny. Budowa innych przystani, które okażą się konieczne dla potrzeb gospodarczych, nie napotka na jakiegokolwiek trudności.

Zimowiska dla taboru. Na trasie drogi wodnej istnieje szereg możliwości sprzyjających budowie zimowisk, a mianowicie w km 3, 24, 43,

km drogi wodnej	Oznaczenie stopnia (służby)	Moc instalow. kW	Produkcja roczna mio kWh
36,3	Las	1200	4,80
55,7	Półwieś	350	1,40
70,2	Borek Szlach.	405	1,62
71,4	Kopanka	405	1,62
83,6	Kościuszk	3000	12,00
94,0	Kraków	2200	8,80
104,0	Przewóz	2200	8,80
120,4	Batory	1800	7,20
134,3	Zielona	1570	6,28
147,0	Witów	2600	10,40
155,0	Piotrowice	2100	8,40
162,0	Opatowiec	4250	17,00
		22080	88,32

95, 106, 139 i 162 drogi wodnej, których rozbudowa przewidziana jest stopniowo w miarę wzrostu taбору.

INŻ. ZYGMUNT SOCHOŃ

Kilka uwag na temat wzoru Inż. K. Dębskiego na dopuszczalną prędkość w korycie Wisły

W Nr 3 „Gospodarki Wodnej” z 1946 r. (str. 122—134) Inż. Kazimierz Dębski zamieścił pracę pt. „Prędkość dopuszczalna i siła poruszająca w korycie Wisły”. Sam temat i wyniki pracy są b. ciekawe i nader aktualne w obecnej fazie prac nad technicznym rozwiązaniem zagadnienia regulacji Wisły. I dlatego — moim zdaniem — wymiana zdań na temat poruszony w w/w pracy jest wskazana, nie dla krytyki czy pochwał, ale z potrzeby znalezienia właściwego związku funkcyjnego między hydraulicznymi elementami koryta Wisły, którego zastosowanie w projekcie przyszłego koryta regulacyjnego zapewniłoby po zrealizowaniu projektu równowagę dna zgodnie z naturalnymi warunkami ruchu wody i rumowiska.

Regulacja rzeki — w danym wypadku Wisły — będzie miała za zadanie ustalenie równowagi pomiędzy elementami ruchu, a więc między ilością płynącej wody, spadkiem rzeki, ilością i jakością materiału wlezonego oraz wymiarami i kształtem koryta i dodałbym jeszcze — rodzajem gruntu, w którym znajduje się koryto rzeczne.

Znalezienie związku funkcyjnego między tymi elementami ruchu, wody i rumowiska, odpowiadającego warunkom naturalnym w całej pełni jest niemożliwe, ale osiągalne do pewnego stopnia dokładności. Ten stopień w dużej mierze zależy zarówno od przeprowadzonych badań, jak również i od wyjściowych założeń przy wykorzystywaniu ich celem znalezienia odpowiednika matematycznego dla związku funkcyjnego, który niewątpliwie istnieje w naturze — do wykrycia naturalnego prawa warunkującego istnienie równowagi między elementami ruchu wody i rumowiska.

Inż. Dębski przy poszukiwaniu naturalnego związku funkcyjnego dla określenia dopuszczalnej

Istniejącym obecnie większym zimowiskiem na omawianym odcinku jest port Płaszów, o powierzchni basenu około 2,5 ha, przy czym istnieje możliwość dalszej rozbudowy.

e). Wykorzystanie energii wodnej.

Szczegółowe omówienie tego zagadnienia wymagałoby znacznego rozszerzenia artykułu, wobec czego podaje się zestawienie zakładów i przewidywanej produkcji, których budowa wydaje się technicznie i gospodarczo uzasadnioną (tab. obok).

f) Kosztorys robót.

Ogólny koszt przewidywanych robót opracowany wstępnie według cen przetargowych i waluacie z 1939 r. opiewa 86.320.000 zł. Koszt 1 km drogi wodnej wynosi: kanałów bocznych od 555.000 do 700.000 zł, średnio 610.000 zł, kanalizacji Wisły od 330.000 do 586.000 zł, średnio 442.000 zł.

prędkości średniej przekroju Wisły wyszedł ze wzoru Chezy $V = C \sqrt{i}$. Najtrudniejszą zwykle sprawą jest określenie współczynnika prędkości C i w w/w pracy właściwie poszukiwanie związku funkcyjnego dotyczyło współczynnika C , określonego ze wzoru Chezy dla pomiarów w różnych przekrojach Wisły. Moim zdaniem sposób ten był raczej połowicznym na drodze do celu. Jak wiemy, w różnych warunkach związku funkcyjne dotyczące prędkości mogą być różne. Dowodzą tego różne wzory zarówno dla określenia współczynnika C oraz prędkości V ze współczynnikiem szorstkości lub bez. Wybór tego czy innego wzoru dla danych warunków jest zawsze ryzykowny i dlatego w ostatnich czasach jest tendencja do znalezienia związku funkcyjnego, określającego średnią prędkość przekroju nie tylko dla całej długości rzeki a nawet dla poszczególnych jej odcinków. I tak np. Sol. dan dla szeregu odcinków Wezery ustalił związki funkcyjne dla określenia średniej prędkości potencjalnej. Winkel podał dla przybliżonych obliczeń wzór na prędkość potencjalną średnią w przekroju w postaci:

$V = R^{5/7} \cdot f(J)$, gdzie $f(J) = 185 J^{1/7} - 210 J^{4,5/7}$. Szereg nowszych formuł na średnią prędkość potencjalną w przekroju można sprowadzić do ogólnej postaci:

$$V = a \cdot f_1(R) \cdot f_2(J) \text{ lub } V = a \cdot R^b \cdot J^c$$

gdzie a , b i c mogą być odpowiednimi funkcjami promienia hydraulicznego R i spadku J (por. wzory Matakiewicza).

Niewątpliwie podobny charakter mogą mieć wzory na prędkość dopuszczalną średnią w przekroju.

Wzór Chezy $V = C \sqrt{R \cdot J}$, względnie $V = C \sqrt{i} \cdot J$ odpowiada wartościom $a = C$, $b = c = 0,5$.

Brahms¹⁾ (1753 r.) wyraził pogląd, iż spadek zależny jest od tego, że napędzająca siła ciężkości winna być równa oporom spotykanym przy płynięciu w korycie. Po nim Chezy²⁾ podał swój wzór dla ruchu wody w kanałach, na podstawie warunku, że składowa prędkości musi się równać sumie pokonywanych oporów. Sumę tych oporów można przedstawić w postaci przybliżonej funkcji $f=a \cdot V^n$.

Ostatecznie otrzymamy wzór na prędkość $V=C \sqrt[n]{R \cdot J}$. Chezy podał wzór, w którym $n=2$ i w tej formie jest b. często używany w hydrotechnice.

Nasuwa się tu pytanie, czy przyjęcie wzoru Chezy, a tym samym założenia, że opory ruchu wyrażają się funkcją $f=V^2$ dla warunków Wisły jest zgodne z naturalnymi zjawiskami ruchu? Przyjęcie współczynnika C jako funkcji prędkości, spadku i głębokości na podstawie wzoru Chezy jest już założeniem, które jest w pewnej kolizji z tendencją znalezienia naturalnego związku funkcyjnego na prędkość dopuszczalną w korycie Wisły. Możliwe, że wybór jest dobry — ale nieprzekonywujący.

Przy ustalaniu współczynnika C jako funkcji spadku i głębokości przyjęto wyniki pomiarów hydrometrycznych wykonanych na tych odcinkach, których spadek (i) w czasie pomiaru prędkości nie różnił się więcej niż 20% od spadku przeciętnego (J) na danym odcinku, wychodząc z założenia, że równowaga w korycie jest tam, „gdzie spadek zwierciadła wody zgadza się z przeciętnym spadkiem koryta” i że „analogiczne warunki równowagi muszą istnieć w uregulowanym korycie rzeki, o ile poziom dna rzeki nie ma się zmienić”. Nasuwa się tu pytanie, czy spadek przeciętny (J) na poszczególnych odcinkach Wisły w stanie obecnym nie ma tendencji do zmiany w kierunku zmniejszenia względnie zwiększenia, bo to wskazywałoby, że w korycie na takich odcinkach po uregulowaniu rzeki z przeciętnym jego spadkiem (J) nie będzie można uzyskać równowagi dna i proces erozyjny albo namulający będzie trwał samoczynnie aż do wyrównania się prędkości odpowiadającej naturalnemu związkowi funkcyjnemu hydraulicznych elementów koryta. Jeśli istnieją tego rodzaju odcinki na Wiśle i były wzięte pod uwa-

gę w w/w pracy, należałoby przypuszczać, że wypośredkowany wzór na prędkość dopuszczalną jest częściowo oparty na wynikach pomiarów, nie odpowiadających zasadzie równowagi dna — a zatem może dawać wyniki błędne.

Z drugiej strony do takiego wniosku można dojść, porównując wykres zależności dopuszczalnego spadku w korycie Wisły od głębokości z przyjętymi wynikami pomiarów hydrometrycznych, do ustalenia wzoru na prędkość dopuszczalną oraz na podstawie stwierdzenia, że „spadki dopuszczalne przy głębokościach 2 do 5 m dochodzą do 16 i 10 cm na kilometr. Spadki większe są szkodliwe. Z tabeli 2, obejmującej wybrane wyniki pomiarów prędkości, widzimy, że do wypośredkowania wzoru na dopuszczalną prędkość wzięto wyniki, które znajdują się poza granicami ujętymi w w/w stwierdzeniu oraz wykresem spadku dopuszczalnego — a zatem nie odpowiadają warunkowi równowagi przy różnych stanach wody.

Moim zdaniem można byłoby po stwierdzeniu, że spadki, przy głębokościach 2 do 5 m, większe od 0,16 ‰ i 0,10 ‰, względnie wykraczające poza granice spadów dopuszczalnych (rys. 9), są szkodliwe — pominąć wyniki pomiarów znajdujące się w tabeli 2, a wykraczające poza wspomniane granice i metodą tą samą dojść do nowego, poprawionego wzoru na średnią prędkość dopuszczalną w przekroju. Możliwe, że musielibyśmy żmudną drogą kolejnych przybliżeń dojść do ostatecznego wzoru — ale w ten sposób byłibyśmy bliżsi prawdy.

Rzeka dąży samoczynnie z biegiem czasu do ustalenia przeciętnego spadku (J) na dłuższym odcinku. Jeśli jednak na takim odcinku istnieją stosunkowo duże odchylenia spadku (i) na pewnych partiach koryta od przeciętnego spadku (J) niezmiennego w czasie — to istnieje problem, czy przez regulację rzeki i przez zmianę w pewnym stopniu stosunków przepływu, a przede wszystkim prędkości przy różnych stanach, da się zachować przeciętny spadek (J), czy też ulegnie on zmianie — i w jakim stopniu może to wpłynąć na kształtowanie się średniej prędkości dopuszczalnej w przekroju koryta rzecznej. Oczywiście trudno jest w tym zakresie przewidywać, jak się te stosunki ułożą na Wiśle po regulacji. W tym kierunku, o ile wiem, w hydrotechnice było b. mało badań na większych rzekach, a o ile są prowadzone, to jeszcze z powodu nie ustalenia się stanu trwałego koryta — trudno wysnuć zdecydowane wnioski w tym zakresie.

¹⁾ A. Brahms — „Aufgangsgründe der Deich — und Wasserbaukunst“ I cz., str. 103.

²⁾ P. S. Girard — „Mem. de la classe des sciences de l'Inst. de Paris“ 1813, 1815 r., str. 251.

INŻ. KAZIMIERZ DEBSKI

Odpowiedź na uwagi Inż. Z. Sochonia

Szanowny mój oponent zakwestionował następujące punkty moich wywodów o prędkości dopuszczalnej w korycie Wisły:

1. Uważa, że zamiast przyjmować formułę Chezy'ego należało wyjść z bardziej ogólnego równania funkcji.
2. Uważa, że selekcja pomiarów była wadliwa, że należało wyeliminować z rachunku właśnie te

spadki, które do rachunku wprowadziłem, albowiem:

- a) obecny spadek przeciętny na poszczególnych odcinkach Wisły może mieć tendencję do zmniejszenia lub zwiększenia, przeto nie może być miarodajny do ustalenia równania funkcji równowagi;

b) wykazałem, że spadek przeciętny dzisiaj, przy głębokościach większych od obliczonej przez mnie normy 1 m przestaje być spadkiem odpowiadającym warunkowi równowagi.

Ze zdaniem Inż. Sochonia w punkcie 1 zgadzam się. Formę ogólną równania prędkości taką, jaką proponuje Inż. Sochoń zastosowałem już w 1930 r. do obliczenia równania na prędkość wody pod pokrywą lodową¹⁾. Nie była mi więc ta forma obca.

W czasie prac nad formułą prędkości rzeki Wisły, ś. p. prof. Wóycicki, kierownik prac laboratoryjnych w Politechnice Warszawskiej chciał wyjść ze wzoru Manninga, który zawsze gorąco był przez niego popierany. Ówczesny okupacyjny kierownik Instytutu Hydrograficznego, a zarazem kurator zakładu wodnego w Politechnice, Sperling, narzucał zarówno mnie, jak i profesorowi Wóycickiemu swój odmienny punkt widzenia, zalecając oparcie się na faworyzowanej przez Niemców formule dużej Gauguillet - Kuttera.

Udało mi się te tendencje wyrównać i poprowadzić prace w kierunku pożądanym przez Inż. Sochonia, o czym świadczy wynik obliczeń. Otrzymane przez mnie równanie na prędkość dopuszczalną opiewa mianowicie:

$$V_0 = 0,97 \cdot i^{0,0676} \cdot t^{0,4907}$$

Inż. Sochoń proponuje formułę $v = a \cdot J^c \cdot R^b$

Zdawałoby się, że podstawiając $a = 0,97$

$$c = 0,0676$$

$$b = 0,4907$$

życzenie Inż. Sochonia możemy uważać za spełnione.

Sprawa zarzutu złej selekcji jest trudniejsza do uzgodnienia. Jasną jest rzeczą, że wadliwie przeprowadzona selekcja materiału nieuchronnie prowadzi musi do wadliwych wyników. Zarzut ten uzasadnił mój oponent dwoma argumentami.

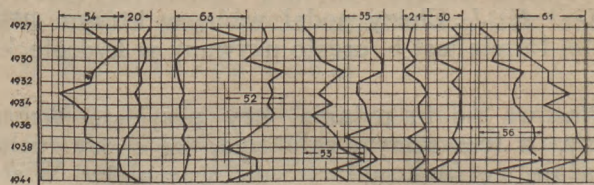
Argument pierwszy mówi, że na Wiśle są odcinki, na których obecny spadek przeciętny ma tendencję zwiększenia lub zmniejszenia i że wyniki pomiarów na takich odcinkach jako nie odpowiadające warunkom równowagi powinny być wyeliminowane.

Patrząc na tę sprawę „sub specie aeternitatis” możemy bez obawy popełnienia nieścisłości powiedzieć, że prawie wszystkie spadki na rzekach mają tendencję do zmniejszenia się. Wynika to bezpośrednio z istoty zjawisk erozyjnych w dolinach rzecznych. Tendencja ta przejawia się tym silniej im młodsza jest rzeka, a Wisła niestety jest bardzo młodą rzeką.

Także w krótszych okresach czasu zaobserwować możemy istotne zmiany wysokości dna w różnych punktach rzeki, a co zatem idzie, zmiany spadków lokalnych i przeciętnych. Nieuchronność tych zmian wynika bezpośrednio z faktu, że spadek przeciętny Wisły jest za duży i że nadwyżka siły poruszającej potencjalnej nad dopuszczalną wyładowuje się właśnie na przemieszczaniu i transporcie tworzywa, w którym wyżłobione jest koryto.

Zastanówmy się nad tym jakie to są ruchy. Sprawą tą zajmował się szczegółowo inż. Stanisław Siebauer.

Wyniki jego badań, odnoszące się do Wisły środkowej, przedstawiono na wykresie. Ruchy dna zobrażowane są tu za pomocą zmian stanów wody średniej niskiej w okresie żeglugi. Widać, że ruchy dna są duże i że z roku na rok wysokość dna zmieniać się może o kilkadziesiąt centymetrów.



Rys. 1.

O stałości dna rzeki typu Wisły trudno jest mówić.

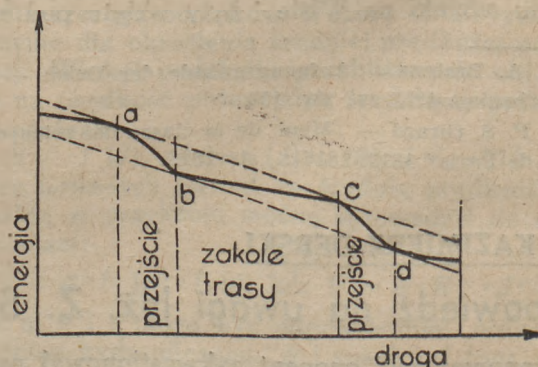
Stabilizacja dna w rzekach takich w sposób naturalny w ogóle nie może być osiągnięta. Gdybyśmy selekcję materiału pomiarowego ograniczyć chcieli tylko do takich przekrojów i do takich warunków, w których istnieje bezwzględna równowaga, wtedy nic by nam z naszego materiału pomiarowego nie pozostało.

Z konieczności więc musimy swe wymagania zmniejszyć i zadowolić się tylko tym materiałem pomiarowym, który odpowiada warunkom równowagi względnej. Po namyśle dojdziemy do wniosku, że miejsc na rzece, gdzie istnieje równowaga względna, szukać należy przede wszystkim na odcinkach o ruchu jednostajnym lub do ruchu jednostajnego zbliżonym.

Na odcinkach takich musi być: $\frac{dv}{ds} = 0$,

$$\frac{dt}{ds} = 0 \text{ oraz } \frac{di}{ds} = 0$$

Wielkości i , t oraz iloczyn $i \cdot t$ muszą być stałe. Oznaczenia: v — prędkość, i — spadek linii energii = spadkowi zwierciadła wody, t — głębokość, s — droga.



Rys. 2.

Punktami, które odpowiadają tym warunkom, mogą być tylko punkty styczności krzywej linii energii z prostą spadku przeciętnego, jak to wskazano na szkicu (punkty $a-b-c-d$). Tylko w pobliżu takich punktów linia energii jest równo-

¹⁾ Prace konfer. hydr. państw Bałtyckich w Warszawie 1930 r. i w Leningradzie 1933 r.

legła do linii zwierciadła wody. W każdym innym miejscu tej równoległości nie ma i być nie może.

Wyobraźmy sobie, że na pewnym odcinku, np. 200 m długim, prędkości zmieniają się od $V_1 = 1,5$ m/s do $V_2 = 0,5$ m/s. Spadek wysokości prędkości na takim odcinku wynosiłby $0,51\text{‰}$, t. j. prawie dwa razy tyle, ile wynosi spadek przeciętny Wisły środkowej. Przykład ten daje miarę możliwych błędów w obliczeniach spadku hydraulicznego na zasadzie samej tylko niwelacji zwierciadła wody.

Tak więc wydaje mi się, że selekcja materiału spełniająca warunek równoległości linii energii i linii zwierciadła wody najlepiej odpowiada celowi, a otrzymany tą drogą wzór podaje prędkość w korycie rzeki Wisły, przy ruchu jednostajnym i względnej równowadze dna ($i \cdot t = \text{Constans}$).

Pozostało do odpowiedzi pytanie, czy potrzeba z użytego materiału podstawowego eliminować wyniki pomiarów wykonanych przy sile poruszającej większej, aniżeli ta, która jest dopuszczalna i czy trzeba powtarzać jeszcze raz obliczenie funkcji. Odpowiedź na to nie jest trudna.

Przyjawszy zasadę, że największy dopuszczalny spadek jest $0,16\text{‰}$ i że odrzucamy wyniki pomiarów wykonanych przy spadkach większych, ograniczylibyśmy się wyłącznie do wykorzystania materiału zebranego na odcinkach Wisły o ruchu zmiennym na zakolach przed przejściami nurtowymi.

Ponieważ wszystkie normy znajdują w hydraulicznym zastosowaniu praktyczne tylko w warunkach zbliżonych do warunków doświadczeń i pomiarów, przeto nasza nowa funkcja dotyczyłaby

prędkości przy ruchu zmiennym w zakolach trasy. Oczywiście funkcja taka miałaby swój sens teoretyczny i sądzę mogłaby być stosowana w praktyce.

Dotychczas obliczamy prędkości w przekrojach regulacyjnych jedynie tylko wzorami na prędkość przy ruchu jednostajnym. Mając nową funkcję, moglibyśmy kusić się o bardziej dokładne obliczenie przekrojów na prostych i na łukach. Otwiera się przy tym możliwość znacznego udoskonalenia metody projektowania koryt regulacyjnych.

Jest to jednak, powtórzmy za Inż. Sochoniem z pewnym odcieniem goryczy: „zmudna droga koleśnych przybliżeń”. Zastanówmy się kogo ciężarem tej pracy obarczyć.

Państwowa służba hydrologiczna polska poniosła w czasie wojny i już po wojnie duże straty. Z kierownictwa służby ubyło szereg osób, szeregi dawnych pracowników zmalały. Odnowienie składu osobowego służby hydrologicznej natrafia na duże trudności. Odezwa Dyrekcji P. I. H. M. ogłoszona w „Gospodarce Wodnej” (1946 — zes. 3) o wakansach w P. I. H. M. nie dała pożądanego rezultatu. Brakuje sił naukowych kierowniczych, bez których nie można także rozwijać kadr wykonawczych służby.

W tym stanie rzeczy korzystam z okazji, jaką jest moja obecna polemika z Kol. Inż. Sochoniem i apeluję gorąco do osób, których hydrologia interesuje i którzy mogliby się jej poświęcić, aby uczynili to, zgłaszając swój akces do P. I. H. M. bądź na stałe, bądź w charakterze korespondentów naukowych.

INŻ. KAZIMIERZ MATUL

Melioracje w planie trzyletnim*)

Temat niniejszego referatu jest dostatecznie znany i opracowywany był już przez różnych autorów, między innymi również w ramach Kongresu Techników w Katowicach. Nie będę więc powtarzał całego materiału, raczej naświetlę te zagadnienia w związku ze zmianami, które od czasu Kongresu nastąpiły, i które w pewnym stopniu wpłynęły na sam plan trzyletni oraz przedstawię go na tle ogólnych potrzeb melioracyjnych Państwa.

Akcja melioracyjna na obszarze Odrodzonej Polski z chwilą ukończenia wojny stanęła wobec trudnych zadań. Niedocenianie znaczenia melioracji dla gospodarczego rozwoju Kraju — i w związku z tym nikłe wyniki w zakresie melioracji w okresie przedwojennym — opóźnia obecnie w pewnym stopniu odbudowę gospodarczą Kraju, przede wszystkim na odcinku zaopatrzenia ludności w żywność. Stan ten jeszcze pogarszają zniszczenia wywołane działaniami wojennymi względnie brakiem konserwacji podczas wojny i ich skutkami wtórnymi.

*) Referat wygłoszony przez Dyrektora Departamentu Wodno-Melioracyjnego Minist. Rolnictwa i R. R. na zebraniu odczytowym Stowarz. Inżyn. i Techn. Wodno-Melior. w kwietniu 1947 r.

Stosunki gospodarcze w Polsce przed pierwszą i drugą wojną światową układały się niekorzystnie dla poczynąń melioracyjnych, co wywołało w tej dziedzinie duże zacofanie w porównaniu z krajami sąsiednimi. Dlatego też cały wysiłek w dziedzinie melioracyjnej winien pójść w kierunku zmiany tego stanu rzeczy, przez postawienie zagadnienia melioracji w Polsce na właściwym miejscu w planowaniu w zakresie rolnictwa, w obecnych warunkach gospodarczych.

Zadaniem melioracji jest powiększenie i polepszenie produkcji rolnej — przede wszystkim w zakresie gospodarki hodowlanej (mieso i nabiał), co szczególnie jest teraz aktualne. Wiąże się to ściśle z przebudową społeczno-gospodarczą Państwa. Obecnie mamy 69% ludności wiejskiej rolniczej, a 31% ludności poza rolnictwem. W ciągu 15 lat mają być stosunki te zmienione odpowiednio na 45% i 55%. w związku z tym zagadnienie rolnictwa, a ściślej biorąc, produkcji rolnej musi być odpowiednio postawione i gospodarka rolna winna iść w kierunku jej uintensywnienia, co bez melioracji jest nie do pomyślenia.

Dzięki melioracjom osiągamy nie tylko podwyższenie ilości i wartości ale i ustabilizowanie produkcji rolnej, przez zapobieganie klęskom nie-

urodzaju, które w Polsce co pewien czas się powtarzają z powodu lat mokrych i nieuregulowanych stosunków wodnych w glebie. Wahania plonów w latach 1921 — 1926 w Wielkopolsce, gdzie większość gruntów była zmeliorowana, wynosiły 28%, podczas gdy w innych województwach o glebach daleko żyzniejszych, lecz nieposiadających melioracji, wahania plonów w tym okresie wynosiły 190%.

Według danych Głównego Urzędu Planowania Przestrzennego, uzupełnionych przez Departament Wodno-Melioracyjny, potrzeby melioracyjne wyrażają się następującymi liczbami. Na terenie całego Państwa mamy do wykonania ilości robót melioracyjnych, zestawione w poniższej tablicy (koszt podany w złotych przedwojennych):

Rodzaj melioracji	Rodzaj robót	Ilość robót	Koszt jednostk. zł	Koszt ogólny zł	W procentach całości
Podstawowe	Budowa wałów	2.000 km	100.000	200.000.000	4,5%
Podstawowe	Regulacja rzek i budowa kanałów	20.000 km	60.000	1.200.000.000	27%
Podstawowe	Kanały główne i rowy odpływowe	na powierzchni 1.000.000 ha	200	200.000.000	4,5%
Szczegółowe	Odwodnienie rowami otwartymi	na powierzchni 2.000.000 ha	200	400.000.000	9%
	Drenowanie	na powierzchni 4.000.000 ha	500	2.000.000.000	44%
	Konieczne naprawy wadliwie wykonanych melioracji na Ziemiach Odzyskanych			500.000.000	11%
Razem				4.500.000.000	100%

Tak więc melioracje podstawowe kosztować mają 31,5% wszystkich wydatków; szczegółowe — 53%; półpodstawowe 4,5%.

Na terenie Ziemi Odzyskanych melioracje miały być teoretycznie wykonane w 70%. Tymczasem okazało się, że zarówno w melioracjach podstawowych, jak i szczegółowych istnieją ogromne braki, które powodują, że można przyjąć w przybliżeniu zaledwie 30 — 35% zaspokojonych potrzeb melioracyjnych, ze względu na konieczność kosztownych przeróbek. Jak się dalej okazuje, w wielu przypadkach uregulowane rzeki już całkowicie zdziczały, olbrzymie tereny zostały wtórnie zabagnione. Potrzeby melioracyjne na Ziemiach Odzyskanych wraz z koniecznymi renowacjami można z grubsza oszacować na 1 miliard złotych przedwojennych. Ogółem więc dla całego Kraju potrzeby wynoszą 4,5 miliarda zł z tego na Ziemi Odzyskane 1 miliard, Ziemi Dawne 3,5 miliarda zł. W przeliczeniu na złote obiegowe daje to zawrotną sumę około 450 miliardów zł.

Jasną rzeczą jest, że Skarb Państwa partycypować będzie przeciętnie w wysokości najwyżej 50% w dotacjach, 30% w kredytach bankowych. Resztę pokryć muszą zainteresowani i samorząd. Mimo to, daje to poważną sumę 225 miliardów zł w dotacjach państwowych. Jest to tak duży nakład, że nawet przy założeniu, iż melioracje będą wykonywane przez 50 lat — roczne zapotrzebo-

wanie przeciętnie wynosiłoby 4,5 miliarda zł w dotacjach, plus fundusz kredytu bankowego.

W pierwszych latach, ze względu na konieczność naprawy zniszczeń i wykonywanie prawie wyłącznie melioracji podstawowych, Państwo musi ponosić całkowity wkład, to jest rocznie 9 miliardów zł. Ilości wykonanych robót melioracyjnych wynoszą: w melioracjach szczegółowych i podstawowych około 25% potrzeb i w obwałowaniach — 50%. Melioracje te są rozłożone b. nierównomiernie: w szczegółowych wahają się od 6% do 85% potrzeb. Roczna rata na pokrycie konserwacji wykonanych urządzeń wynosi około 500 milionów zł. Wszystkie przytoczone dane oparte są na teoretycznych i częściowo tylko praktycznych danych. Dają one jednak pogląd na wielkość zagadnienia

i muszą nas skłonić do poważnego zastanowienia się jak to zagadnienie rozwiązać. Doceniając konieczność dokładniejszych danych Departament Wodno-Melioracyjny przeprowadził studia w terenie, pokrywając cały Kraj siecią ekspertyz, na podstawie których ustalili się w najbliższej przyszłości ilości robót wykonanych i wielkość potrzeb.

Na tym ogólnym tle prace melioracyjne w planie trzyletnim przedstawiają się w sposób następujący.

Ogólna kwota przewidziana na melioracje w planie 3 letnim wynosić ma wraz z dodatkowymi robotami — jak zagadnienie Żuław i akcja przeciwpowodziowa — 4.047.000.000 zł.

Jeżeli przyjąć, że wkład w melioracje powinien wynosić w ciągu 3 lat: $3 \times 9 = 27$ miliardów zł, w sumie to stanowi zaledwie 15% koniecznych dotacji dla wykonania melioracji w ciągu 50 lat. W razie uwzględnienia przez Centralny Urząd Planowania wniosków o dodatkowe kredyty w związku z ostatnią powodzią w ilości 638 milionów zł, suma ogólna planu wzrośnie do 4.685 mio zł, a procent zaspokojonych potrzeb podniesie się do 17%. W tym stanie rzeczy melioracje byłyby wykonywane teoretycznie 300 lat, a praktycznie daleko dłużej.

Jeżeli chodzi o rok 1947, to preliminowane kwoty rozdzielone są następująco:

I. melioracje w związku z przebudową ustroju rolnego	47 mio zł	4,3%
II. konserwacje:		
a) melioracji podstawowych	190 " "	17,4%
b) melioracji szczegółowych	38 " "	3,5%
III. inwestycje przeciwpowodziowe:		
a) zabezp. przed powodzią	290 " "	26%
b) akcja przeciwpowodziowa	130 " "	12%
IV. specjalne prace melioracyjne:		
a) melioracje m. st. Warszawy	25 " "	2,3%
b) odwodnienie Żuław	335 " "	30,5%
c) regulacja rz. Cz. Przemszy	10 " "	1%
d) budowa studzien	10 " "	1%
e) studia i pomiary	20 " "	2%

R a z e m 1.095 mio zł 100%

łącznie ze 100 milionami zł przyznanymi jako kredyt dodatkowy po ostatniej powodzi.

Z tego wynika że:

a) konserwacje melioracji szczegółowych wraz z Żuławami wynoszą	40,6%
b) konserwacje melioracji podstawowych i obwałowania	55,4%
c) nowe regulacje	1,0%
d) studia i projekty	2,0%
e) inne prace	1,0%

R a z e m 100,0%

Jeżeli wyeliminujemy Żuławy, jako zagadnienie specjalne, to na konserwacje melioracji szczegółowych wypadnie 10,1%. Ponieważ zaś potrzeby w tych melioracjach wynoszą 53%, rzuca się w oczy olbrzymia dysproporcja na ich niekorzyść.

nie w ogóle nie istnieje. Ilości podane w planie dotyczą jedynie ośrodków dla kształcenia układczy.

Odrębnym zagadnieniem w planie trzyletnim jest odwodnienie Żuław. Jest to przedsięwzięcie, jak na obecne stosunki — wielkiej skali. Jeżeli się uświadomi ogromne zniszczenia dokonane przez Niemców, jak rozkopanie wałów, uszkodzenie stu kilkudziesięciu stacji przepompowań — brak kosztownych części do olbrzymich motorów i pomp — to stworzymy sobie obraz trudności na jakim napotyka służba wodno-melioracyjna na tamtym terenie. Mimo to naszą ambicją jest doprowadzenie do zagospodarowania około 110.000 ha najurodzajniejszej ziemi przez odpompowanie wody i odczyszczenie z namulów około 15.000 km rowów i kanałów. Dotychczas udało się uruchomić pompowanie wody na pow. około 70.000 ha i udostępnić do zagospodarowania 5.000 ha gruntu.

Zagadnienie zabezpieczenia przed powodzią znalazło należyte uwzględnienie w planie trzyletnim, zgodnie z zaleceniami Głównego Komitetu Przeciwpowodziowego. Na ten cel przewiduje się sumę około 1.000.000.000 zł.

Jeżeli uwzględniony zostanie wniosek Ministra Rolnictwa w sprawie dodatkowych kredytów po ostatniej powodzi, to ogólna suma wyniesie 1.638 milionów zł i pozwoli na przebudowę wałów na zagrożonych odcinkach, zmniejszając znacznie groźbę powodzi.

Z podanych wyżej zestawień wynika, że:

- 1) melioracje szczegółowe nie będą w wydatniejszy sposób finansowane przez Skarb Państwa;

Zestawienie ilości robót wodno-melioracyjnych do wykonania w latach 1947 — 1949.

Rok	Pomiary i studia w zakresie melioracji		Melioracje podstawowe renowacja		Melioracje szczegółowe					
	Podstawowe km	szczegół. ha	Obwałowania przeciwpow. km	Renowacje uregul. rzek km	w związku z przebudową ustroju rolnego			Odbudowa zniszczeń		
					Rowy otwarte		Drenowania ha	Rowy otwarte		Drenowania ha
					km	ha		km	ha	
1947	1 000	40 000	850	1 600	300	6 000	200	6 500	32 500	1 500
1948	1 000	80 000	650	1 300	600	12 000	500	5 500	22 500	2 500
1949	1 000	120 000	500	1 050	1 200	24 000	1 000	4 000	20 000	3 500
Razem	3 000	240 000	2 000	3 950	2 100	42 000 (i ha ma 50 m. rowu)	1 700	16 000	75 000 (i ha ma 200 m. rowu)	7 500

Koszt jednostkowy robót przewidziany na 1947 r. w złotych.

12 000	400	400 000	200 000	160 000 w tym 25 proc. szarwarku (120 000 + 40 000)	60 000 w tym ok. 70 proc. szarwarku (20 000 + 40 000)	40 000 przeważnie Żuław	8 000 przeważnie Ziemię Odygane
--------	-----	---------	---------	--	--	----------------------------	------------------------------------

W tabeli tej podane są przewidywane ilości przy wykorzystaniu szarwarku. Wynika z niej, że w zakresie melioracji szczegółowych wykona się odwodnienie użytków zielonych na pow. 42.000 ha, a więc zaledwie około 5% w skali ogólnych potrzeb w tym zakresie. Drenowanie jako zagadnie-

- 2) melioracje podstawowe zajmują dość poważną pozycję w budżecie Państwa i są uważane za inwestycję niezbędną;
- 3) muszą się znaleźć inne źródła, poza dotacjami skarbowymi, dla finansowania melioracji szczegółowych, a nawet ich konserwacji.

Skarb Państwa nie może zaspokoić olbrzymich potrzeb spowodowanych wojną — musimy mu w tym względzie pomóc, uruchamiając inne źródła. Takim poważnym źródłem są świadczenia w naturze, które zwłaszcza w dziedzinie melioracji szczegółowych, a specjalnie konserwacji, stać się powinny głównym motorem akcji.

Potrzeby w zakresie konserwacji melioracji dochodzą do kwoty 500.000.000 zł w stosunku rocznym, a brak konserwacji odbije się w sposób wybitnie szkodliwy na powierzchni przynajmniej 1.500.000 ha gruntu, co dałoby straty od 3 do 4 milionów q zboża rocznie, a więc 6 — 8 miliardów złotych.

Ministerstwo Rolnictwa rozpoczęło wielką akcję szarwarkową na terenie całego Kraju przy udziale organizacji społecznych i gospodarczych. Organizowane są t. zw. Dni Pracy Szarwarkowej, w czasie których mają być oczyszczone odpływy i w dosłownym słowa tego znaczeniu — wieś wyciągnięta z błota. Ponieważ w roku zeszłym osiągnęliśmy około 2 milionów metrów obliczeniowych z szarwarku o wartości około 40 mio zł, to w roku bieżącym spodziewamy się wykonać roboty o wartości około 100 milionów zł, z tym przekonaniem, że wszystkie te zwielokrotnią się w następnych latach i w ten sposób poważną część potrzeb konserwacyjnych zaspokoiłobyśmy na tej drodze.

Drugim źródłem, które otwiera się przed nami, jest Fundusz Ziemi, który powołany został w celu sfinansowania przebudowy ustroju rolnego. Na jego rzecz wpływają opłaty za nadziały ziemi. Teoretyczne należności Funduszu Ziemi wynoszą około 200 miliardów zł w ciągu 20 lat. Jeżeli przyjąć, że praktycznie ściągalna będzie część wynosząca około 100 miliardów zł, to i tak dałoby to poważny roczny dochód, wynoszący około 5 miliardów zł. Czynnione są starania, by Fundusz ten, przynajmniej w 20%, obrócić na finansowanie melioracji szczegółowych w formie dotacji, a znaczną pozostałą część w formie pożyczek długoterminowych. W roku bieżącym, pomimo wielkich trudności przy uruchomieniu Funduszu Ziemi, uzyskano dotychczas około 40 milionów zł na cele melioracyjne. Jest to dobry początek.

Departament Wodno-Melioracyjny również czyni starania o wprowadzenie opłat za piętrzenie

i użytkowanie wody do celów przemysłowych i rolnictwa, co mogłoby dawać około 20 milionów zł, z przeznaczeniem ich na konserwację melioracji podstawowych.

W związku z danymi przytoczonymi w referacie inż. Ostrowskiego na Kongresie Techników i w oparciu o uchwały tego Kongresu musimy zmierzać do wykonania programu przynajmniej w zakresie melioracji użytków zielonych. Jak wynika z danych uprzednio podanych — potrzeby w tym zakresie wynoszą 400 milionów zł przedwojennych. Jeżeli przyjąć, że melioracje te powinny być wykonane w ciągu najwyżej 10 lat oraz, że dotacje ze strony Skarbu Państwa winny wynosić przynajmniej 40%, otrzymamy sumę 1,6 miliarda zł obiegowych koniecznych rocznych subwencji, nie mówiąc o funduszu pożyczkowym, który powinien zaspokoić około 30% potrzeb.

Z zestawienia powyższych cyfr oraz przytoczonych argumentów wynika, że:

- 1) dla wykonania melioracji w ciągu 50 lat, nieuwzględniając koniecznych konserwacji, Skarb Państwa musiałby partycypować rocznie w wysokości 4,5 miliarda zł oraz udzielać odpowiedniego funduszu pożyczkowego, zaspokajającego 30% potrzeb;
- 2) konserwacje melioracji szczegółowych mogłyby być przerzucone na spółki wodne, bądź wykonywane szarwarkiem; na konieczne wydatki przy organizacji szarwarku należałoby przeznaczyć około 20% kosztów renowacji;
- 3) konserwacje melioracji podstawowych winny być w znacznym stopniu przerzucone na Samorząd oraz częściowo pokrywane z wpływów opłat za piętrzenie;
- 4) finansowanie melioracji winno w pierwszym rzędzie uwzględnić melioracje użytków zielonych, na co Skarb Państwa winien przeznaczyć przynajmniej 1,6 miliona zł rocznie;
- 5) plan inwestycyjny winien w przyszłości, po zaspokojeniu pilnych zadań komunikacji i przemysłu, przewidzieć melioracje, jako jeden z najważniejszych czynników produkcyjnych, i odpowiednio potraktować finansowo.

INŻ. WIKTOR MAMAK

Gospodarka wodna w górnej części dorzecza Odry

Po licznych artykułach poświęconych Odrze, czytelnik czasem nawet z cennych prac, jak np. Inż. Alfreda Konopki „Jeszcze o Odrze i Wiśle”¹⁾ mógłby odnieść wrażenie, że Odra całkowicie została przekształcona w technicznie opanowaną arterię wodną. Tymczasem tak nie jest. Stwierdzono to na Konferencji Odrzańskiej w Gliwicach, (w dniach 20 i 21 października 1946 r.), zorganizowanej przez Instytut Śląski:

¹⁾ „Czasopismo Techniczne” Nr 12 z 1946 r.

²⁾ „Gospodarka Wodna” Nr 2 z 1946 r.

1) rz. Odra nie jest jeszcze dostatecznie urządzona i zabudowana dla celów żeglugi i musi się wykonać jeszcze poważne roboty wodne dla usprawnienia żeglugi, zwłaszcza w środkowym biegu Odry,

2) dolina rz. Odry nie jest dostatecznie zabezpieczona przed powodzią.

Inż. Stefan Ihnatowicz w referacie „Droga wodna Odry. Charakterystyka techniczna”²⁾ przedstawił nam właściwy obraz stanu potrzeb rz. Odry, jako drogi wodnej.

Zdając sobie sprawę z takiego stanu rzeczy można dojść do wniosku, że b. rządy zaborcze traktowały Odrę po macoszemu w porównaniu do innych swoich dróg wodnych i dopiero zagrożenie odpadnięcia Śląska, spowodowało większe zainteresowanie i dla silniejszego gospodarczego związania go z Rzeszą zajęto się tą rzeką oraz wykonano kanał Gliwicki.

Należy przy tym dodać, że Śląsk dotkliwie odczuwa co kilka lat szkodliwe skutki wylewów Odry i jej dopływów, a z drugiej strony ma duże obszary dotknięte posuchą i wymagające nawodnienia.

Ustawa z dnia 3 lipca 1900 r. o środkach ochronnych przeciwpowodziowych, pociągająca do pokrywania kosztów szersze koła zainteresowanych oraz ustawa z dnia 12 sierpnia 1905 r. w sprawie obwałowania doliny Odry — nie doprowadziły do zadowalającego stanu i powodzi, jakie w ostatnich latach nawiedziły Śląsk, wyrządziły poważne szkody. Nasze czynniki rządowe winny to ważne zadanie uwzględnić w skali państwowej. Charakterystycznym jest, że tak bogaty i przez naturę hojnie obdarzony Śląsk dawno wymagał daleko idących inwestycji w gospodarce wodnej i był zaniedbany w przeciwieństwie do rzek niemieckich na ogół lepiej wyposażonych.

Śląsk, rozciągający się osią podłużną z p.d.-wschodu na p.n.-zachód, otaczają od p.d.-zachodu Sudety, wznoszące się do znacznych wysokości (1400 i 1603 m n. p. m.) i przekraczające często granicę drzew szpilkowych. W budowie geologicznej tych gór, łączących się Bramą Morawską na p.d.-wschodzie z trzeciorzędem i kredą Beskidu Zachodniego, biorą udział skały magmowe, zmetamorfizowane i osadowe, a więc granity, łupki i piaszczowce, częściowo krystaliczne łupki i serpentyn, dalej na Dolnym Śląsku węgiel kamienny i w Górach Kaczawskich warstwy paleozo- i mezozoiczne (tras, jura i kreda). W Karkonoszach i Górach Izerskich przeważa granit, a w górach łupkowych fonolit. Masywy te są bez szczelin, tak że opady spływają powierzchniowo. Ziemia jest urodzajna szczególnie w dolinach rzek między Legnicą i Raciborzem. Śląsk ma 56% ziemi uprawnej, 8,6% łąk, 1,5% pastwisk i 28,8% lasów przeważnie w górach sudeckich i obszarach na wschód od Odry o lekkim piaszczystym podłożu. Podkreślić należy doniosłe znaczenie gospodarcze wielkich stawów rybnych w powiecie miłickim³⁾.

Potoki górskie mają wielki spadek (do 30%) i przy opadach katastrofalnych niosą znaczne ilości kamieni i żwiru osadzając je niżej na dużych obszarach urodzajnych, zamieniając je w bardzo krótkim czasie (1 — 2 godz.) w pustkowia. W dolnym zaś biegu potoków wielka woda zrywa brzegi i warstwę gleby na dużych przestrzeniach, n. p. z początkiem września 1939 r. na głębokość około 1,5 m koło miejscowości Nysa, o licznych powierzchniach 6 — 7 ha. Inaczej układają się stosunki w prawych dopływach Odry, gdzie przy

spadkach małych wielkie wody zalewają duże przestrzenie, co szczególnie katastrofalnie występuje w dorzeczu Baryczy.

W urodzajnej i szerokiej dolinie Odry wylewy przynoszą wielkie szkody dla rolnictwa. Kiedy przed wojną światową 1914/18 zawarta między Niemcami i Austrią umowa o budowie zbiorników powodziowych nie dała pożądaných rezultatów, to w parę lat po wielkiej powodzi 1903 r. przystąpiono (w roku 1906) do częściowego niezbyt zadowalniającego rozwiązania, polegającego na stworzeniu przelewowych żuław, zatrzymujących na obszarze 6.800 ha około 140 mio m³ wody wpuszczanej przez wały, przy fali przepływającej ponad określonym stanem. Wylewy te są dla rolników niekorzystne ze względu na niepewność gospodarowania na nich wskutek nieregularnego pojawiania się zalewów, których było n. p. w roku 1938 — trzy, 1939 — trzy i 1940 — jeden, czyli w ciągu lat trzech siedem, podczas gdy od 1925 do 1937 r., tj. w ciągu 13 lat, było ich tylko cztery.

Także przemysł i miasta w okresie ich powstawania i rozwoju ponosiły szczególnie wielkie szkody skutkiem powodzi (Wrocławskie, Opolskie, przemysł Wałbrzyski i Górnośląski) i zdarzało się, że wielkie zakłady przemysłowe musiały przerwać pracę na długi czas.

Na podstawie urzędowych sprawozdań okazało się, że w ostatnich 15 latach rolnictwo i rzemiosło na Śląsku poniosły szkody powyżej 248 mio marek w złocie.

Do strat bezpośrednich dochodzą jeszcze szkody powstałe wskutek zniszczenia gleby, co spowodowało zmniejszenie plonów na wiele lat. Szczególnie ciężkie były szkody w dolinie Baryczy, w której od 1938 r. były cztery wielkie wylewy na powierzchni ok. 25.000 ha. Oprócz tego było jeszcze dużo mniejszych wylewów. Na obszarach wielkich posiadłości ziemskich nie rejestrowano szkód, ponieważ nie należały do „zagrożonych w egzystencji” i nie miały żadnych widoków na otrzymanie zapomogi. W ten sposób szkody wyrządzone przez wylewy w ostatnich 15-tych latach dadzą się ocenić na więcej niż 280 mio marek.

Byłoby błędem liczyć na to, że takie szkody i w takich rozmiarach w przyszłości nie będą się powtarzały.

Śląsk obok Małopolski szczególnie cierpi z powodu powodzi; pochodzi to stąd, że dzięki położeniu gór Czeskich i Alp, które gorące i nasyczone parą wiatry, idące od morza Śródziemnego skierowują na dolinę Czech; wiatry te stykają się z zatrzymanymi przez Sudety i Karpaty warstwami zimnego powietrza i wyładowują się tu w postaci katastrofalnych deszczów, podczas gdy na północy i zachodzie Czech, góry nie są tak wysokie i ciepłe masy powietrza z południa nie napotyka tu na tak zimne warstwy. Największy dotychczas opad miał miejsce w 1921 r., gdy w ciągu dwu godzin w górze Pradziad spadło 180 mm.

Opad powyżej 50 mm dziennie w górach powoduje już znaczny odpływ. Kiedy jednak w ciągu dwu dni wysokość opadu przekroczy 150 mm, a później jeszcze w kilku godzinach spadną deszcze, mamy nieuniknioną katastrofę powodzi. Pojedyncze środki pomocnicze polegają na tym, aby

³⁾ Prof. St. Bac: Stosunki melioracyjno-rolnicze na ziemiach przyłączonych do Polski. 1946 r.

spływ wody powstrzymać w górach, co może nastąpić przy pomocy dostatecznie dużych zbiorników retencyjnych. Odpowiednią regulację odpływu wody można już potem osiągnąć przy pomocy łatwiejszych środków.

Dotychczas wybudowano w dorzeczu Odry 19 zbiorników powodziowych, które dzielą się na takie, które wypełniają się tylko przy wylewach, a poza tym mogą być odpowiednio gospodarczo wykorzystane i inne, które zawsze są wypełniane do pewnej wysokości, nad którą znajduje się przestrzeń ochronna przeciwpowodziowa i tu można wyzyskać siłę wodną. Łączna ich pojemność wynosi ok. 118 mio m³, przy czym przestrzeń ochronna przeciwpowodziowa ma pojemność ok. 68 mio m³, jak to przedstawia tabela poniżej podana:

Nazwa zbiornika	R z e k a	Całkowita pojemność mio m ³	Pojemność użytkowa mio m ³	Rok budowy
Jarantowice	Nysa Kłodzka	2,25	2,25	1906—09
Międzygórze	Wölfel	0,78	0,78	1905—09
Stronno	Morawica	1,13	1,13	1906—08
Lubachów	Rystrzyca	8,00	2, 0	1912—27
Wojcieszów	Kaczawa	1,00	1,00	1929—30
Świeżawa	Świeżawa	1,60	1,60	1907—11
Kl. Waltersdorf		0,73	0,73	1903—12
Brochówice	Bobrowa	4,42	4,42	1928—29
Bukowiec Jel.	Bobrowa	2,16	2,16	1903—07
Krasobór I		0,35	0,35	1905—06
Krasobór II		0,35	0,35	1905—06
Erdmannsdorf	Łomnica	3,01	3,01	1910—13
Herischdorf		3,91	3,91	1903—07
Cieplice		5,72	5,72	1906—09
Siedlęcin	Bobrowa	0,50	—	1924—25
Bobersdullersdorf	Bobrowa	1,75	—	1927—28
Pilichowice I	Bobrowa	50,00	30,00	1904—13
Mirsk		3,25	3,25	1908—10
Złotniki	Kwiza	12,00	2,0	1919—24
Leśna	Kwiza	15,00	5,00	1901—05
R a z e m		117,91	69,66	

Te istniejące zbiorniki, jak wykazały ostatnie powodzie, są niewystarczające nawet w dorzeczu Bobrawy i Kwizy, w którym stosunkowo więcej ich istnieje. Nadto duże znaczenie mają większe zbiorniki, należące do Dyrekcji Dróg Wodnych we Wrocławiu, zasilające Odrę w okresie żeglugi (w Odmuchowie, Turawie oraz w Dzierżnie)¹⁾.

W przyszłości należy jeszcze przewidzieć zbiorniki dla zasilania projektowanego kanału Odra — Dunaj.

Z budową zbiorników, poza ochroną przed powodzią, zasilaniem dróg wodnych i wyzyskaniem energii elektrycznej wiąże się jeszcze jeden problem, polegający na zaoszczędzeniu wody na czas posuchy. W okolicy Wrocławia znajduje się granica klimatyczna, dzieląca bogate i ubogie w de-

szcze okolice. Duża część Śląska (głównie okręg legnicki), która ma lekką glebę, cierpi z powodu długich okresów posuchy, podczas których w górach padają obfite deszcze. Dla nawodnienia używa się wody bezpośrednio z najbliższej rzeki, albo wody gruntowej, przez co ogranicza się naturalny przepływ Odry, który to ma przecież duże znaczenie dla żeglugi. Dla wyrównania muszą więc być wykonane zbiorniki na obszarach bogatych w opady. Przy projektowaniu ich w górach należy uwzględnić, że przy powodziach spływa 80 — 90% opadów. Musi się je tak zaprojektować, aby 100 — 150 mm opadu danego dorzecza można w zbiornikach zatrzymać tak długo, aż przepływ w innych rzekach nie zaopatrzonych w zbiorniki przekroczy kulminację. Na podgórze

przy większych i mniejszych rzekach górskich wystarczą zbiorniki mniejsze, o ile w górnych dopływach są dostatecznie pojemne. Tu należałoby zatrzymać opad o wysokości 30 — 40 mm, a na terenach nizinnych przeciętnie 20 mm.

Jeżeli dla dobra gospodarki rolnej należałoby zastąpić żuławy przelewowe nad Odrą zbiornikami, to według obliczeń należałoby przewidzieć pojemność zbiorników na wysokości co najmniej 140 mio m³, co miałyby na celu obniżenie groźnej Wrocławowi fali powodziowej o 50 cm.

Poza zapotrzebowaniem wody dla nawodnienia obszarów północno-zachodnich Śląska potrzebna jest jeszcze woda dla stawów rybnych. Przyjmując odparowanie z 1 ha powierzchni wody przeciętnie o 500 mm więcej niż z 1 ha ziemi w lecie, to przy 28.000 ha stawów rybnych strata ta wynosi 140 mio m³ wody, którą powinny zgromadzić zbiorniki w obfitych w opady górach. Łącznie zaś licząc ilości wód stracone dla odpływu w średnim biegu Odry, a potrzebne dla nawodnie-

¹⁾ Inż. Ihnatowicz: Droga wodna Odry. „Gospodarka Wodna“ Nr 2 — 1946 r. i inż. Suszczewski: Zbiorniki żeglugowe w dorzeczu Odry. „Gospodarka Wodna“ Nr 2 — 1947 r.

nia i użyźnienia ubogich w wodę obszarów i zaopatrzenia stawów rybnych, potrzeba wykonać odpowiednie zbiorniki o pojemności 250 do 340 mio m³, a wliczając zbiorniki powodziowe o pojemności 415 mio m³ otrzymamy ogółem pojemność 665 mio m³ i to niezależnie od zbiorników potrzebnych do zasilania dróg wodnych, szacowanych na około 1.200 mio m³ pojemności⁵⁾. Po rozbudowie zbiorników o wynikającej z powyższego zestawienia pojemności 1.865 mio m³ olbrzymim kosztem około 4.000 milionów złotych przedwoj. zostaną unicestwione szkodliwe skutki powodzi.

Poza tym łańcuch Sudetów, z bogatymi lasami szpilkowymi i pięknymi głęboko wciętymi dolinami i wodospadami, ma jednak, ze względu na podane powyżej stosunki meteorologiczne i strome spadki, szkodliwe wylewy niezabudowanych potoków i rzek górskich. Koszty koniecznej i pilnej zabudowy dopływów Odry na podstawie niemieckich danych programu inwestycyjnego z 1940 roku podaje się w następującej krótkiej charakterystyce ważniejszych dopływów Odry⁶⁾.

1) Źródła Odry rozciągają się od działu wód aż do ujścia rz. Opawy i obejmują dorzecze 1.650 km². Najniebezpieczniejsze przepływy przechodzą z południa i płd.-zachodu z gór, sięgających 1.000 a nawet 1.200 m. Góry te są dobrze zalesione drzewami iglastymi. Zbiorniki obliczone są na łączną pojemność 75 mio m³. Źródła Odry muszą być zabudowane od zbiornika w Szponawie, aż do ujścia Opawy na długości 53 km. Koszty wynoszą 17 mio marek przedwoj. Rozbudowa trzech dalszych odnóg na dług. 43 km wymaga 7,8 mio marek.

2) Opawa przebiega poza granicą Polski na terytorium Czechosłowacji. Głównym dopływem jest Morawica. Obie rzeki wyrządziły w czasie wylewu w maju 1940 r. szczególnie wielkie szkody; mosty zostały zniszczone, a rzeki często zmieniały koryto. Przewidziano tu 27 zbiorników przeciwpowodziowych o pojemności 99 mio m³. Konieczna jest regulacja Opawy i Morawicy z trzema dopływami na długości 91 km. Ponadto nie można pominąć regulacji Bielawy na długości 24 km kosztem 2 mio marek.

3) Ostrawica i Olza o górzystym (z Łysą Górą 1.325 m) dorzeczu o powierzchni 1.935 km², położonym między Odrą i Wisłą (Ostrawica zlewnia 811 km², a Olza 1.124 km²), wyrządziły w maju 1940 r. szczególnie wielkie szkody. Na obszarze obu tych rzek należałoby przewidzieć 16 zbiorników o łącznej pojemności 158 mio m³. Ostrawica z dopływem i Olza na długości 80 km aż do jej ujścia do Odry z sześcioma dopływami lewobrzeżnymi o 90 km i pięcioma prawobrzeżnymi o 55 km długości, winny być uregulowane kosztem ok. 33 mio marek. Dopływy tych rzek wychodzą bezpośrednio z gór i przynoszą duże ilości wody.

4) Mniejsze dopływy Odry — z lewej Cyna z Troją o zlewni 665 km² oraz z

prawej Ruda i Bierawka mają źródła w górach poniżej 400 m. Z prawej strony Odry dopływa Kłodnica ze zlewnią 1.121 km², jest ona jedną z ważniejszych rzek okręgu przemysłowego Górnego Śląska. Poniżej ujścia Cyny leży nad Odrą Raciborz z wodowskazem miarodajnym dla wylewów Odry. W powodziach sierpniowych i wrześniowych 1938 r. Raciborz miał od 16 sierpnia do 4 września 1938 r. trzy wysokie stany wód: 5,20, 5,40 i 6,20 m oraz dwa niskie stany: 1,70 i 2,30 m. Widać z tego wyraźnie, jak szybko następuje spływ opadów z gór. Koło Góry św. Anny zaobserwowano dnia 2 września 1938 r. opad o wysokości 98 mm. Jak najszybciej muszą być uregulowane Cyna i Troja na długości 52 km. Bierawka — 46 km i górna Kłodnica — 15 km, łącznie 159 km kosztem około 7 mio marek.

5) Osobłoga wypływa z wysokości około 800 m i posiada zlewnię 1.020 km²; jest ona w większej części uregulowana. Dn. 2 września 1938 roku zaobserwowano tu opady dzienne od 64 do 73 mm. Przewidywano dwa zbiorniki o pojemności 9,9 mio m³. Dalsza regulacja wraz z dopływem była projektowana na długości 38 km kosztem 2,5 mio marek.

6) Mała Panew wypływa z zachodnich krańców Jury Krakowskiej i ma dorzecze 2.037 km². Mała Panew o łagodnych spadkach nie może być uważana jako specjalnie niebezpieczna, jakkolwiek jej wylewy przynoszą rolnictwu pewne szkody. Dyrekcja Dróg Wodnych posiada w Turawie jeden zbiornik i przewiduje budowę drugiego. Rzeka musi być uregulowana na długości 146 km z dopływami kosztem 2,5 mio marek.

7) Nysa Kłodzka wypływa ze wzgórz, otaczających z trzech stron kotlinę Kłodzką i jest najniebezpieczniejszą ze wszystkich odpływów Odry, a szczególnie groźna dla miast Bystrzycy, Kłodzka, Byrdy, Paczkowa i Nysy. Katastrofa powodzi z 2 września 1938 r. należy do największych dawno nienotowanych. Kłodzko i Nysa zostały zalane. Mimo wybudowanego w Odmuchowie zbiornika o pojemności 140 mio m³, woda osiągnęła na wodowskazie w Nysie wysokość ponad 5,30 m, podczas gdy normalny poziom wody wynosi minus 0,30 m. Na skutek dużych opadów 24 i 25 sierpnia wypełnił się zbiornik. Przy wzmagającym się przypływie Nysy, nie można było wypuścić wody ze zbiornika, nie narażając się na pretensje właścicieli położonych niżej obszarów. Dnia 1 i 2 września nastąpiły do tego silne deszcze i powstały stąd nienormalnie wielki przypływ przewyższył możliwości pojemnościowe zbiornika. Czołowa fala została złagodzona, jednak dalej przepływające z gór fale przez wypełniony zbiornik spowodowały katastrofę w Nysie. Przepływało wtedy pod Nysą 1.630 m³/sek, tj. 500 l/km²/sek z dorzecza 3.260 km². Katastrofę wywołały opady, zanotowane dnia 24 sierpnia w Równym o wysokości 90 mm, w Łądku 88 mm, w Bystrzycy 117 mm, już 25 sierpnia opady były mniejsze w wielu punktach obserwacyjnych. W następnych dniach opady zmniejszyły się, ale 1 i 2 września 1938 r. w wielu okęgach osiągnęły 140 mm, zwłaszcza w okręgu Zabkowic i Dzierżonowa. Na skutek tych opadów miasto Nysa było

⁵⁾ Na podstawie danych referatów inż. Zb. Dziewońskiego.

⁶⁾ Górna część dorzecza Odry znajduje się na terenie Czechosłowacji.

przez szereg dni pod wodą i pozbawione światła, wody i połączeń telefonicznych. W poczekalni dworca kolejowego woda osiągnęła 1,75 m i aż do tej wysokości wszystko było pokryte mułem. W Nysie zgłoszono wtedy 13 mio marek strat i udzielono zapomóg na sumę 6.198.000 marek.

Podobnie wysoki stan osiągnęła Nysa w 1829 roku. Również ciężkie, ale mniejsze powodzie były w latach 1783, 1883 i 1903.

Dotychczas powstały w dorzeczu Nysy Kłodzkiej tylko dwie przegrody w Stronnie na Morawicy i w Międzygórzu, podczas gdy zarząd dróg wodnych wybudował duży zbiornik w Odmuchowie. Aby jednak cały teren Nysy uchronić od powodzi, należy przewidzieć 60 zbiorników przeciwpowodziowych o ogólnej pojemności 227 mio m³. Duża liczba małych zbiorników tłumaczy się tym, że doliny są przeważnie wąskie i można wybudować zbiorniki tylko o małej pojemności, a dla ochrony dolin górskich należałoby przeprowadzić budowę zbiorników przeważnie w górach. Regulacja Nysy Kłodzkiej jest częściowo przeprowadzona, należy jeszcze uregulować ją na długości 53 km oraz dopływy na długości 80 km; koszt tych robót przewidywano w wysokości 22,5 mio marek.

8) Stobrawa, Olawa, Ślęza, Widawa, Bystrzyca i Kaczawa wpływają częściowo z niewielkich wysokości do 280 m na prawo od Odry i częściowo z podgórze o wysokości do 800 m na lewo od Odry. Dorzecza są następujące:

Stobrawa	1.602 km ²
Olawa	989 „
Ślęza	980 „
Widawa	1.760 „
Bystrzyca	1.786 „
Kaczawa	2.252 „

Obserwacje powodzi w ostatnich latach wykazały konieczność budowy zbiorników, które przewidywano jak następuje dla rzek:

Stobrawa — 1 zbiornik o pojemności 2,0 mio m³

Olawa — 18 zbiorników o pojemności 21,1 mio m³,

Ślęza — 12 zbiorników o pojemności 10,4 mio m³,

Widawa — 8 zbiorników o pojemności 12,7 mio m³,

Bystrzyca — 38 zbiorników o pojemności 60,2 mio m³,

Kaczawa — 10 zbiorników o pojemności 30,6 mio m³.

Regulacja tych rzek i dopływów musi być przeprowadzona na długości 255 km kosztem 18,5 mio marek, a zakończenie regulacji Bystrzycy ocenione na 6 mio marek i Kaczawy na 2 mio marek.

9) Barycz przepływa przez jedną z pradolin o dorzeczu 5.526 km² przy długości 140 km, z obszarów o wysokości zaledwie 120 m, osiągając przy ujściu do Odry wysokość 77 m, tak że spadek wynosi tylko 43 m, czyli średnio 0,30‰. Gleba jest lekka, jest tu dużo lasów, przede wszystkim znajdują się tu liczne stawy rybne, omawiane powyżej. Płynąca licznymi zakrętami rzeka zużywa swój spadek, tak że ma bardzo niepomysłny odpływ, utrudniony jeszcze przez jazy i śluzy.

Gdy ziemia z powodu wielkich i długotrwałych mrozów jest zamrożona i pokryta grubą warstwą lodu, przy topieniu śniegów następuje wylew. W roku 1940 i 1941 zostały zalane wielkie obszary i przerwane wały; doprowadza to ludność do zubożenia, zwłaszcza, jeżeli siedem wielkich wylewów następuje w przeciągu niewielu po sobie następujących lat. Podobnie przedstawia się sprawa na dopływach, zwłaszcza na rz. Orli. Cała okolica wówczas jest podobna do pustyni wodnej. Wiele domów stoi pod wodą, wiele miejscowości jest na długi czas odciętych od świata, wiele mostów zniszczonych itd. Wylew z początku września 1938 r. powstał wskutek silnych opadów. Znotowano wtedy (2 września) opad w Żmigrodzie o wysokości 111 mm, a we Wińcu 120 mm, podczas gdy w dniu następnym spadło 34 mm. W r. 1930 podjęto regulację Baryczy i Orli i w większości ją przeprowadzono, zwłaszcza na terenie Polski przed 1939 r. Aby ochronić ten obszar przed powodzią należy podjąć regulację także innych wpadających do Baryczy rzek. Można się było spodziewać, że dotychczasowa regulacja wystarczy, jednak katastrofalne opady i wylewy z lat 1938 — 42 wykazały potrzebę sprawnego odpływu. Stwierdzono również, że w dorzeczu Baryczy nie można, jak przy innych dopływach Odry, zgromadzić nadmiaru wielkich wód w zbiornikach o pojemności 100 mio m³, gdyż przy istniejącym tam ukształtowaniu terenu potrzeba byłoby zalać 10.000 ha dobrej gleby. Można to wykonać w okolicy Odolanowa, lecz na stosunkowo małą skalę, podobnie jak dawniej planowane zbiorniki koło Sulowa, które miały pomieścić 9,5 mio m³. W niewielkich rozmiarach można to zrealizować na bocznych dopływach. Z powodu braku odpowiedniego terenu napotyka się na duże trudności w wykonaniu zbiorników, które są niezbędne dla nawodnień gruntów oraz dla stawów rybnych w okresie posuchy.

Przeprowadzenie regulacji rzek Baryczy i Orli na długości 200 km przewidywano na 20 mio marek, a dopływów na długości 140 km w wysokości 7 mio marek. Do tego należałoby dodać drugie tyle w razie możliwości wybudowania zbiorników, co najmniej dla 20 mio m³.

10) Bobrawa i Kwiza, wypływające z Karkonoszów i Gór Izerskich o wysokości do 1.600 m, wyrządzają wielkie szkody powodziowe, chociaż już mniejsze, aniżeli Nysa Kłodzka. Dorzecze Bobrawy wynosi 5.938 km², w tym dopływ Kwizy ma zlewnię 1.006 km². Katastrofalny rok 1938 miał opady sierpniowe, sięgające 120 mm, większe aniżeli wrześniowe. Dzięki pomyślnie działającym jedenastu zbiornikom retencyjnym szkody powodziowe były mniejsze o najmniej 4 mio marek, aniżeli na Nysie Kłodzkiej w krytycznym roku 1938. Na skutek badań przewidywano rozbudowę dalszych 15 zbiorników o pojemności 32,8 mio m³, a ponadto regulację 62 km dopływów kosztem 2,3 mio marek oraz ukończenie regulacji na sumę 21 mio marek.

11) Nysa Łużycka wypływa z gór o wysokości 800 do 1.100 m. Dorzecze jej wynosi 4.232 km², o opadach notowanych w sierpniu i wrześniu 1938 r. tylko w niewielu miejscowościach powy-

zej 50 mm. Stąd szkody powodzienne są stosunkowo niewielkie. Oprócz istniejących pięciu zbiorników przewidywano budowę dalszych sześciu o pojemności 23,9 mio m³, a koszty regulacji na długości 15 km dla dopływów 3 mio marek, zaś dokończenie regulacji Nysy i dopływów na łączną kwotę 12 mio marek.

Ponadto zachodzi konieczność uregulowania mniejszych rzek, a bezpośrednich dopływów Odry.

Sumując powyższe, należy przyjąć przewidywane sumy w 10-letnim programie inwestycyjnym na zbiorniki przeciwpowodziowe 913 mio marek, a na regulację rzek 250 mio marek, raczej za nisko szacowane, tym bardziej, że nie wliczono tu kosztów prac, zmierzających do koniecznego usprawnienia żeglugi na Odrze i zalesienia stoków.

W związku z artykułem inż. J. Ostrowskiego pt. „W sprawie projektu nowej instrukcji drenarskiej” (zeszyt Nr 1 — 1947), otrzymaliśmy uwagi prof. S. Turczynowicza i inż. F. Stryjewskiego, które poniżej zamieszczamy łącznie z odpowiedzią Autora. Ponieważ od chwili ukazania się w druku artykułu inż. Ostrowskiego nie wpłynęło więcej prac w tej sprawie, przeto sądzimy, że temat ten powinien być tym samym wyczerpany. (Redakcja).

PROF. INŻ. STANISŁAW TURCZYNOWICZ

W sprawie projektu nowej instrukcji drenarskiej

Pod powyższym tytułem ukazał się w „Gospodarce Wodnej” (Nr 1 — 1947) artykuł inż. Jerzego Ostrowskiego; z artykułu tego widać, że jest on autorem projektu nowej instrukcji, której potrzebę odczuwali wszyscy melioratorzy jeszcze przed wojną.

Ze względu na duże znaczenie, jakie dla naszych melioracji będzie miała dobra instrukcja, pożądane jest jak najszersze omówienie spraw w niej poruszonych; z tego względu i ja zabieram głos w dyskusji.

Przede wszystkim mała notatka historyczna: w opracowywaniu instrukcji, wydanej przez Ministerstwo Rolnictwa w 1925 r. brał czynny udział prof. C. Skotnicki, tak że przeciwstawianie tej wskazówkom prof. Skotnickiego nie jest racjonalne; prócz niego w opracowaniu instrukcji brali udział: inż. F. Velutani, inż. B. Powierza, inż. J. Michalski, inż. C. Zakaszewski i autor niniejszych uwag.

W artykule inż. J. Ostrowskiego nie jest zaznaczone, że przygotowana przez niego instrukcja drenowania dotyczy się tylko gruntów mineralnych, choć wynika to z treści, jednak powinno być to zaznaczone wyraźnie. Wreszcie przed przejściem do omawiania poszczególnych zagadnień jeszcze mała uwaga, tyżająca się słownictwa: mianowicie proponuję, żeby wyraz „spływ” był używany tylko przy ruchu wody powierzchniowej, a dla wody gruntowej (a zatem i drenowej) żeby był używany wyraz „odpływ”.

Głębokość drenowania.

Główna różnica między instrukcją czeską i niemiecką, tyżająca się głębokości zakładania ru-

Dowodzi to ogromu prac, jakie potrzeba przeprowadzić w dorzeczu górnej i środkowej Odry. Wydatek na wykonanie tych prac będzie celowym, a zysk w rozwoju gospodarczym i w użegłownieniu Odry będzie czynnikiem decydującym.

Jeszcze jeden problem może sprawiać poważne trudności w realizacji omawianych zadań. Przy tych potrzebach technicznego urządzenia Odry, plan inwestycji będzie wymagał w ciągu 10 lat, przy planowaniu i budowie, dużych ilości sił technicznych i robotników.

Ta troska o wykwalifikowane załogi winna nam zwrócić uwagę na potrzebę szkolenia sił technicznych, co wiąże się z należytyim wyposażeniem uczelni w laboratoria i pomoce naukowe, a nieestety, w tej dziedzinie mamy poważne braki do uzupełnienia.

rek drenowych, polega na przepisie wyznaczającym głębokość tę dla gleb lekkich — i tu, według mnie, należy oddać pierwszeństwo czeskiej instrukcji, a nie niemieckiej, jak to jest w projekcie instrukcji; czeska zaleca płytsze drenowanie lekkich gleb ze względu na małą zdolność podnoszenia się w nich wody włoskowatej; przy większych głębokościach założenia drenów należy się obawiać przesuszenia tych gleb, tym bardziej że, jak wiadomo, jednym ze skutków drenowania jest zjawisko wmywania drobnych cząstek gleby wgłęb — do poziomu bliskiego założenia drenu. zatem lekkie gleby mogą przy głębokim drenowaniu stawać się z biegiem lat coraz lżejszymi, przez co i wysokość podnoszenia się wody włoskowatej będzie malała. Prócz tego gleby te będą wymagały coraz obfitszego nawożenia; pogląd, że przy płytszym drenowaniu woda drenowa wymywa więcej pokarmów roślinnych z nawozów (wniesionych do gleby), niż przy głębszym, jest błędny, gdyż nie bierze on pod uwagę ilości wody odprowadzanej w pierwszym i drugim wypadku. Co się tyżyczy głębokości drenowania gleb ciężkich, to obie instrukcje są zgodne, zalecając płytkie założenie drenów (0,8 — 1,0 m). Zarastanie rurek korzeniami roślin uprawnych na polach (buraków, brukwi, rzepy itp.) zdarza się tylko w razie niezastosowania się do przepisu, że nie należy ich uprawiać w pierwszych paru latach po wykonaniu drenowania; potem zarosnięcie już nie grozi, gdyż w okresach wilgotnych korzenie nie potrzebują szukać wody w drenach, mając jej dosyć w glebie, a podczas suszy i dreny jej nie prowadzą.

Głębokość przemarzania u nas gleby w zimy bardzo ostre i bezśnieżne dochodzi do 1,2 m, a pod

Wilnem prof. Łastowski zaobserwował na glebie stale oczyszczanej od śniegu nawet jeszcze większą głębokość, ale przemarzanie to jest niebezpieczne nie tyle dla rurek (nie prowadzących wtedy wody pełnym przekrojem, jak to słusznie podkreśla inż. J. Ostrowski), ile dla wczesnego odprowadzania wody z gleby: gleba zamarznięta naokoło drenu nie dopuszcza do niego wody gruntowej, skutkiem czego gleby takie są dostępne dla upraw nie wcześniej, niż nie drenowane zupełnie.

Przyjęta dotychczas głębokość zakładania rurek (1,25 m) objaśnia się nie tym, że jest to poziom dla roślin konieczny, lecz tym, że na każdym polu uprawia się rośliny tak płytko, jak i głęboko korzeniące się, a oprócz tego projektant powinien przewidzieć wzmoczenie intensywności gospodarstwa i przeto, nawet w gospodarstwach nie uprawiających dotychczas roślin głębiej korzeniących się, powinien liczyć się z możliwością uprawiania ich w przyszłości, a 1,25 m jest to głębokość średnia, jakiej wymagają oba rodzaje upraw. Poza tym jest to głębokość bliska średniej, na jakiej leży poziom illuwialny, wahaący się u nas w zależności od rodzaju gleby i warunków klimatycznych od 0,9 do 1,4 m pod powierzchnią.

Należy wreszcie dodać, że na skuteczność drenowania ciężkich gleb i szybkość odprowadzania z nich wody ma bardzo znaczny wpływ zasypywanie rurek ziemią z warstwy przepuszczalnej, o ile jest ona w zasięgu drenowania, lub nawet dowiezioną z zewnątrz; na potrzebę tej czynności, niestety, technicy zwracają uwagę tylko w wyjątkowych wypadkach i z tego względu potrzeba tego zabiegu powinna być nakazana instrukcją.

Rozstawa sączków.

Wyznaczanie rozstawy na podstawie wyczucia i nabytej praktyki nawet przy dużej inteligencji jest bardzo zawodne, czego dowodem jest mnóstwo przeprowadzonych błędnie drenowań w Niemczech. Charakterystyczne wyniki otrzymał prof. Zunker, który zaprosił najwięcej wykwalifikowanych melioratorów celem wyznaczenia rozstaw „na oko” w czterech różnych glebach. Oto wyniki podające rozstawy zaproponowane przez zaproszonych rzeczoznawców, a w nawiasie podana jest liczba ekspertów, którzy zaproponowali daną rozstawę (w m):

Gleby:	Ciężkie				Średnia	Lekka
	8	(1)	9	(1)	10 (2)	10-12 (1)
	10	(1)	10	(2)	12 (4)	13 (1)
	12	(1)	12	(3)	14 (2)	14 (3)
	13	(2)	12-13	(1)		
	12-14	(1)	12-14	(1)	15 (1)	15 (1)
	13-14	(1)	14	(1)	16 (7)	16 (7)
	14	(2)	14-15	(1)	—	16-18 (1)
	16	(2)	16	(1)	—	17 (1)
	—	—	—	—	—	18 (3)

W pierwszych dwu wypadkach na glebach ciężkich prof. Zunker wyznaczył na zasadzie analiz rozstawy 10 m, na glebie średnio ciężkiej 16 m i na glebie lekkiej 19 m, tak że tylko przy glebie średnio ciężkiej 44% ekspertów określiła rozstawę prawidłowo, a w pozostałych wypadkach wyniki były zupełnie ujemne.

Wyznaczanie rozstawy na lekkich glebach na podstawie wskazówek różdżkarzy weszło na zupełnie nowe tory z chwilą wynalezienia przyrządów czułych na promienie wysyłane przez podziemne potoki; obecnie nie trzeba będzie polegać na indywidualnych własnościach reagowania na promienie te przez prawdziwych rądomantów (a czasem szarlatanów), a oszczędności osiągnięte przez częściowe tylko drenowanie takich gleb (a mamy ich dużo) mogą być bardzo znaczne.

Co się tyczy lepszego działania drenowania poprzecznego w porównaniu z podłużnym, to jest ono znane ogólnie; naturalnie instrukcja powinna podkreślić potrzebę stosowania poprzecznego drenowania i to nawet częstszego niż jest to proponowane w projektowanej instrukcji, która wypowiada zasadę, że „z reguły stosować należy drenowanie poprzeczne przy spadkach terenowych powyżej 10‰”. Według mojego zdania drenowanie skośne może i powinno być stosowane już przy spadkach 4 — 5‰.

W tym samym ustępie, w którym jest mowa o drenowaniu podłużnym i poprzecznym inż. J. Ostrowski przyciska moje słowa: „jak wiadomo w ciężkich glebach drenowanie w pełni działa dopiero po upływie 6 — 10 lat, to jest po rozkruszeniu i przewietrzeniu całej gleby”, i w dalszym ciągu niszcząc krytykując zbyt częste stosowanie podłużnego drenowania. Takie zestawienie może w czytelniku wzbudzić myśl, że jestem zwolennikiem podłużnego drenowania, przynajmniej jednak, że ustęp poprzedzający niniejszy powinien wrażenie to obalić.

Co się zaś tyczy życzenia, żeby drenowanie zawsze amortyzowało się w ciągu 5 — 6 lat, to, chociaż jest ono podzielane przez wszystkich, niestety, na bardzo ciężkich glebach jest ono nieosiągalne. W mojej praktyce miałem do czynienia 3 razy z takimi glebami: pierwszy raz jako student oglądałem drenowanie o rozstawie 5 m w Saksonii, drugi raz byłem zaproszony jako ekspert przez Polski Monopol Tytoniowy dla oceny racjonalności drenowania o rozstawie 12 m (przy głębokości założenia 1,25 m) w Piadkach pod Kołomyją, gdzie po upływie 3 lat od wykonania drenowania nie widać było jeszcze zupełnie wyników, i trzeci raz przy projektowaniu założenia pola doświadczalnego drenarskiego w powiecie dziśńskim, gdzie analiza mechaniczna wykazywała do 90% części słabialnych i gdzie projektowaliśmy rozstawy drenów zaczynać od 5-ciu metrów. Tak ciężkie gleby zdarza się co prawda rzadko; drenowanie ich jest tak kosztowne (a jednak konieczne), że amortyzacja jego w ciągu 5-ciu do 6-ciu lat jest problematyczna. W glebach nie tak ciężkich drenowanie może się amortyzować dzięki podwyżce zbiorów nawet przed pełnym rozkruszeniem się warstwy gleby leżącej powyżej głębokości założenia drenów, zresztą amortyzacja jest to kwestia

nie tylko przyrodnicza, lecz i ekonomiczna, i rozwiązanie jej wymagałoby zbyt dużo czasu i miejsca.

W glebach ciężkich i bardzo ciężkich chodzi nie tyle o odprowadzenie wody, ile o doprowadzenie powietrza drogą ścięcia cząstek koloidalnych przy pomocy szybkiego osuszenia i z tego powodu powinny one być drenowane dość płytko i znacznie gęściej, niż to jest podane w instrukcjach; dotyczy się to zwłaszcza gleb ilastych. Ponieważ jednak tak gęste drenowanie (5 — 6 m) jest bardzo kosztowne, przeto należałoby się zastanowić, czy nie należałoby na tego rodzaju glebach stosować prócz drenowania normalnego (o rozstawie 8 m, a może nawet i rzadziej) drenowania kreciego o liniach idących prostopadle do rurociągów; tego rodzaju drenowanie było projektowane na polu doświadczalnym w Dziśnieńskim, a jest stosowane na szeroka skalę na ciężkich glebach w Anglii. Konieczne jest jednak przeprowadzenie odpowiednich doświadczeń, gdyż na przykład inż. Vetulani dowodził, że w glebach ilastych wystarcza rozstawa 8 m, o ile dreny są przykryte co najmniej na wysokość 40 cm żwirem lub gruboziarnistym piaskiem.

Poza tym pożądanym byłoby podanie w instrukcji wskazówki o potrzebie wapnowania gleb ciężkich po wydrenowaniu dla przyspieszenia skuteczności drenowania. Wskazówka taka w instrukcji drenarskiej może się wydać dziwna, jednak mnie się zda, że w instrukcji powinien być rozdział poświęcony sprawom, na które technicy winni zwracać uwagę właścicielom gruntów melioracyjnych, jak się obchodzić z nimi po wydrenowaniu i jak należy pielęgnować urządzenia, zwłaszcza rowy odpływowe, wyloty, studzienki itp.

Przejdźmy teraz do kwestii zmniejszania lub zwiększania rozstawu w zależności od miejscowych warunków: od wysokości opadów, od średniej rocznej temperatury (o czym w instrukcjach nie było dotychczas mowy) i od zawartości węgla wapnia. Wysokość opadów powyżej 600 mm mamy na obszarze zajmującym około trzeciej części całej powierzchni Państwa (przeszło 100.000 km²), więc nie tylko na podgórzu, przy czym w lata mokre wysokość opadów w miesiącach letnich dochodzi w tych okolicach do 350 mm. Jeżeli przeto chcemy odprowadzić tę ilość wody z pól ornych w ciągu takiego czasu, żeby ona nie zaszkodziła plonom (zwłaszcza na glebach ciężkich), musimy zwięzić rozstaw. Także wymagają zwiększenia rozstawu drenów okolice o ostrzejszym klimacie. W okolicach Olecka (Margrabow) średnia roczna temperatura wynosi 5,6°, na Dolnym Śląsku zaś 8,6° C. Jeżeli weźmiemy pod uwagę, że różnica jednego stopnia w średniej rocznej temperaturze stanowi o różnicy około 14 dni wegetacji, to zobaczymy, że powinniśmy się starać o częściej choćby wyrównanie warunków wegetacyjnych i że nie możemy traktować pod względem melioracyjnym jednakowo naszych powiatów północno-wschodnich i południowo-zachodnich: ponieważ średnia temperatura miesięcy letnich odbiega bardzo niewiele w tych porównywanych okolicach od siebie, więc główna różnica prócz miesięcy zimowych skupia się na wiosennych i wtedy właśnie przyspieszenie wegetacji drogą

gęstszego drenowania gleb ciężkich może odgrywać w powiatach o ostrym klimacie rolę w planach i w organizacji gospodarstw.

Co się tyczy zwiększania rozstawu drenów na łąkach i pastwiskach, to, według mnie, należałoby robić różnice w nim w zależności od tego, czy uprawy te mogą być nawodniane czy nie; łąki na glebach piaszczystych drenować jedynie w pierwszym wypadku, a poza tym regulować na nich wilgotność przy pomocy rowów otwartych z zastawkami.

Spadki rurociągów.

Uważam spadki zbieraczy mniejsze od 1,5‰ za niedopuszczalne, a nawet i te ostatnie za niebezpieczne ze względu na to, że nie wszystkie te rurociągi prowadzą wodę stale, skutkiem czego, jak wiadomo, przy zmniejszaniu się ilości odpływającej wody namuły mają tendencję osiadania.

Kurzawka.

Studzienki są bezwarunkowo niebezpiecznymi punktami w każdym drenowaniu, gdzie znajdują one zastosowanie — czy to jako chwytające piasek z kurzawki, czy jako gubiące spadek w okolicach podgórskich, czy wreszcie jako budowle zbiorcze. Wymagają one starannego wykonania i stałej pielęgnacji; jeżeli trudno dopilnować, żeby gospodarze utrzymywali w porządku wyloty drenów, z których często podczas robót w polu pija wodę, to co tu mówić o pamiętaniu przez nich o potrzebie oczyszczania studzienek nie rzucających się im w oczy choćby nawet i wystawały one ponad teren. Studzienki będą na czasie dopiero po wprowadzeniu stałych dozorców, specjalnie zajmujących się pielęgnacją urządzeń melioracyjnych.

Spadki sączków w glebach z kurzawkami o średnicy 5 cm proponowałbym zwiększyć do 11,5‰, a zbieraczy (7,5 cm) do 6‰.

Gleby żelaziste.

W projekcie instrukcji jest powiedziane, że związki żelaza zaczynają zapełniać sączki dopiero po zupełnym zatankowaniu zbieraczy. Nie jest to zgodne z moimi obserwacjami, uzyskanymi przy drenowaniu łąk w Proszowskim gdzie wszystkie sączki były zapełnione kwaśnym wodorotlenkiem żelazowym, a zbieracze nie wszystkie, zatem kwaśny węglan żelazowy w niektórych wypadkach zaczyna się utleniać bardzo szybko po zetknięciu się z powietrzem, i z tego właśnie powodu istnieje metoda niedopuszczania powietrza wciąż świeżego, ewentualnie ograniczenia dostępu powietrza (przez zanurzanie wylotów w wodzie, stosowanie jak najmniejszych kalibrów itd.), oprócz drugiej metody którą reprezentowali melioratorzy czescy układający swoją instrukcję. Środki walki z osadzeniami związków żelaza proponowane przez nich uważam za zupełnie odpowiednie, chociaż i między czeskimi autorami melioracyjnymi są zwolennicy odwodnienia gleb żelazistych początkowo rowami otwartymi, a dopiero po upływie kilku lat przechodzenia na drenowanie ich, jak to

proponuje projekt instrukcji; taki projekt jest podany w podręczniku prof. V. Hlavinka.

Co się tyczy stosowania w glebach żelazistych sączków szklanych, to, zanim się o nich coś konkretnego powie, powinny one być wypróbowane w stacjach doświadczalnych drenarskich.

Połączenia.

Ponieważ od dobroci wykonania połączeń zależy długość drenowania, przeto wszelkie środki prowadzące do jak najszczelniejszego ich wykonania są zalecenia godne, zatem i ocementowywanie ich; oprócz tego należy dążyć do skłonięcia cegielni do wykonywania gotowych połączeń drenarskich w fabrykach. Poza tym, jako środek uboczny, należy stosować wynagrodzenie robotników zajętych przy połączeniach drenów dniówkowo z premiami za dobre wykonanie, nie zaś na akord.

Odptyw wody drenami w litrach na sekundę z hektara.

Jako były asystent prof. T. Sikorskiego czuję się w obowiązku upomnieć za nim. Autor projektu pisze: „Krueger w 1921 r. podaje w zależności od wielkości opadów (500 — 1000 mm) i przepuszczalności z'emi spływ na 0,312 do 0,785 l/sek/ha. Podobne cyfry podaje Sikorski”. Otóż muszę sprostować, że cyfry są nie podobne, lecz identyczne, a poza tym muszę dodać, że prof. Sikorski podał je o 20 lat przed Kruegerem; czytelnik nieświadomy mógłby sądzić ze słów projektu instrukcji, że Sikorski zapożyczył cyfry te u Kruegera, nie zaś odwrotnie.

Przechodząc teraz do samego zagadnienia, to uważam, że lense są normy oparte choćby na starych (aż z 19-go stulecia) doświadczeniach, niż na rozważaniach czysto teoretycznych. Ale na poparcie wyników dawnych doświadczeń mamy i nowsze; mianowicie w stacji doświadczalnej drenarskiej we Fredrowie pod Lwowem z gleby czarnej na rędzinie w latach 1931 i 1932 odpływ wynosił 1 l/sek/ha przy opadach około 700 mm rocznie. Widzimy przeto, że liczby otrzymane przy doświadczeniach przez prof. Spoettlego na początku bieżącego stulecia nie są bynajmniej przesadzone. Podaje on odpływ z gleb ciężkich 0,35 do 0,50 l/sek/ha, z gleb średnio ciężkich 0,50 do 0,70 l i z gleb lekkich 0,70 do 2,10 l/sek/ha.

Uważam tylko, że ponieważ na wielkość odpływu wody drenowej mają wpływ nie tylko wysokość opadów i rodzaj gleby, lecz i spadki, należałoby ułożyć w instrukcji tablicę uwzględniającą wszystkie te najważniejsze czynniki, na wzór tablicy zaproponowanej przez dra H. Pfeiffera w „Kulturtechniker” (Nr 1 r. 1924).

Kaliber sączków.

Nie mogę się zgodzić z projektem instrukcji w ustępie o kalibrze sączków, zalecającym ze względów oszczędnościowych stosowanie 4-centymetrowych rurek, nie zaś 5-cio centymetrowych. Już 20 lat temu w „Inżynierii Rolnej” dowodziłem, że tak ze względów na większą łatwość zamulania się rurek 4-ro centymetrowych, jak i ze względu na mniejszy ich wpływ na zmianę struktury gleby, powinno się przejść na drenowanie rurkami 5-cio centymetrowymi, a w 1935 r. inż. K. Mysłakowski dowiódł („Inżynieria Rolna” Nr 3), że oszczędności przy stosowaniu mniejszych rurek są bardzo problematyczne i z tego względu, biorąc pod uwagę zalety stosowania większych rurek, należy przejść na stałe na używanie jedynie 5-cio centymetrowych.

Wyloty.

W kraju tak płaskim, jakim jest nasz na bardzo znacznych obszarach, stawianie żądania podniesienia wylotów drenów nad lustro wody w rowie odpływowym więcej niż o 20 cm uważam za nieracjonalne; może to pociągnąć za sobą w niektórych wypadkach konieczność kopania długich rowów odpływowych, a motyw niedostatecznej konserwacji nie jest wystarczający i zresztą nie zgadza się z uwagami projektu instrukcji, tyczącymi się stosowania studzienek.

Zabezpieczenie zbieraczy przydrożnych.

Samo ustalenie odległości zbieraczy od dróg, choćby na 20 metrów, bez nakazania wstawienia między nie drenów osączających, odgrywających rolę korzeniochronów, nic nie pomoże, zatem ten nakaz powinien być przewidziany w instrukcji z dodatkiem, że tyczy się on wszystkich dróg, gdyż nawet polne drogi dotychczas nie obsadzone drzewami mogą w przyszłości być obsadzone, a dreny trwają wiele lat.

Drenowanie sadów.

Sady obecnie zakłada się nie na wybranych specjalnie terenach, lecz tam, gdzie wypadnie, a żyzne, zatem cięższe gleby są zupełnie odpowiednie dla drzew, należy tylko gleby te odpowiednio przygotować drenowaniem. Bezwarunkowo system Rérolle'a jest najodpowiedniejszy i w stosunku do wartości owoców nie nazbyt drogi, ale i obsypywanie drenów materiałami nie zawierającymi pokarmów roślinnych (prócz żużla zwierzęcego, gruboziarnistym piaskiem itp.) zapobiega zarastaniu drenów korzeniami, na jak długo, to wiadomo, w każdym razie drzewa zdążają rozwijać się w pełni. I tu potrzebne są doświadczenia.

Administracja czasopisma uprzejmie prosi o jak najszybsze wpłacanie prenumeraty za cały 1947 rok, w wysokości 600 zł.

Przedpłata za pierwsze półrocze b. r. wynosiła 200 zł.

W sprawie drenowania

Drenowanie należy obecnie do najbardziej rentownych melioracji na skutek dużych cen płodów rolnych, a z drugiej strony wyjątkowo niskich kosztów. W powiecie kaliskim w 1945 r. zdrenowano 78 ha, a w 1946 r. 300 ha. Przeciętny koszt materiału drenarskiego (sączki 5 cm.), transportu, wykopu rowków, układania i obiektów wynosił w 1945 r. 6.500 zł na 1 ha, w 1946 r. 9.500 zł. Zasypkę rowków, rozwożenie rurek po polu, a częściowo i transport (około 40%) wykonali zainteresowani. W przeliczeniu na żyto koszt drenowania przed wojną wynosił około 15 q, podczas gdy w 1946 r. wynosił do 7 q. Ponieważ przeciętny wzrost plonów na polu zdrenowanym oblicza się rocznie na 5 — 6 q żyta, przeto wydatki zwracają się w ciągu najwyżej 2 lat. W tych warunkach drenowanie winno być masowo wykonywane, zwłaszcza, że z okresu okupacji pozostały ogromne ilości materiału drenarskiego, który się marnuje. Rozpowszechnienie robót drenarskich wymaga zmian prawnych i organizacyjnych, przystosowanych do obecnej rzeczywistości.

Art. 36 Ustawy Wodnej zezwala na drenowania prywatne, co na gruntach chłopskich prowadzi do absurdu. Spotyka się w Kaliskim drenowania na gruntach zupełnie płaskich z wylotem do dolka, wykopanego w dnie płytkiego rowka, często bezodpływowego. Głębokość takiego drenowania wynosi 40 do 60 cm. System drenarski ogranicza się nieraz do jednego sączka znacznej długości, idącego środkiem wąskiej działki. „Melioracje” takie nie tylko nie przynoszą większych korzyści, lecz nawet silnie utrudniają drenowania sąsiednich gruntów, a przecież wykonywują je rolnicy najbardziej postępowi, którzy pragną podnieść produkcję rolną na gruntach z natury żyznych, lecz zbyt wilgotnych. Wykonywanie odpływu na płaskich terenach jest utrudnione, nie tylko dla pojedynczego rolnika, lecz często i dla Spółki Wodnej, gdyż koszty odpływu mogą być nieproporcjonalnie wysokie do kosztów drenowania, a przecież z uregulowanego odpływu korzystają nie tylko grunty drenowane, lecz również i sąsiednie, które nie zawsze uda się wciągnąć do Spółki. Dlatego też, proponuję, aby koszty wykonania odpływu oraz opracowanie projektów melioracyjnych pokrywał Skarb Państwa, lecz z drugiej strony należy zabronić wykonywania melioracji prywatnych, bez uprzedniej zgody Rejonowych Kierownictw.

Rolnicy, rozumiejąc potrzebę melioracji i jej opłacalność, masowo dążą do zakładania Spółek Wodnych, niestety brak kredytów akcję tę silnie hamuje, a przecież drenowanie to sprawa podniesienia kultury rolnej, to podwaliny racjonalnej gospodarki na gruntach podmokłych i ciężkich, których w Polsce jest ponad 5 milionów ha.

Przewidując rozwój robót drenarskich, niezbędne jest przedyskutowanie i opracowanie no-

wych zasad technicznych, dlatego też z radością należy przyjąć art. inż. J. Ostrowskiego w „Gospodarce Wodnej” o projekcie nowej instrukcji drenarskiej, który pragnąłbym uzupełnić aktualnymi spostrzeżeniami, zwłaszcza, że długotrwała i ciężka ostatnia zima dostarczyła dość liczny materiał.

Nowe drenowania w pow. kaliskim wykonane są na różnych glebach, poczynając od piasku a kończąc na ciężkich glinach. Rozstaw dren zastosowano 14—18 m (za wyjątkiem 1 ha gliny garnarskiej — rozstawa 9 m), bez dokonania analizy mechanicznej i chemicznej, a jedynie na podstawie przekrojów glebowych. Na spadkach powyżej 1% układ dren stosowano ukośny, tak, aby spadki sączków wynosiły przeciętnie 0,6 do 1%. Przyjęte rozstawy i spadki okazały się dobre. Należałoby raczej czynić obserwacje i sprawdzać doświadczalnie, czy nie można byłoby zwiększać rozstaw, gdyż drenowania prywatne mają zwykle rozstaw od 18 do 20 m na glebach gliniastych (gdzie wg prof. Skotnickiego winna wynosi 15—17 m), a mimo to wyniki są dość dobre. Głębokość drenowania zastosowano na glinach 1,05 do 1,10 m, a na bielicach piaszczystych i sapach 1,25 m.

Wiosną b. r. okazało się w dość licznych wypadkach, że woda w zbieraczach zamarzła i to na głębokości do 1,40 m. Zmarznięcie na piaskach doszło do 1,70 m. Spowodowało to lokalne zabagnienia, zwłaszcza w miejscach mniej poddanych operacjom słonecznym. Zamarznięcie wody w zbieraczach zauważono nie tylko na nowych, lecz również i na starych drenowaniach. Rozsadzenia zbieraczy przez lód dotychczas nie zaobserwowano, gdyż nie były one całkowicie wypełnione wodą, nie mniej mogą one jeszcze okazać się w ciągu lata, po ulewnych deszczach. Ze względu więc na przemarzanie gruntu nie należałoby zbyt spłycać drenowania, nie mniej propozycje inż. Ostrowskiego należy uznać za słuszne, pod tym warunkiem, że głębokość zbieraczy winna wynosić średnio 1,30 — 1,35 m. Zamarzanie wody w sączkach nie jest bowiem groźne ze względu na małą jej ilość.

Najlepszym zabezpieczeniem dren przed zarastaniem korzeniami drzew okazał się żużel. W sadach zdrenowanych płytko (1,25 m), lecz przykrytych 15 cm warstwą żużlu nie zauważono od 1942 r. żadnych śladów zarastania.

Przeciętny opad dla powiatu kaliskiego wynosi 500 mm. Wszystkie dotychczasowe drenowania były obliczone na spływ 0,65 l/sek/ha, bez względu na glebę i ukształtowanie terenu, gdyż stosowanie większych spływów nie było potrzebne, a na mniejsze nie zezwalała obowiązująca instrukcja. Obserwacje tegoroczne wykazały, że na glebach lżejszych zastosowane średnice dren są naogół prawidłowe, lecz dla gleb gliniastych są one stanowczo za duże. Największe wypełnienie na piaskach wynosi ok. 60% przekroju, a na glebach cięższych wypełnienie zbieraczy nie przekraczało 40%

przekroju. Przyjęcie spływów zaproponowanych przez inż. Ostrowskiego jest więc napewno wystarczające i niewątpliwie przyczyni się do znacznych oszczędności.

Z projektu instrukcji wynikałoby, że studzienki rewizyjne należy stosować tylko dla kurzawek i to wyprowadzonych ponad teren, tymczasem winny one mieć znacznie szersze zastosowanie. Studzienki nie tylko są konieczne dla kontroli wykonanych drenowań, lecz również ułatwiają organizację robót, gdyż główne zbieracze dzielą na niezależne od siebie odcinki. Umożliwia to całkowite zakończenie dolnej partii i swobodne rozłożenie robót w górnej, co daje duże oszczędności przez uniknięcie oberwisk, prowizorycznych układów itp. Niemniej studzienki kontrolne należy stosować tylko w wyjątkowych warunkach a mianowicie:

1. w gruntach niepewnych (kurzawki),
2. w lokalnych dolinach, gdzie koncentruje się kilka zbieraczy,
3. przy znacznych zmianach spadków (z dużego na mały),
4. dla dużych działów ze względu na kontrolę działania i organizację robót.

Dobre wyniki dają studzienki wgłębne, przykryte betonową pokrywą. Są one niewidoczne, nie przeszkadzają uprawie, nie ulegają uszkodzeniom i zanieczyszczeniom z zewnątrz, a kontrola ich

powinna należeć nie tylko do Spółek Wodnych, lecz również do Rej. Kier. Robót Wodno-Melioracyjnych. Studzienki wyprowadzone nad teren są pożądane tam, gdzie konieczna jest stała kontrola (kurzawki, cieki z osiedli), względnie tam, gdzie woda w nich jest wykorzystywana (ogrody). W instrukcji należałoby również ściślej określić „skosność drenowania”, które proponuję ująć następująco:

- 1) teren płaski — spadki $< 0,5\%$ — drenowanie podłużne,
- 2) teren o spadkach $0,5\%$ — drenowanie poprzeczne tak usytuowane, aby spadki sączków wynosiły zasadniczo od $0,5$ do 1% dla gruntów zwykłych, a dla kurzawek i gruntów niepewnych od 1 do 2% .

Dla wyciągnięcia dalszych wniosków konieczne jest dokonywanie obserwacji w trakcie robót. Ma ono duże znaczenie, gdyż wyraźnie uwidaczniają się różnice pól zdrenowanych od niezdrainowanych i dlatego winny być zorganizowane i stale prowadzone. Różnice te byłyby uwidaczniane na zgóry opracowanych wzorach spóstrzeżeń dotyczących spływu wód, poziomów wód gruntowych, przedłużenia okresu wegetacyjnego, uprawy, plonów itp. Można byłoby robić specjalne odchylenia od projektu (np. wykonywać co drugi sączek) i obserwować wyniki, które zebrane z kilkunastu obiektów dałyby ciekawe wnioski.

INŻ. JERZY OSTROWSKI

W odpowiedzi Prof. S. Turczynowiczowi i Inż. F. Stryjewskiemu

Wydrukowany w „Gospodarce Wodnej” artykuł „W sprawie projektu nowej instrukcji drenarskiej” jest odpisem referatu dyskusyjnego wygłoszonego w lutym 1946 r. Zawiera on zasady i wytyczne, na których, zdaniem moim, oprzeć się winna instrukcja drenarska. Jako referat, zarówno pod względem stylizacji, jak precyzności określeń i terminologii, nie odpowiada on tym warunkom, jakim odpowiadać winna instrukcja Ministerstwa. Dlatego też wytlomaczalnym jest drobne niedopatrzenie, jakie polega na nieumieszczeniu w referacie wyraźnego zastrzeżenia, że omawia on drenowanie gruntów mineralnych, gdyż, jak słusznie Prof. Turczynowicz zaznacza, wynika to wyraźnie z treści. Natomiast tytuł projektu instrukcji, opracowanego później i po rozpatrzeniu przez wyznaczoną komisję w składzie inż. inż.: Jerzy Ostrowski, Stanisław Sienkowski i konsultant Prof. Czesław Zakaszewski, złożonego w Ministerstwie Rolnictwa i R. R. do zatwierdzenia, brzmi: „Instrukcja do sporządzania projektów drenarskich gruntów mineralnych”. W przeciwstawieniu do powyższego, dotychczas obowiązująca instrukcja z 1925 r. „O sporządzaniu projektów technicznych i urządzeń melioracyjnych i kosztorysowych”, opracowana przez komisję, w składzie której był Prof. Turczynowicz, oma-

wiając w części II („Zasady szczegółowe”) w podtytule 2 („Projekty drenowania”) i w §§ 22 — 26, dotyczących się przepisów do sporządzania projektów drenowania, ani słowem nie wspomina, że przepisy te tyczą się drenowania gruntów mineralnych.

Proponowane przez Prof. Turczynowicza rozróżnienie nomenklatury „spływ” i „odpływ” jest słuszne.

Dotychczas obowiązującą instrukcję drenarską z 1925 r. przeciwstawiam poglądom Prof. Skotnickiego na jednym tylko odcinku, t. j. wyznaczania rozstawu na zasadzie wyniku analizy mechanicznej gleby. W biurach melioracyjnych, w których Skotnicki był dyrektorem lub konsultantem, brano pod uwagę przy projektowaniu rozstawu „pył” (cząstki I kateg.) + $\frac{1}{3}$ części „miału” (cząstki II kateg.), a nie tak jak zaleca instrukcja Ministerstwa, tylko cząstki I kateg. ($< 0,01$ mm). Prof. Skotnicki pisał: „w glebach o dużej zawartości miału, zaś nieznacznej zawartości pyłu, uwzględniając tylko tę frakcję, dochodzimy do absurdalnie rzadkiego drenowania. Opierając się na twierdzeniu, że jedynie zawartość pyłu jest wskaźnikiem potrzeby drenowania, doszlibyśmy do wniosku, że mokre ziemie miałowe nie powinny być osuszane i że sztucznie spreparowana próbka ziemi, składająca

się z miału, powinna wykazywać całkowitą przepuszczalność, co niezgodne jest z rzeczywistością". Dlaczego Prof. Skotnicki, będąc członkiem komisji, jak zaznacza Prof. Turczynowicz, zgodził się na normy instrukcji Ministerialnej, tego nie wiem. Przypuszczam, że brak dostatecznej wymowy i sposób bycia, robiący wrażenie nieśmiałości, były powodem niemożności przeforsowania poglądów w tak liczny gronie komisyjnym. Są to jednak tylko moje śmiałe supozycje.

Co się tyczy różnicy zasadniczej co do głębokości drenowania gleb piaszczystych pomiędzy wcześniejszą czeską instrukcją i późniejszą niemiecką, to różnica ta, zdaje mi się, powstała głównie z tego powodu, że wcześniejsza czeska instrukcja nie przewidywała i nie zalecała niesystematycznego (nieregularnego) drenowania gleb piaszczystych, jak to przewiduje późniejsza instrukcja niemiecka. Przy niesystematycznym i nieregularnym drenowaniu, szczególnie zaś o ile chodzi o ujęcie wód naporowych drenami opaskowymi, głębsze ich założenie jest rzeczą konieczną. Nie przypuszczając, aby w Polsce wskazaną i możliwą było rzeczą systematyczne drenowanie podmokłych piasków, tak jak glin, — zaproponowałem w instrukcji większe głębokości dla drenów w glebie piaszczystej, tak jak to czyni nowsza od czeskiej instrukcja niemiecka. Dane co do głębokości zamarzania wziąłem, za wyjątkiem dwóch swoich własnych obserwacji, z publikacji Prof. Turczynowicza, co zaznaczyłem w swoim artykule. W dalszej treści tej samej publikacji czytamy: „W Puławach zamarznięcie gleby w najsurowsze nawet zimy nie przekracza także 1 m. 7 powyższych uwag można wnosić, że płytkie drenowanie, zalecane przez instrukcję (czeską — przypisek mój) dla gleb ciężkich i bardzo lekkich nie może być uważane za niebezpieczne z obawy o przemarzanie gleby". Obecnie Prof. Turczynowicz pisze, że zamarzanie gleby u nas dochodzi do 1,20 m, a przemarznięcie jest niebezpieczne dla wczesnego odprowadzenia wody z gleby: „gleba zamrznięta naokoło drenu nie dopuszcza do niego wody gruntowej, skutkiem czego gleby takie są dostępne dla upraw nie wcześniej, niż nie drenowane zupełnie". Aby twierdzeniu temu wierzyć, trzeba mieć pewność, że odmarzanie postępuje tylko od góry, czyli że przy zamarznięciu ziemi na 1 m głęboko setny centymetr odmarznie ostatni, wtedy, kiedy już będzie nad nim odmarznięta cała pozostała warstwa 99 cm. Ja temu nie wierzę.

Wcale nie twierdzę, iż przyjęta głębokość drenowania 1,25 m objaśnia się tym, że jest to poziom dla roślin konieczny. Wprost przeciwnie. Ze zdaniem tym jednak nazbyt często się spotykałem i dla tego o nim, między innymi, wzmiankowałem.

W sprawie wyznaczenia „na oko” rozstawu sączków. Przytoczone przez Prof. Turczynowicza wyniki doświadczeń w powyższej sprawie Prof. Zunkera, można uznać za budzące wątpliwości. Albo zaproszeni „rzeczoznawcy” nie byli rzeczoznawcami, albo określenie rozstawu dokonywane było rzeczywiście „na oko”. Pisząc o wyznaczaniu rozstaw bez analizy mechanicznej gleby, miałem na myśli jej określenie na zasadzie dokładnego

zbadania gleby za pomocą wierceń świdrem i odkrywki do dostatecznej głębokości i zbadania innych lokalnych warunków. Wyrażenia „na oko” nie użyłem, gdyż ono samo dyskredytuje metodę, która przy dostatecznie dużej praktyce i zasobie wiedzy dać może, moim zdaniem, praktycznie lepsze wyniki, niż analiza mechaniczna próbek gleby, niewłaściwie lub z nienależytej głębokości pobranych przez mniej inteligentnego zdjęciarza. Zresztą co do celowości samej tylko analizy mechanicznej mieć można wątpliwości (vide art. Prof. Skotnickiego „Inżynieria Rolna” Nr 1 — 2 1935). Jeżeli zaś nie proponuję wprowadzenia do instrukcji określenia rozstawu na zasadzie tylko badań glebowych w terenie, bez analizy mechanicznej, to dla tego, że zdaję sobie sprawę z konieczności posiadania dużego bardzo zasobu praktyki i przygotowania do podobnej pracy, których to zalet obecnie nasi inżynierowie i technicy melioracyjni nie posiadają.

Powracam do eksperymentu Prof. Zunkera: pracując w 1917 — 1919 roku w Ziemiańskim Towarzystwie Melioracyjnym, widziałem nieraz, jak Skotnicki przed oddaniem do analizy próbek gleby, określał „na oko” jej wynik (rozstaw). Zwykle zgadywał dobrze lub mylił się bardzo mało (o metr, rzadko o dwa). Imponowało mi wtedy to bardzo. Później, po kilkunastoletniej praktyce, z bardziej doświadczonymi kolegami zabawiałem się określeniem rozstaw, rozcierając w rękę mniej lub więcej wysuszone próbki gleby. Różnice naszych określeń były nieduże, metr, dwa. Potrzeba do tego jednak większej praktyki i ciągłości tej praktyki.

Co się tyczy sprawy poprzecznego drenowania, to nie leżało w moim zamiarze sugerowanie czytelnikowi, iż Prof. Turczynowicz jest zwolennikiem podłużnego drenowania. Chciałem jedynie podkreślić, iż u nas za mało zwraca się uwagę na konieczność drenowania poprzecznego, szczególnie na glebach ciężkich i w ogólności drenuje się zbyt podłużnie. Zarówno obowiązująca instrukcja Ministerialna, jak i liczne nasze publikacje z zakresu drenowania, nie roztrząsają tego zagadnienia (nawiasem dodam, że podręcznik Prof. Zakaszewskiego omawia zalety drenowania poprzecznego, jednak zawarta w nim wskazówka, że „przy projektowaniu układu sączków przy spadach terenu do 20% stosować należy drenowanie podłużne”, — wysoko posuniętą granicą spadku 20% poważnie podważa możliwość stosowania drenażu poprzecznego, recte skośnego).

Podzielać w zupełności opinię Prof. Turczynowicza, że drenowanie skośne powinno już być stosowane przy spadkach 4 — 5%. W pierwotnym moim projekcie instrukcji odnośny przepis brzmiał: „drenowanie podłużne dozwolone jest tylko w terenach o małym spadku, poniżej 5%”. Na życzenie konsultanta Prof. Zakaszewskiego, granica ta została w projekcie instrukcji podniesiona drogą kompromisu do 10% dla gleb ciężkich gliniastych i do 15% dla gleb lekkich i pyłowych. Nawiasem dodam, że życzenia Prof. Zakaszewskiego co do granicy spadku szły jeszcze dalej (20%).

Proponuję zamiast wyrażenia „drenowanie poprzeczne” i „drenowanie skośne”, używać tylko jednego z tych wyrażenia. W rzeczywistości drenowanie „poprzeczne” w praktyce jest zawsze drenowaniem „skośnym”, a poprzecznym mogłoby być tylko wtedy, kiedy sączki byłyby poprowadzone bez spadku naturalnego, a tylko ze spadem sztucznym, co się nie zdarza.

Prof. Turczynowicz w sprawie żądania, aby drenowanie w normalnie dobrej koniunkturze rolniczej amortyzowało się w przeciągu 5 — 6 lat, twierdzi, iż w ciężkich glebach drenowanie w pełni działa dopiero po upływie 6 — 10 lat. Na dowód powyższego przytacza trzy wypadki widziane przez siebie w swojej praktyce. Aczkolwiek sam wiele razy widziałem nienależyte działanie drenowania na glebach ciężkich, wykonanego zresztą prawidłowo, zgodnie z obowiązującą instrukcją, to wypadki te bynajmniej nie przekonały mnie o małej skuteczności drenowania gleb ciężkich, gdyż wykonane na nich drenowania były dla gleb ciężkich zbyt głębokie, miały za rzadką rozstawę, a oprócz tego przeważnie kierunki sączków były za mało poprzeczne, o ile w ogóle nie były poprowadzone wzdłuż spadku. Również przytoczone przez Prof. Turczynowicza trzy przykłady nie są przekonujące: pierwszy, widziany w Saksonii, już bardzo dawno temu, nie zawiera jakichkolwiek danych charakteryzujących sposób drenowania; drugi przykład, drenowanie w Piadykach pod Kołomyją, jest raczej potwierdzeniem mojej tezy, gdyż wydrenowanie bardzo ciężkiej gleby przy tak rzadkiej rozstawie jak 12 m, głębokości 1,25 m, a prawdopodobnie również przy zbyt mało poprzecznym drenowaniu, — rzeczywiście może rezultatu nie dać; trzeci wypadek w powiecie Dziśnieńskim mówi o zamierzonym dopiero drenowaniu, wobec czego za dowód uznanym być nie może.

Słuszną jest uwaga Prof. Turczynowicza stosowania drenowania kreciego, jako uzupełnienia drenowania rurkowego. Niestety, brak doświadczenia w tym kierunku, zarówno jak i brak sprzętu stanowi o tym, że sprawa ta w tej chwili nie jest aktualną. W razie zaktualizowania się, będzie mogła być uregulowana droga wydania dodatkowych przepisów do instrukcji.

Przepis zasypywania drenów w glebach ciężkich ziemią przepuszczalną dowiezioną nawet z zewnątrz, żwirem lub gruboziarnistym piaskiem, nie został umieszczony w omawianej instrukcji do sporządzania projektów drenarskich, gdyż w praktyce jest on często, ze względu na wysokość kosztów, niewykonalny. Przepis ten jako zalecenie znajduje się natomiast w obszernej instrukcji — podręczniku, który ma być wydany w tym roku. Zaznaczyć jednak można, że rowek drenarski, zasypyany nawet glebą nieprzepuszczalną, w ciągu kilku lat po drenowaniu stanowi warstwę gruntu niezależnego i wskutek tego bez porównania więcej przepuszczalnego, niż pozostała gleba. Powinno to być jednak wykorzystane przez stosowanie poprzecznego drenowania.

Przepisy o zabiegach rolniczych (wapnowanie gleb ciężkich) i o konserwacji urządzeń meliora-

cyjnych nie zostały umieszczone w projekcie instrukcji, przewidzianej jako instrukcja dla melioratorów sporządzających projekty drenarskie. Natomiast wskazówki te pomieszczone są w obszernej instrukcji — podręczniku drenowania, opartej na tłumaczeniu niemieckiej „Drainanweisung”, która ta praca po zaaprobowaniu przez Ministerstwo i po dostosowaniu do polskiej instrukcji i polskich warunków, będzie wydana w tym roku.

W ustępie, mówiącym o zależności rozstaw od ilości opadów, popełniony został „lapsus”, do którego się przyznaję, gdyż tereny z opadami powyżej 600 mm znajdują się nie tylko na podgórzu. Lapsus ten powstał wskutek tego, że pierwotnie proponowałem jako dolną granicę dla opadów, miarodajną dla rozstaw, — 650 mm, które na życzenie Prof. Zakaszewskiego zostały obniżone do 600 mm. Pierwotne brzmienie zakwestionowanego zdania w moim rękopisie było: „Ponieważ jednak opady większe niż 650 mm są u nas przeważnie tylko na podgórzu...” Później przy wprowadzeniu uzgodnionej poprawki 650 na 600, nieopatrznie i bez zastanowienia opuściłem słowo „przeważnie”, co sens zdania wypaczyło. Na przepisy w projekcie instrukcji lapsus ten wpływu nie ma, gdyż jak wynika z dalszej treści mojego artykułu, przewidywane jest zgęszczenie rozstaw przy opadach większych niż 600 mm.

Natomiast nie mogę się zgodzić z poglądem Prof. Turczynowicza, iż celem częściowego wyrównania warunków wegetacyjnych, należy uzależnić rozstaw od średniej rocznej temperatury, drenując w Olsztyńskim województwie gęściej niż na Śląsku, gdy średnia roczna temperatura tych obszarów różni się o 3° C. Okres wegetacyjny zależny jest również od temperatury powietrza wiosną. Normalne drenowanie przyspiesza okres uprawy a pośrednio i wegetację roślin uprawnych o 2 do 4 tygodni (Inż. Zakaszewski, Podręcznik Melioracji). Nie należy jednak dalej jeszcze próbować gwałcić naturę, w szczególności o klimacie dość surowym, jakim jest klimat woj. Olsztyńskiego, gdyż będzie to zabiegiem rolniczo bezużytecznym.

Przy omawianiu głębokości drenowania łąk i pastwisk przez nieuwagę w artykule nie zaznaczyłem, że głębokości 0,90 — 1,00 m tyczą się łąk mineralnych nawadnianych. Dla łąk nienawadnianych (mineralnych) projekt instrukcji przewiduje głębokość drenowania 0,7 do 0,9 m.

W sprawie spadków rurociągów: osiadanie namulów zależne jest od szybkości wody, a nie od spadku rurociągu. Jak podałem zaś szybkość wody w rurociągu o świetle 12,5 cm przy proponowanym przeze mnie minimalnym spadzie 1,5‰ będzie prawie dwa razy większa niż szybkość wody w rurkach o świetle 4 cm i 5 cm, przy minimalnym spadzie przepisany instrukcją 1925 roku — 2,0‰. Oczywiście, że przy zmniejszaniu się ilości odpływającej wody, szybkości te maleją, jednakże dla światła 12,5 cm, przy spadzie 1,5‰, nie jest to groźne, gdyż przy zmniejszeniu ilości przepływającej wody do 10% — szybkość wody spadnie tylko do 60% szybkości, jaka istniała przy całkowitym zapełnieniu rurociągu i wyniesie wtedy

26 x 0,60 = 15,6 cm/sek., a więc ciągle jeszcze więcej niż przy całkowitym wypełnieniu rurociągu o świetle 5 cm i spadzie przepisowym 2,0‰.

Gleby żelaziste. Przykład iż na łąkach w Proszowskim wszystkie sączki były wypełnione kwaśnym wodorotlenkiem żelazowym, a zbieracze nie wszystkie, nie jest dowodem przekonującym, wobec braku bliższych danych. Według wszelkiego prawdopodobieństwa na łąkach sączki z konieczności miały spady małe, prawdopodobnie były również zbyt długie, dlatego też (również prawdopodobnie) związki żelaza zawarte w wolno i długo przez sączki przepływającej wodzie miały dość czasu, aby wytworzyć złoże, które przy większych spadach i krótszych sączkach powstają dopiero w zbieraczu.

Uwagi Prof. Turczynowicza o połączeniach są słuszne i zgodne z moimi intencjami.

Odpływ wody drenami. Nie miałem zamiaru sugerowania czytelnikowi, że Sikorski zapożyczył cyfry odpływu z drenów od Kruegera, tak samo jak nie twierdziłbym odwrotnie. Cyfry odpływów, podanych przez Sikorskiego i Kruegera nie są jednak identyczne, lecz podobne. Prof. Rożański nazywa je „prawie podobnymi” („Inżynieria Rolna” Nr 2 — 1927). Jeżeli jednak wymienienie naprzód Kruegera, a później Sikorskiego jest błędem, pomniejszającym zasługi Sikorskiego, to do winy i błędu tego się przyznaje. Uzależnienie wielkości odpływu wody drenowej od spadku terenu uwzględniłem w projekcie instrukcji, który złożyłem w Departamencie Wodno Melioracyjnym. W artykule w „Gospodarce Wodnej” zapomniałem o tym wspomnieć.

Kaliber sączków. W projekcie instrukcji, złożonej w Ministerstwie Rolnictwa, nie ma zalecenia stosowania ze względów oszczędnościowych 4-o centymetrowych rurek, a nie 5-o centymetrowych. Jest przepis o obowiązku stosowania rur o świetle 5 cm w kurzawkach i w glebach o większej zawartości żelaza. Poza tym jest ustalony minimalny i maksymalny spadek zarówno dla rurociągów o świetle 4 cm, jak i 5 cm. Natomiast w „Gospodarce Wodnej” wyraziłem pogląd, że „na glebach ciężkich i średnio zwięzłych, bez drobnego piasku i kurzawki, czwórki z powodzeniem stosowane być powinny”. Zdanie to podtrzymuję.

Prof. Turczynowicz, zwalczając mój pogląd na używalność czwórek, powołuje się na swoją opinię z przed 20 laty (vide „Inżynieria Rolna” Nr 1/1927) i na artykuł Inż. Mysłakowskiego długoletniego asystenta Prof. Skotnickiego (vide „Inżynieria Rolna” Nr 4/1935). W 1927 r. Prof. Turczynowicz zalecał używanie wyłącznie sączków 5 cm na glebach ciężkich w ogóle, a to między innymi, z powodu mniejszego niebezpieczeństwa zalepienia większych styków piątek niż czwórek. Natomiast zdaniem Prof. Turczynowicza czwórki mogą być stosowane bez obaw na glebach lżejszych oraz na glebach, na których można się spodziewać osadzeń żelaza (to ostatnie wbrew instrukcji polskiej z 1925 r. i wbrew późniejszym instrukcjom czeskiej i niemieckiej z lat trzydziestych). Inż. Mysłakowski zaleca przede wszystkim wyrugowanie

całkowite czwórki, zastępując je piątkami na glebach niekoloidalnych (lössy, bielice, drobne piaski itp.). Różnice we wszystkich tych zaleceniach są zatem poważne.

Inż. Mysłakowski podaje, że na zasadzie przeprowadzonej analizy trzech robót ustalił, że różnica kosztów przy drenowaniu piątkami, zamiast czwórkami, wyniosła od 4,1% do 9,3% kosztów ogólnych. Stwierdzić trzeba, że procenty Inż. Mysłakowskiego tyczą się drenowania o rozstawie średniej 15,8 m i 12,4 m. Obecnie drenować musimy gęściej, choćby ze względu, że drenować będziemy płycej. A wtedy te różnice procentowe wzrosną bardzo wybitnie. Radziłbym rachunek przeprowadzić również dla robót o rozstawie 7—8 m i nie tylko w procentach, ale również i w złotych.

Nigdy i nigdzie nie stawiałem „żądania podniesienia wylotów drenów nad lustro wody w rowie odpływowym więcej niż o 20 cm.” Moja opinia w powyższej sprawie w artykule w „Gospodarce Wodnej” brzmi zupełnie inaczej.

Zarzut Prof. Turczynowicza, iż „motyw niedostatecznej konserwacji (rowów — przypisek mój) nie jest wystarczający i zresztą nie zgadza się z uwagami projektu instrukcji dotyczącymi się stosowania studzienek”, ma charakter chyba tylko polemiczny. Gdyż konserwacja (a właściwie utrzymanie działalności) studzienki z osadnikiem, a konserwacja rowów, są to roboty zupełnie niewspółmierne. Oczyszczenie z piasku osadnika w studziennicy nie wymaga ani dni, ani nawet godzin pracy, — może być wykonane pracą rolnika na którego gruncie studzienka się znajduje, wymierzona w minuty, podczas gdy pocyszczenie rowu, dokonywane rzadko, najczęściej raz na rok, jest już zabiegiem bardziej skomplikowanym, wymagającym pociągnięcia do niej często wszystkich członków spółki wodnej, a często również i sąsiadów. Obliczona jest w dniach roboczych.

Brak miejsca nie pozwala mi się dalej rozpisywać o potrzebie i korzyściach stosowania studzienek, stwierdzić jednak muszę, że brak studzienek z osadnikami na robotach drenarskich, specjalnie tam, gdzie układacze pracują nieustannie (Poznańskie i Pomorze), powoduje szybkie zamulenie zbieraczy piaskiem.

Zabezpieczenie zbieraczy przydrożnych. Sączek pomiędzy zbieraczem a drogą, mylnie nazwany sączkiem „ochronnym”, służy do odwodnienia przestrzeni pomiędzy drogą, a odsuniętym od niej zbieraczem. Nie jest on jednak żadnym „korzeniochronem” dla zbieracza, gdyż z natury rzeczy nie może on stanowić bariery uniemożliwiającej, lub utrudniającej rozrastanie się korzeni drzew (wierzby) w kierunku zbieracza, chyba żeby był zasypany grubą warstwą żużli, czego nigdzie nie widziałem, i czego nie proponuję, gdyż ze względu na koszt takiego zabiegu byłaby to gra nie warta świeczki. Zbieracz jest chroniony przed korzeniami drzew swoją odległością od drogi, której to odległości korzenie pokonać nie są w stanie, równoległy zaś sączek „ochronny” może być czasami

„łapka” dla korzeni, stanowiąc tym częściowo ochronę dla zbieracza, ale tylko w tym wypadku, gdy sączek stale, częściej niż zbieracz, prowadzi wodę, co się prawie nigdy nie zdarza.

Drenowanie sadów. Zamiast żużli do zasypywania rowków drenarskich w sadach owocowych, w razie konieczności, może być używany żwir, pod warunkiem jednak, że jest on czysty, niezapiszczony, a więc o ile kopalniany, to winien być myty. Gruboziarnisty piasek nie stanowi ochrony przed korzeniami, które łatwo weń wchodzi, szukając wody w drenach.

W związku z uwagami inż. F. Stryewskiego, należy stwierdzić, że koszt drenowania w roku 1945 i 1946 w pow. kaliskim był bodaj najniższy w całej Polsce. W cyfrach przytoczonych przez inż. Stryewskiego, zdaje się jednak, że nie uwzględniono w całości kosztu rurek, które częściowo brano z zapasów poniemieckich.

Rentowność drenowania w obecnej koniunkturze rolniczej jest niezaprzeczenie bardzo duża. Uzyskanie jednak na to kredytów jest przy planowej gospodarce bardzo trudne, wobec argumentu, iż znaczne zwiększenie produkcji zbożowej osiągnąć można przede wszystkim obsianiem dużych przestrzeni istniejących odłogów.

„Dzikie drenowanie” istniało również przed wojną, specjalnie w Kaliskim. Moim zdaniem, radykalne załatwienie tej sprawy jest możliwe tylko wtedy, kiedy istnieć będą kredyty na drenowanie.

Sprawa dotowania w przyszłości części robót drenarskich brana jest pod uwagę. Do określania wysokości dotacji miarodajnym będzie oczywiście również koszt wykonania odpływów.

Twierdzenie inż. Stryewskiego, iż zastosowane rozstawy w Kaliskim przy drenowaniu w latach 1945—1946 okazały się dobre, jest mało przekonującym. Do tego potrzeba znacznie więcej niż jednorocznych obserwacji, a szczególnie potrzebny jest do tego przynajmniej jeden rok mokry, którego już dawno w Polsce nie było.

Sugestia inż. Stryewskiego, że rozstawy prof. Skotnickiego na glebach gliniastych można by zwiększać i zamiast 15—17 m dawać 18—20 m. gdyż rozstawa ta na drenowaniach „prywatnych” dała wyniki „dość dobre”, jest nie do przwiecia, z powodu między innymi, jak wyżej. Doświadczalnictwo zagraniczne w drenowaniu gleb gliniastych dało wyniki wręcz odwrotne.

Co do głębokości zamarzania, to własnych obserwacji w tym roku nie posiadam, natomiast

wiem, że zima tegoroczna, aczkolwiek bardziej bezśnieżna, to jednakże co do nasilenia mrozów i ich długotrwałości bez porównania ustępowała zimie 1928/29. A zamarznięcie gleby, szczególnie drenowanej, było wtedy bez porównania mniejsze od cyfr podawanych przez inż. Stryewskiego. Zakładanie sączków na głębokości 1.0 m, a zbieraczy, bez względu na kaliber, na głębokości 1,30—1,35 m, ze względów technicznych nie jest godnym zalecenia.

Uwagi inż. Stryewskiego w sprawie drenowania sadów i odpływu wody z rur drenowych pokrywają się całkowicie z moimi spostrzeżeniami i wnioskami. Cieszy mnie to specjalnie w sprawie drenowania sadów owocowych, gdyż w spostrzeżeniach swych w powyższej materii byłem dotychczas „osamotniony”.

Podobnie i uwagi w sprawie studzienek, z tym zastrzeżeniem, że z projektu instrukcji drenarskiej bynajmniej nie wynika, iż studzienki stosować należy jedynie dla kurzawek. Państwowy Bank Rolny na robotach, przez siebie kredytowanych, stale zalecał stosowanie studzienek na wszelkich glebach, za wyjątkiem może bardzo zwiezłych. Również nie mogę się zgodzić, iż studzienki mogą być głębokie, gdyż kontrola ich należeć będzie do regionowych Kierownictw Robót Wodno-Melioracyjnych, które mają i mieć będą wiele innych zadań do spełnienia, a na odkonywanie i kontrole studzienek czasu bezwzględnie mieć nie będą. Organizacja konserwacji urządzeń drenarskich musi być inaczej rozwiązana.

Projekt instrukcji drenarskiej dokładnie wyznacza kiedy ma być stosowane drenowanie poprzeczne (skośne), a kiedy podłużne. Zgadzam się z poglądem inż. Stryewskiego, iż skośne drenowanie powinno być stosowane już przy spadach od 5‰ w górę.

W końcu mała uwaga: dla wyciągnięcia wniosków co do różnych zagadnień drenowania konieczne jest dokonywanie obserwacji po zakończeniu robót i to w ciągu szeregu lat, a nie tylko w trakcie robót — jak pisze inż. Stryewski. Stałe spostrzeżenia i to na wielu obiektach, przy ich usystematyzowaniu, dać może bezwzględnie dużo wartościowego materiału. Potrzeba jednak do tego dużo czasu i ludzi, poważnie traktujących powyższe zadanie.

W każdym razie projekt inż. Stryewskiego w powyższym kierunku, moim zdaniem, nadaje się do rozpatrzenia i rozważenia.

Wskutek wyższości cen w przemyśle poligraficznym, która nastąpiła w pierwszym półroczu 1947 r., Administracja czasopisma zmuszona jest podwyższyć prenumeratę za 1947 r. do wysokości 600 zł. Ponieważ przedpłata za 1 półrocze wynosiła 200 zł, przeto dopłata do pełnej rocznej prenumeraty wyniesie 400 zł.

Obliczenie światła mostów

Most, jeżeli jego przyczółki i filary zmniejszają przekrój koryta wielkich wód, stanowi przeszkodę w przepływie wody. Ujemny wpływ tej przeszkody może się wyrazić w postaciach następujących:

1. nadmierne spiętrzenie wody powodujące zwiększenie zalewu przybrzeżnych gruntów lub potrzebę podniesienia wałów;
2. erozja dna między filarami mostu na skutek zwiększenia prędkości przepływającej wody i zagrożenie trwałości fundamentów mostowych;
3. utrudnienie żeglugi również na skutek zwiększenia prędkości;
4. utrudnienie spływu lodów i powodowanie tworzenia się zatorów.

Przy ustalaniu światła mostu musimy dbać o to, aby wymienione skutki zabudowy koryta mieściły się w granicach dopuszczalnych.

Zaśnadenia poruszone w pierwszych trzech punktach dadzą się uiać rachunkiem, a rozpatrzenie sposobu ujęcia jest celem niniejszego artykułu. Zaśnadenie spływu lodów jest zbyt trudne do rachunkowego ujęcia i można się pod tym względem ograniczyć jedynie do ogólnej wskazówki, aby światła między poszczególnymi filarami mostu były możliwie największe, a zwłaszcza aby woda w nurcie rzeki miała jak najmniej skrępowany przepływ. Dla poszczególnych konkretnych rozwiązań cenne wskazówki można otrzymać w drodze przeprowadzenia badań na modelach.

Abv uiać rozważania w pewien zamknięty całokształt rozpoczniemy od przypomnienia niektórych podstaw teoretycznych.

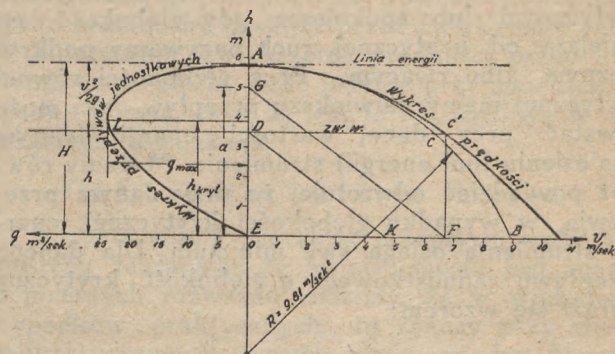
Wyznaczenie prędkości i przepływów jednostkowych przy stałej wysokości linii energii lecz różnych napełnieniach koryta.

Biorąc pod uwagę koryta o mało zmiennej głębokości w przekroju poprzecznym, możemy sprowadzić zagadnienie do rozpatrzenia przebiegu zjawisk na jednostkę szerokości koryta, innymi słowy przejść do płaskiego ruchu cieczy. Jeżeli mamy do czynienia z wypadkiem, przy którym z dostatecznym przybliżeniem, możemy traktować że kierunek strug jest prostopadły do płaszczyzny pionowego przekroju poprzecznego, wówczas rozkład ciśnień w przekroju odpowiada rozkładowi hydrostatycznemu, a zatem energia potencjalna każdej strugi elementarnej, reprezentowana sumą wysokości położenia i wysokości ciśnienia, jest wartością stałą. Dodając do tej wartości wysokość

prędkości $\frac{v^2}{2g}$ otrzymamy wzniesienie linii energii. Czyli linia energii leży każdorazowo powyżej zwierciadła wody, wzniesiona o wartość $\frac{v^2}{2g}$. Oczywiście, że przy tej samej energii strumienia, czyli przy stałym położeniu linii ener-

gii, przepływ może się odbywać w różny sposób, przy mniejszej głębokości a większej prędkości lub odwrotnie.

Rozpatrzmy zależność prędkości średnich i przepływów jednostkowych (na 1 mb. szerokości koryta) od napełnienia koryta przy stałym wzniesieniu linii energii. Wzniesienie linii energii ponad dnem wyrazi się w postaci (rys. 1): $H = h + \frac{v^2}{2g}$ czyli $v^2 = 2g(H - h)$



Rys. 1.

Widzimy, że prędkość v jest średnią geometryczną wartości $2g$ oraz $H - h$. Związek ten pozwala na wykreślne wyznaczenie prędkości v w zależności od napełnienia h , opierając się na znanym twierdzeniu, że przyprostokątna jest średnią geometryczną przeciwprostokątnej i rzutu tej przyprostokątnej na przeciwprostokątną. Kreślimy mianowicie linie energii na wysokości H nad dnem (rys. 1), zataczamy łuk ACB promieniem R równym przyspieszeniu ziemskiemu g ($9,81 \text{ m/sec}^2$) i łączymy punkt A z punktem C przecięcia się łuku AB z linią zwierciadła wody. Odcinek AC będzie właśnie średnią geometryczną średnicy łuku ($2g$) i odcinka $AD = H - h$, czyli długość jego da nam szukaną wartość v dla napełnienia h . Odkładając odcinek $DC' = AC$, otrzymamy punkt wykresu prędkości. Postępując w podobny sposób przy różnych napełnieniach od zera do H , otrzymamy wykres prędkości wskazany na rys. 1. Po to żeby od prędkości przejść do przepływów jednostkowych, musimy prędkości v mnożyć przez odpowiadające im napełnienia h . Wykonamy to również wykreślnie. W tym celu odkładamy na osi rzędnych dowolnie obrany stały odcinek $EG = a$ (na rys. 1 $a = 5$), rzutujemy odcinek DC' na oś odciętych i koniec otrzymanego odcinka EF łączymy z punktem G . Prosta DK przeprowadzona przez punkt D równoległe do GF odetnie odcinek EK , który wyrazi przepływ jednostkowy q w odpowiedniej skali. Istotnie, z podobieństwa trójkątów wynika stosunek $EK : ED = EF : EG$, czyli $EK = \frac{ED \cdot EF}{EG} = \frac{h v}{a}$ lecz

przepływ $q = hv$, zatem odcinek EK równy jest przepływowi w skali zmniejszonej a -krotnie. Stąd wynika, że długość odcinka a należy tak dobrać, aby wykres przepływów jednostkowych otrzymać w dogodnej skali. Odkładając na poziomie zwierciadła wody odcinek $DL = EK$, uzyskamy punkt krzywej przepływów jednostkowych. Postępując podobnie przy innych napełnieniach, otrzymamy szereg punktów wykresu.

Jak widzimy, wykres przepływów jednostkowych przechodzi przez maksimum przy pewnej głębokości (napełnieniu) zwanej krytyczną, która w wypadku koryta prostokątnego (o jednakowej

głębokości równa się $\frac{2}{3} H$. Gdy głębokość wody jest większa od krytycznej, ruch nazywamy nadkrytycznym lub spokojnym, gdy głębokość jest mniejsza od krytycznej, ruch nazywamy podkrytycznym albo rwącym. Przy głębokości równej krytycznej mamy największy przepływ, jaki może powstać przy danej wartości energii (danym wzniesieniu linii energii) strumienia. Możemy również powiedzieć odwrotnie, że przy danym przepływie, w wypadku głębokości krytycznej, energia strumienia osiąga swe minimum. Dla danego przepływu jednostkowego q głębokość krytyczna wyrazi się wzorem:

$$h_{kryt.} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \frac{2}{3} H$$

Wzór ten łatwo wyprowadzić przez różniczkowanie wyrażenia $H = h + \frac{v^2}{2g}$ uwzględniając zależność $q = vh$.

Obliczenie spiętrzenia przy moście.

Rozważmy wypadek uproszczony, gdy mamy do czynienia z korytem prostokątnym o szerokości B , a w przekroju mostowym zostaje ono zwężone do szerokości B' . Tego rodzaju uproszczenie zagadnienia o tyle jest realne, że możemy z dostatecznym przybliżeniem stosować oparte na nim rozważania do koryt o mało zmiennej głębokości przekroju poprzecznego. Jeżeli w korycie nie zabudowanym przed mostem płynie Q m³/sek wody,

to przepływ jednostkowy wyniesie $q = \frac{Q}{B}$. Oczywiście, że między filarami musi przepłynąć taka sama ilość wody Q , a przepływ jednostkowy między filarami wyniesie $q' = \frac{Q}{B'}$, przy czym $q' > q$ gdyż $B' < B$.

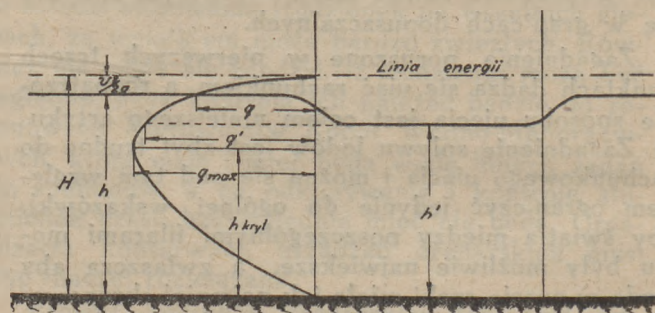
W dalszych rozważaniach pominiemy straty, które powstaną na skutek tarcia wody o filary, dławienia boczne (kontrakcji bocznej). Wpływ strat na opory przy dużych mostach w praktyce wyrazi się w postaci tak nie wielkiego spiętrzenia, które w obliczeniach praktycznych możemy pominać, tym bardziej, że po całkowitym rozpatrzeniu obliczenia światła mostu, wprowadzimy praktyczną poprawkę celem zrekompensowania możli-

wych odchyień powstałych skutkiem kontrakcji bocznej i oporów tarcia.

Rozpatrzmy przepływ wody pod mostem w dwóch wypadkach: A) gdy w korycie nie zabudowanym panuje ruch nadkrytyczny, co będzie miało miejsce w większości wypadków i B) gdy w korycie nie zabudowanym panuje ruch podkrytyczny, z czym możemy się spotkać jedynie w wąskich potokach górskich.

Obliczenie spiętrzenia przy moście będziemy przeprowadzali przyjmując, że światło mostu, czyli szerokość łączna wolnych przestrzeni między filarami B' jest znana.

A. Jeżeli w rzece płynie woda ruchem nadkrytycznym to znaczy, że głębokość wody $h < h_{kryt.}$. W tym wypadku, jak widać z przebiegu wykresu prędkości jednostkowych, poto żeby przy tej samej wysokości linii energii nastąpiło powiększenie przepływu jednostkowego musi nastąpić obniżenie się zwierciadła wody. Mając daną głębokość wody w rzece h przy normalnym przepływie wody w korycie (rys. 2) oraz znając prędkość, łatwo wyzna-



Rys. 2.

czyć położenie linii energii i sporządzić wykres przepływów jednostkowych. Na wykresie tym, na poziomie zwierciadła wody przed mostem odczy-

tamy przepływ $q = \frac{Q}{B}$; lecz między filarami musi

powstać przepływ większy $q' = \frac{Q}{B'}$ i tu mogą zaist-

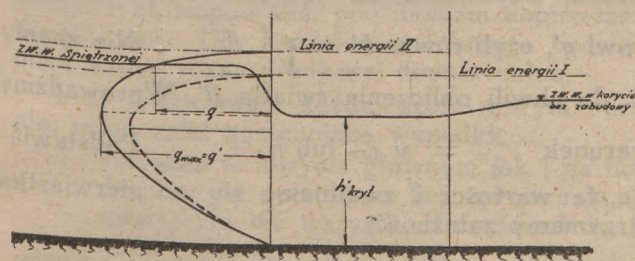
nieć dwie ewentualności, mianowicie: niezbędne $q' < q_{max}$ możliwego przy danym położeniu linii energii, lub $q' > q_{max}$. W pierwszym wypadku przebieg zwierciadła wody będzie wyglądał jak na rys. 2, czyli między filarami zwierciadło wody obniży się do poziomu, przy którym przepływ na wykresie będzie równy q' . Po przejściu wody pod mostem, zwierciadło znów powróci do normalnej swej wysokości (pamiętamy, że pomijamy straty na opory i zaburzenia). W tym wypadku nie mamy do czynienia ze spiętrzeniem wody przy moście, bowiem energia strumienia okazała się wystarczającą dla wywołania koniecznego między filarami przepływu jednostkowego q' . Oczywiście, mówiąc o spiętrzeniu nie mamy na myśli różnicy poziomów wody przed i między filarami, a jedynie podniesienie się zwierciadła wody ponad poziom w korycie nie zabudowanym.

Jeżeli jednak $q' > q_{max}$, to znaczy, że przy energii, którą posiadał strumień przed zabudową nie może powstać dostatecznie duży przepływ

jednostkowy q' , przy którym woda zdoła przepływać między filarami. Musi zatem nastąpić powiększenie energii strumienia przed mostem przez spiętrzenie wody, czyli kosztem skoncentrowania przy moście energii zaoszczędzonej na pewnej przestrzeni rzeki przed mostem. Zupełnie zrozumiałe, że gdy spiętrzenie będzie się tworzyło samorzutnie, to woda się będzie piętrzyła tylko do minimalnej wysokości potrzebnej do przetłoczenia wody między filarami. Innymi słowy, do chwili gdy linia energii osiągnie minimalną wysokość, przy której może już powstać przepływ jednostkowy q' . Jak wiemy minimum energii przy zadanym przepływie odpowiada głębokości krytycznej. Zatem między filarami powstanie głębokość krytyczna odpowiadająca przepływowi q' i do zagadnienia będziemy mogli podejść obliczając tę głębokość ze wzoru:

$$h'_{\text{kryt.}} = \sqrt[3]{\frac{q'^2}{g}}$$

W ten sposób znaleźliśmy głębokość między filarami (rys. 3). Linia energii strumienia wody przed



Rys. 3.

mostem musi ulec podniesieniu w porównaniu do linii I, odpowiadającej energii wody w korycie przed zabudową. Położenie nowej linii energii II

znajdziemy na podstawie zależności $H' = \frac{3}{2} h'_{\text{kryt.}}$

Na wykresie przepływów jednostkowych odpowiadającym nowej linii energii (linia ciągła), z łatwością wyznaczymy poziom spiętrzonego zwierciadła wody przed mostem, będzie to bowiem poziom odpowiadający przepływowi q . Po przejściu pod mostem zwierciadło wody wróci oczywiście do poziomu, odpowiadającego swobodnemu przepływowi w korycie, a nadmiar energii zostanie stracony na zaburzenia i opory na pewnej przestrzeni poniżej mostu.

B. Jeżeli w rzece płynie woda ruchem podkrytycznym, to przepływ pod mostem będzie nieco odmienny. Wobec tego, że jest to wypadek rzadko spotykany w praktyce, ograniczymy się tylko do pobieżnego omówienia. Jak łatwo za-

uważyć na podstawie wykresu przepływów, poło-
żeby przepływ jednostkowy wzrósł, przy ruchu podkrytycznym, musi nastąpić podniesienie się zwierciadła wody. Zatem gdy energia strumienia jest dostateczną, przepływ pod mostem nastąpi również bez spiętrzenia, jak w wypadku podanym na rysunku 2, lecz zwierciadło wody między filarami będzie wyższe od zwierciadła poza obrębem mostu. Gdy energia strumienia nie wystarczy do wytworzenia przepływu q' , wówczas między filarami powstanie, tak jak w rozpatrzonym uprzednio wypadku, głębokość krytyczna, a przed mostem powstanie spiętrzenie i na pewnej przestrzeni rzeki powyżej mostu będzie panował ruch nadkrytyczny. Można by wprawdzie pomyśleć o powiększeniu energii bez przejścia w ruch nadkrytyczny i bez spiętrzenia, lecz wówczas powiększenie to musiało by nastąpić przez zwiększenie energii kinetycznej (zwiększenie prędkości przed mostem), co mogło by zajść jedynie przy zwiększeniu spadku koryta, czyli że jest to nie możliwe w naturalnych warunkach.

Obliczenie światła mostu.

Rozpatrzyliśmy charakter przepływu wody pod mostem, zakładając że światło mostu jest znane. Z podanych rozważań widzimy, że w większości wypadków praktycznych, to znaczy przy ruchu nadkrytycznym w korycie rzeki, między filarami następuje obniżenie zwierciadła wody w porównaniu do normalnego zwierciadła w korycie, przy jednoczesnym zwężeniu koryta spowodowanym zabudową filarami. Pociąga to za sobą znaczne powiększenie prędkości wody między filarami i ta właśnie zwiększona prędkość, a nie wielkość spiętrzenia, staje się raczej miarodajną przy określaniu potrzebnego światła mostu. Musimy sobie przede wszystkim zdać sprawę, jaką prędkość między filarami będziemy mogli dopuścić. Wchodzić tu będą w rachubę dwa zagadnienia: erozja dna między filarami oraz prędkość dopuszczalna ze względu na żeglugę. Prędkość dopuszczalna ze względu na żeglugę może być wprost zadana przez wymagania stawiane przy trakcji. Zostaje więc rozpatrzenie prędkości dopuszczalnej z punktu widzenia erozji dna. Musimy tu zbadać czy w naturalnym korycie przy przepływie wielkich wód istnieje ruch rumowiska czy nie. W pierwszym wypadku należy postawić warunek, aby między filarami również nie nastąpiło zruszenie dna, bowiem wówczas mieliśmyby do czynienia tylko z lokalną erozją pod mostem, gdyż wyniesione z pod mostu rumowisko nie zostało by zastąpione przez rumowisko przynieszone z góry rzeki. Możemy się w danym wypadku oprzeć na granicznych wartościach siły unoszenia $S_0 = \gamma l h$ podanych przez Schoklitsch'a, a mianowicie:

Piasek kwarcowy $\varnothing 4 - 1$ mm	$S_0 = 0,25 - 0,30$ kg/m ²
Piasek kwarcowy $\varnothing 0,2 - 0,4$ mm	$S_0 = 0,18 - 0,20$ „
Zwykły piasek kwarcowy do $\varnothing 0,2$ mm	$S_0 = 0,40$ „
Żwir $\varnothing 0,15 - 1,50$ cm	$S_0 = 1,25$ „
Grunt gliniasty	$S_0 = 1,00 - 1,20$ „
Otoczaki $\varnothing 4 - 5$ cm	$S_0 = 4,80$ „
Płaskie rumowisko wapienne 1—2 cm grubości, 4—6 cm długości	$S_0 = 5,60$ „

Od wartości tych musimy jednak przejść do prędkości średniej, jaką będziemy mogli dopuścić między filarami. Ponieważ $S = \gamma I h$, zaś prędkość średnia wg Chezy $v = C \sqrt{Ih}$, to porównując te wzory, łatwo otrzymamy zależność dla określenia dopuszczalnej prędkości:

$$v_{\text{dop}} = C \sqrt{\frac{S_0}{\gamma}}$$

przy czym γ przyjmujemy 1000 kg/m^3 , bowiem S_0 wyraziliśmy w podanych powyżej l'czbach w kg/m^3 . Wartość współczynnika C możemy, z dostatecznym przybliżeniem, ustalić w zależności od głębokości średniej w naturalnym korycie, przy napełnieniu odpowiadającemu przepływowi katastrofalnej wielkiej wody.

Jeżeli w rzece przy przepływie wielkiej wody i tak panuje ruch rumowiska, to stawianie warunku aby między filarami rumowisko nie zostało zruszone jest oczywiście bezcelowe, a w praktyce nie realne. Należy tylko dbać o to, aby nie zwiększyć wleczenia ponad miarę wleczenia w korycie. Najlepiej przeto oprzeć się na zbadanej największej prędkości średniej w największym naturalnym przekroju koryta na pewnym odcinku rzeki w otoczeniu mostu. (Wskazane jest zbadanie przekrojów między dwoma najbliższymi większymi dopływami). W ten sposób przyjmiemy maksymalną prędkość, przy której nie zostaje jednak naruszona dynamiczna równowaga koryta. W braku szczegółowych danych dotyczących koryta, możemy się oprzeć na wymaganiach Min. Kom. co do prędkości dopuszczalnej:

Głina i gruby piasek	1,1 m/sec
Żwir, ił zwięzły lub ziemia darniowa	1,8 „
Grunt kamienny lub bruk pojedynczy	2,5 „
Grunt skalisty lub bruk podw.	3,5 „
Łita skała lub bruk z kamienia	4,7 „

Mając w ten czy inny sposób ustaloną prędkość dopuszczalną, możemy przejść do obliczenia światła mostu.

W wypadku, gdy prędkość dopuszczalna będzie mogła być wywołana bez potrzeby spiętrzenia, czyli gdy energia naturalnego strumienia jest dostateczna, rozumiemy w sposób następujący:

Wzniesienie linii energii przed mostem

$$H = h + \frac{v^3}{2g}$$

(oznaczenia jak na rys. 2). O ile spiętrzenie nie jest potrzebne, to między filarami linia energii pozostaje na tej samej wysokości. Zwróćmy uwagę, że

przepływ jednostkowy między filarami $q' = \frac{Q}{B}$

oraz, że stawiamy warunek, aby między filarami powstała prędkość dopuszczalna v_{dop} , to znaczy

aby $h' = \frac{q'}{v_{\text{dop}}}$. Uwzględniając powyższe otrzymamy zależność:

$$H = \frac{q'}{v_{\text{dop}}} + \frac{v_{\text{dop}}^3}{2g}$$

skąd

$$q' = \left(H - \frac{v_{\text{dop}}^3}{2g} \right) v_{\text{dop}} = \frac{Q}{B'}$$

$$\text{i ostatecznie światło mostu } B' = \frac{Q}{H v_{\text{dop}} - \frac{v_{\text{dop}}^3}{2g}}$$

Musimy jednak sprawdzić czy został spełniony warunek, że przepływ nastąpi bez spiętrzenia. W tym celu wystarczy obliczyć głębokość wody między

filarami $h' = \frac{Q}{B' v_{\text{dop}}}$ i sprawdzić czy spełniony

jest warunek:

$$h' > \frac{2}{3} H.$$

Jeżeli warunek ten nie jest spełniony, to znaczy że musi nastąpić spiętrzenie. Wiemy, że wówczas między filarami powstanie głębokość krytyczna, odpowiadająca jednostkowemu przepływowi q' , czyli równa $h' = \sqrt[3]{\frac{q'^2}{g}}$.

Nie znamy q' , do chwili obliczenia światła B' . Wprowadźmy warunek $\frac{q'}{h'} = v_{\text{dop}}$ lub $h' = \frac{q'}{v_{\text{dop}}}$. Podstawiając te wartości i zwalniając się od pierwiastka otrzymamy zależność:

$$\frac{q'^3}{v_{\text{dop}}^3} = \frac{q'^2}{g}$$

$$\text{skąd } q' = \frac{v_{\text{dop}}^3}{g} = \frac{Q}{B'}$$

$$\text{i wreszcie światło mostu } B' = \frac{Qg}{v_{\text{dop}}^3}$$

Po obliczeniu światła mostu możemy określić wielkość spiętrzenia w poprzednio omówiony sposób.

W praktyce dla obniżenia kosztów konstrukcji mostowej, często dopuszczamy pewne z góry założone rozmycie (pogłębienie) koryta między filarami, zależne oczywiście od sposobu i głębokości fundowania. Ponieważ rozmycie nie nastąpi li tylko między filarami, lecz także na pewnej przestrzeni powyżej i poniżej mostu, nie wpłynie to na bieg rozumowania przy obliczeniu światła mostu. Wystarczy bowiem założyć dno na przewidzianym poziomie rozmycia, pozostawiając poziom zwierciadła wody równy poziomowi w korycie naturalnym i przeprowadzić przy tych założeniach obliczenia tak, jak przeprowadzaliśmy poprzednio.

Przypomnijmy, że w naszych rozważaniach pominieliśmy wpływ kontrakcji, oporów tarcia i zaburzeń powstających przy filarach. Z tych względów, przy filarach posiadających mniej więcej kształt opływowy, czyli takich, jakie się zwykle stosuje w praktyce, wystarczy wprowadzić korektę przez powiększenie obliczonego światła mostu o 5%.

Obliczenie światła mostu przy kilkudzielnym przekroju koryta.

Przytoczone rozumowania oparliśmy na założeniu jednostkowej głębokości w poprzecznym przekroju koryta. W rzeczywistości często spotykamy się z przekrojami kilkudzielnymi, mianowicie złożonymi z koryta głównego i części zalewowych (inundacyjnych), ograniczonych wałami. Gdybyśmy nawet mieli do czynienia z rzeką nie obudowaną wałami, to należy się liczyć z możliwością ich budowy lub przynajmniej z budową wałów lokalnych, kierujących wodę do mostu. Ma się rozumieć, że obliczanie przepływu jednostkowego

w postaci ilorazu $\frac{Q}{B}$ o ile jako B przyjmiemy całkowitą szerokość zwierciadła wody w korycie wielodzielnym, było by błędne. Przyjmijmy przeto zasadę, że woda przepływająca w każdej części koryta musi przejść pod odpowiadającą jej częścią mostu. Liczymy więc światło dla każdej części oddzielnie, jak gdyby to były mosty na odrębnych rzekach. Dla części zalewowych należy postawić warunek, aby pod mostem nie zostało zruszone dno. Dla koryta głównego jeżeli w nim i tak powstaje ruch rumowska, pod mostem dopuszczamy go również. Dla każdej części koryta będziemy mieli zatem różne prędkości dopuszczalne.

Przy traktowaniu każdej części koryta odrębnie, mogą zająć następujące wypadki:

1. zarówno w korycie głównym jak i na inundacji woda przepływa bez spiętrzenia, lub spiętrzenia we wszystkich częściach koryta są jednakowe;

2. w niektórych tylko częściach koryta musi nastąpić spiętrzenie, lub spiętrzenia w różnych częściach są różne.

Pierwszy wypadek nie nastrocza oczywiście żadnych wątpliwości co do słuszności obliczenia. Drugi natomiast wzbudza wątpliwości, bowiem powyżej mostu zwierciadło wody nie będzie się mogło ułożyć stopniami na różnych poziomach, lecz powstaną ruchy w kierunkach poprzecznych. Ponieważ jednak różnice spiętrzeń nie będą zbyt wielkie i nie będą miały dużego zasięgu w górę od mostu, to w rzeczywistości różnice te nie zdołają się całkowicie wyrównać i będziemy mieli do czynienia, w przekroju powyżej mostu, w każdym razie z różnymi poziomami wyrażonymi w postaci krzywoliniowego zwierciadła. Powstające przy tym prędkości poprzeczne zmieniają wprawdzie do pewnego stopnia obraz przyjęty przy obliczeniach, lecz zmiana odbija się tylko w pewnym pasie granicznym między częściami koryt i nie pociągnie za sobą znaczniejszych konsekwencji praktycznych. Możemy przeto, jak sądzę, przyjąć podany sposób obliczenia jako dostateczne dla praktyki przybliżenie. Obliczenia ściślejsze przy założeniu poziomego jednakowego zwierciadła wody w poprzecznym przekroju przed mostem, z odpowiednią korektą przepływów w poszczególnych częściach koryta, mogło by być przeprowadzone drogą kolejnych przybliżeń, ale nie dawało by również pełnej gwarancji ścisłości, gdyż w rzeczywistości zwierciadło nie będzie poziome, a doprowadziło by do dużej zawisłości obliczeń, powodując nie wielką korektę światła każdej części.

W ramach sprawozdań z wykonanych względnie prowadzonych w Polsce robót wodnych podajemy opis zabudowy potoku górskiego w Szczawnicy, wykonanej jeszcze przed wojną w latach 1929—1938. Mimo znacznego upływu czasu od ukończenia tej budowy, sądzimy że treść sprawozdania zainteresuje inżynierów, zajmujących się sprawą działania wód agresywnych na beton, w której to dziedzinie niniejsze sprawozdanie przytacza szereg interesujących szczegółów.

Jednocześnie — jeśli chodzi o sam przebieg budowy, sprawozdanie nastrocza pewne refleksje odnośnie czasu jej trwania — i rzuca ciekawe światło na groszową gospodarkę budżetową w dziedzinie dróg wodnych w okresie przedwojną. Redakcja.

INŻ. WŁADYSŁAW PIETRUSZEWSKI

Zabudowanie potoku Szczawnego w Szczawnicy

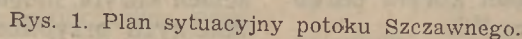
Potok Szczawny, prawobrzeżny dopływ Grajarka, ma swe źródła w głębokim jarze na pld. stoku góry Dzwonkówka. Zlewnia nie duża bo wynosząca 1,7 km², ma kształt owalny, około 2 razy dłuższy jak szeroki. Kotlina w średniej i dolnej części zajęta przez pola i domy mieszkalne, parki i ogrody, w górnej przez łąki i krzaki. Zalesienie obejmuje około 1/4 część zlewni, zbocza skaliste łupkowo-gliniaste z cienką warstwą humusową. Płynie najniższymi miejscami kotliny, przyjmując opady tejsze, złobiąc sobie koryto w warstwach skalistych.

Ponieważ przepływa przez centrum zdrojowiska Szczawnicy, odwiedzanego bardzo licznie

zwłaszcza w sezonie letnim przez kuracjuszy, przeto przez długi przeciąg czasu spełniał rolę otwartego kolektora kanałowego ku utraپieniu władz sanitarnych, właściciela zdroju i kulturalniejszych kuracjuszy. Toteż sprawa odpowiedniego zabudowania tego potoku zajmowała długi czas zainteresowane czynniki.

Projekt z 1925 r. przewidywał częściowe tylko zabudowanie potoku na długości 881 m zapoczątkowane w górnej części zaporą, a kończące się na moście drogowym, głównej arterii komunikacyjnej Szczawnica — Dolna-Szlachtowa. Z powyższej partii miała być wypuszczona przestrzeń potoku zasklepiona, na placu Dietla aż do projektowanej

Ponieważ do potoku Szczawnego dostaje się oprócz wód powierzchniowych i pewna część wód mineralnych nasyconych bezwodnikiem węglowym, chodziło o przeprowadzenie badania, czy ilość ta, zwłaszcza jego część wolna, płynąc korytem nie będzie działała korozyjnie na beton. Ba-



dania te przeprowadził w 1937 r. ś. p. inż. Tadeusz Czaderski. Na podstawie próbek wody pobranych w km 0 + 100 poniżej mostu drogowego Szczawnica - Szlachtowa, w km 0 + 680 u stóp pomnika Dietla, powyżej uścia źródła Stefana i Józefiny za willą „Zdrój”, w km 0 + 780, wreszcie powyżej górnej zapory, przeprowadził szczegółową analizę wód, której główne wyniki zestawiono tabelarycznie:

Sklepienie kolektora uformowano z betonu, dając do 1 m³ mieszanki piasku i żwiru 340 kg cementu. Kolektor zaopatrzone szybami rewizyjnymi, zakrytymi wiekiem żelaznym oraz spustami

Miejsce pobrania próbki km	Ilość CO ₂ w litrze wody (Scyler-Tri-lich mgr / l	Twardość węgla nowa przemijająca (stopnie niem.)	Ilość CO ₂ półutazanego przez ugielany kwaśne mgr./l	Odczyn wody podany wskaźnikiem koncentrac. jonów p. H.
0 + 100	0,0	17,5 ⁰	138	7,9
0 + 680	4,1—13.0	15,0 ⁰	118	słabo alkaliczny
0 + 780	4,4	14,8 ⁰	117	7,0
pompzej zapory	0,2	12,9 ⁰	101	woda reaguje obojętnie

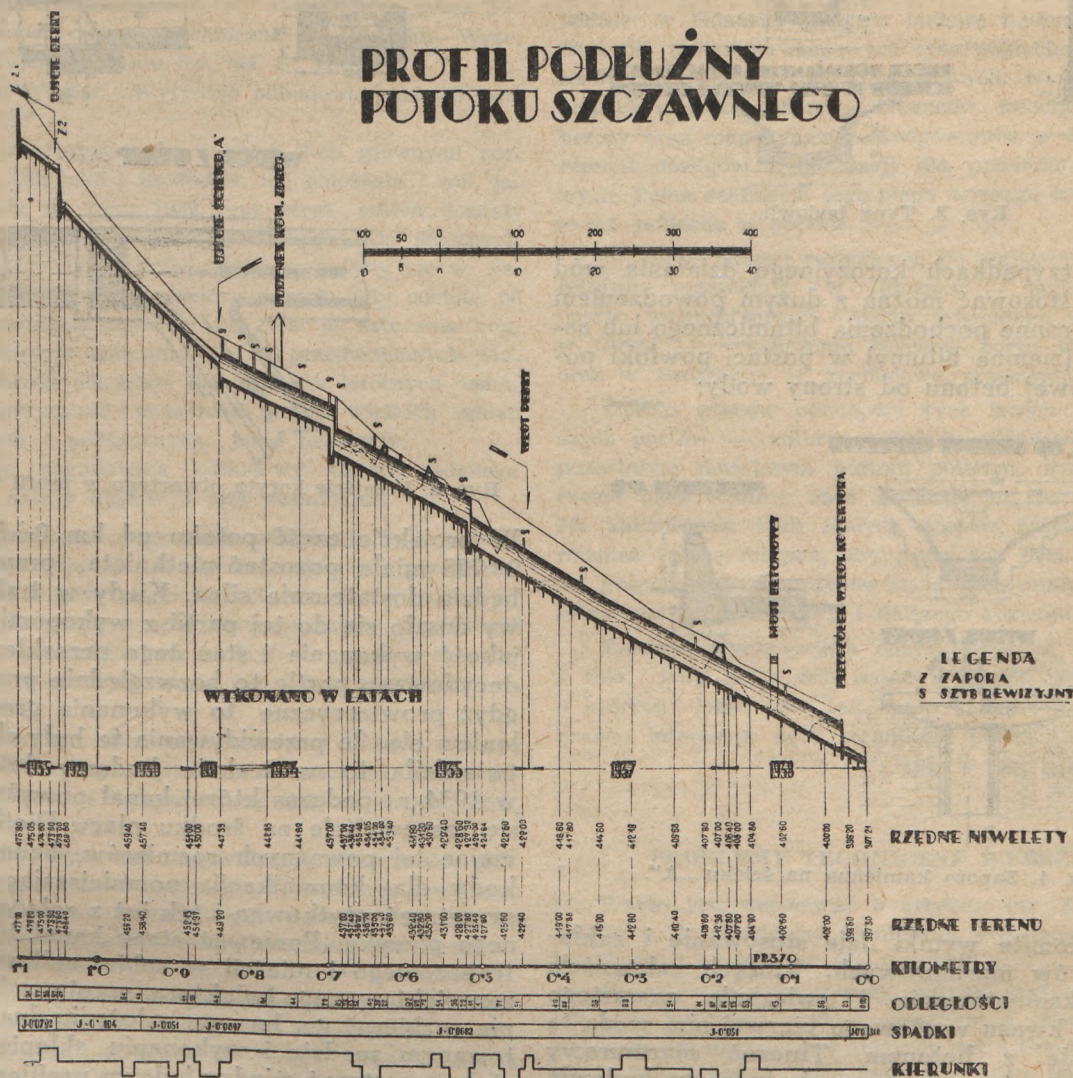
Bezwodnik kwasu węglowego — jako gaz — bez współudziału bieżącej wody działa na beton skrzepiająco, przyspieszając przemianę wodorotlenku wapniowego, powstałego podczas wiązania cementu. Sprawa ta przedstawia się jednak odmiennie skoro woda jest obciążona kwaśnymi węglanami, a równocześnie bezwodnikiem kwasu węglowego. Stopień i zdolność rozpuszczania wapna zawartego w betonie jest zależną od ilości bezwodnika kwasu węglowego w wodzie oraz od ilości kwaśnych węglanów w niej, w danej chwili rozpuszczonych. Rzecz oczywista, że jeżeli woda

140

zawiera tylko tyle wolnego kwasu węglowego, aby utrzymać w roztworze kwaśne węglany, to natenczas nie będzie zjawiska korozji betonu. W wypadku niniejszym przy końcu swego biegu potok zawiera 138 mgr. w litrze półzwiązanego kwasu węglowego, przy zupełnym braku wolnego

Jako środki zaradcze zalecił ś. p. inż. Czaderski:

- a) używać kruszywa z wysokowartościowych skał z wykluczeniem tłuczni wapiennego;
- b) stosować uziarnienie kruszywa według krzywej przesiewu podanej w P. N. B. 196;



Rys. 2. Profil podłużny potoku Szczawnego.

kwasu węglowego i wysokiej bo $17,5^{\circ}$ liczącej węglanowej twardości. Natomiast pod pomnikiem Dietla ilość wolnego kwasu węglowego wystąpiła w zmiennych ilościach od $4,1^{\circ}$ do $13,0^{\circ}$ co by świadczyło o dużej przemienności chemicznej wody i do wodzi, że woda po drodze swego spływu od zapory aż do pomnika jest zasilana inną wodą o której wiemy, że pochodzi z kruszcowych źródeł mineralnych Stefana i Józefiny. W drodze od pomnika do mostu traci wolny dwutlenek węgla, rozpuszczając wapno z betonu i zwiększając nieco twardość węglanową wody.

Siarczany, wywołujące potężne zmiany korozyjne w betonie, przez wiązanie się z produktami hydrotacji glinianu trójwapniowego (9% w cemencie portlandzkim) są w wodach szczawnickich w tak nikłych ilościach (23 mgr. bezwodnika kwasu siarkowego), że nie przedstawiają zasadniczo żadnych niebezpieczeństw korozyjnych.

c) ubijać beton, by uzyskać zupełne wypełnienie i całkowitą wodoszczelność;

d) rdzeń budowli otrzymać może mniejsze ilości cementu na metr przestrzenny betonu, strona zaś okładzinowa najmniej 300 kg/m^3 ;

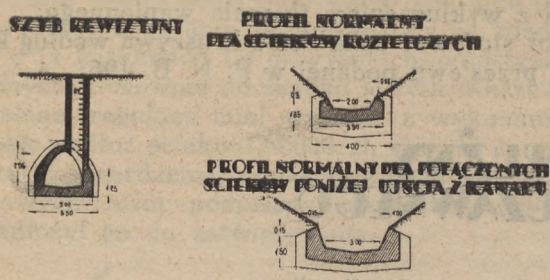
e) ciekłość betonu winna być tak dobrana, by zabezpieczyć plastyczność w ubijaniu, celem uzyskania największej gęstości betonu;

f) ściany budowli od strony wody winny być szczególnie troskliwie pokryte dobrą wyprawą gładzoną. Znakomite wyniki daje torkretowanie powierzchni betonu;

g) znalezione ilości chlorków są bardzo małe — w granicy, która nie obarcza wody w znaczeniu korozyjnym. Mimo to, przyjmując możliwości korozji betonu, doradzać należy, by zakładanie ewentualnego zbrojenia i strzemiń żelaznych odbywało się w ten sposób, że wkładki żelazne będą możliwie dość daleko odsadzone w głąb betonu od

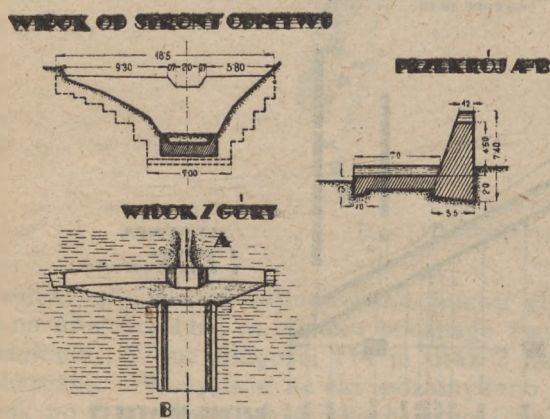
plaszczyny betonu, stykającej się z wodą. W ten sposób zniesie się możliwość przenikania chlorów;

kilka razy przekładać, nim spoczęła na swym miejscu, lecz najtrudniejszą częścią budowy okazał się stary zasklepiiony kanał pod placem Dietla.



Rys. 3. Typy budowli.

h) w przypadkach korozyjnego działania wód na beton, stosować można z dużym powodzeniem środki ochronne pochodzenia bitumicznego lub asfaltowego (ziemne bitumy) w postaci powłoki powierzchniowej betonu od strony wody;

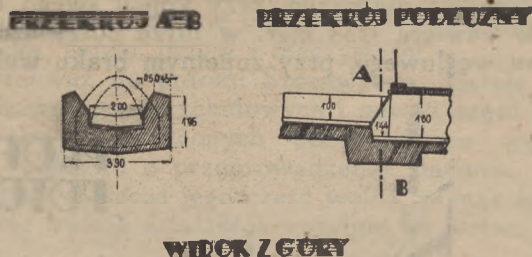


Rys. 4. Zapora kamienna na ścieku „A”.

i) znakomite wyniki daje stosowanie i zakładanie filtrów marmurowych, których celowością jest wyeksploatowanie i związanie zawartego w wodzie kwasu węglowego pierwszej nim woda ta zetknie się z betonem. Tłuczeń marmurowy względnie wapienny narzuca się luźno na budowlę lub faszynuje się pionowo ściany przepuszczając przezeń wodę. W ten sposób kwas węglowy zostaje dość wcześnie związany, a woda zwiększając swą twardość staje się chemicznie więcej bierną. Tłuczeń marmurowy wypełniający filtr winien mieć wymiary ziarn 3 — 7 cm. Co pewien okres czasu, stosownie do obserwacji, winien być ów tłuczeń wyjęty i wymyty z ewentualnego szlamu, ziemi i wodorostów, by nie utracił z biegiem czasu swojej zdolności absorpcyjnej.

Od czasu wydania powyższego orzeczenia kierownictwo budowy poddało troskliwej rewizji koryto, ponieważ jednak zostało ono wykonane z an-dezytu, a tylko fugi wypełnione zaprawą betonową, przeto nie zauważywszy do końca 1938 r. najmniejszych śladów korozji, zaniechało narazie użycia dalszych środków ochronnych.

Odnosnie samej budowy podnieść należy, że warunki wykonania były dość ciężkie, głęboki wą-wóz o stromych zboczach i silnie zabudowana do-lina. utrudniały robienie odkładów przy wyko-pach, tak że ziemię trzeba było niejednokrotnie



Rys. 5. Przejście koryta otwartego w profil kanałowy.

W projekcie część potoku od km 0+695 do km 0+778 miała pozostać nietknięta, przyjmując, że będzie dostatecznie silna. Kiedy w trakcie budo-wy doszło się do tej partii z wykopami, odsłoniło jakość wykonania i stan tego przeklepienia, za-decydowano partię tę bezwzględnie przebudować, gdyż prowizoryczne to wykonanie groziło zawa-leniem się. Że przewidywania te były słuszne, po-twierdziła to w trakcie budowy letnia ulewa w 1934 r., podczas której kanał powyższy zawa-lił się rzeczywiście na środku placu Dietla, wytwa-rzając lej poważnych rozmiarów, będący przeszkodą dla komunikacji, pomniejszając poważnie przestrzeń użytkowną i tak już z założenia skrom-nego placu. Ponieważ stary kanał był kształtu trapezowego i mieścił w sobie całkowicie profil zaprojektowanego kolektora, przeto zdecydowano nie rozbierać go, lecz po założeniu dna w projek-towanym spadzie i wykonaniu sklepienia, pozo-stałą przestrzeń między jednym profilem a drugim wypełnić betonem względnie nasypem. Robota była bardzo uciążliwa, gdyż odbywała się pod zie-mią, a dowóz betonu i ubijanie odbywało się w kombinowanej drodze. Postęp budowy i ilości robót podaje poniższa tabela.

L. p.	Rok	Roboty ziemne		M u r y		Koszty zł
		Wykop m ³	Nasyp m ³	z ka- mienia m ³	z betonu m ³	
1	1929	706	547	356	—	53.487,20
2	1930	1043	345	345	—	42.722,60
3	1931	199	201	98	27	11.462,38
4	1932	—	—	—	—	733,92
5	1933	—	—	—	—	1.010,23
6	1934	2540	1258	702	316	40.271,39
7	1935	3731	1395	883	647	55.587,97
8	1936	—	—	—	—	54,80
9	1937	1914	1081	544	503	48.278,09
10	1938	825	2119	582	209	41.975,10
	Sumy	10958	6946	3.510	1.702	295.583,68

Do wykonania projektu przyczyniła się Komi-sja Zdrojowa Szczawnicy kwotą 46.000 zł.

WYTYCZNE ODBUDOWY POLSKICH PORTÓW MORSKICH.

W miesięczniku „Technika Morza i Wybrzeża“ z listopada 1946 r. i stycznia b. r., wydawanym przez Pomorskie Stowarzyszenie Techniczne w Gdańsku—Wrzeszczu, znajdujemy artykuł inż. inż. St. Hückela i W. Staniszkisa pod tytułem „Wytyczne odbudowy polskich portów morskich“.

Po scharakteryzowaniu naszych 3-ch głównych portów: Gdyni, Gdańska i Szczecina, ich położenia i roli, jaką odgrywały do roku 1939 oraz strat, jakich doznały w latach 1939—1945, autorzy dochodzą do słusznych wniosków, iż porty te przed wojną rozwijały się w warunkach nienormalnych, niektóre z nich były odcięte od swych naturalnych zapleczy lub też je sztucznie rozszerzały i obecnie opieranie się na przedwojennych statystykach obrotu nie może dać żadnych istotnych wskazań na przyszłość, zwłaszcza wobec wielkich zmian gospodarczych i politycznych, jakie nastąpiły.

Aktualne zagadnienia odbudowy Gdyni, Gdańska i Szczecina należy ująć w 3 tezy zasadnicze.

1) Minimalnym programem odbudowy tych portów jest doprowadzenie ich do łącznej zdolności przeładunkowej sprzed wojny (około 25 milionów ton rocznie).

2) W następnym etapie rozwoju należy powiększyć ich zdolność przeładunkową o 25%, co uzyska się częściowo przez rozbudowę, częściowo przez zmodernizowanie urządzeń.

Jest to ważne, ponieważ będziemy musieli stoczyć walkę konkurencyjną z portami niemieckimi, które dotąd posiadały prawie wyłączność na ładunki krajów Środkowej Europy.

3) Należy wyzyskać indywidualne właściwości portów ze względu na ich położenie i charakter oraz wyspecjalizować je w przeładunkach. Specjalizacja ta nie powinna ograniczać uniwersalnej zdolności przyjęcia innych ładunków.

Tak więc, dla Gdańska posiadającego łączność z Wisłą, proponują autorzy artykułu, ze względu na możliwości rozszerzenia się portu w terenie oraz istniejące urządzenia — dostosowanie się głównie do przeładunków masowych: węgla, rudy, złomu i t. p. Dla Gdyni, posiadającej znaczną głębokość basenów i łatwiejszej do rekonstrukcji magazynów i lekkich urządzeń przeładunkowych — przyjęcie większości ruchu drobnicowego i pasażerskiego, nie zaniedbując oczywiście istniejących urządzeń dla przeładunku masowego. Szczecin jest przeznaczony dla przeładunków masowych, głównie ze Śląska i rozbudowy przemysłu portowego.

Oprócz tych 3-ch bezpośrednich tez wspomnieć trzeba i o pośrednich, mających wielki wpływ na cały problem rozwoju, a mianowicie o rozbudowie i usprawnieniu dróg wodnych zaplecza, zwłaszcza połączeń ze Śląskiem i dorzeczem Dunaju, usprawnienie i powiększenie przełotności kolei oraz odbudowy miast portowych, z których ucierpiał najwięcej Gdańsk.

Odbudowa morskich portów polskich nie może być improwizowana dorywczo lecz wykonywana planowo przez długi czas.

Kolejnymi etapami tych prac są:

1) T. zw. „Mały plan odbudowy“, którego celem było zaspokojenie najpilniejszych potrzeb naszego trans-

portu (przyjęcie dostaw UNRRA, wysyłka węgla i t. p.) oraz zabezpieczenie przed dalszą dewastacją istniejących urządzeń i budowli.

2) Trzyletni plan odbudowy 1947 — 1949, który przewiduje: w Gdańsku głównie budowę nadbrzeży i urządzeń dla ładunków masowych oraz pogłębienie kilku basenów przy nadbrzeżach drobnicowych, w Gdyni — odbudowę zniszczonych przez Niemców falochronów i nadbrzeży oraz magazynów i dźwigów oraz w Szczecinie — remont dźwigów i instalacji dla przeładunków masowych. Pełna realizacja tego planu wymaga kredytów około 2,5 miliarda zł rocznie.

3) Okres dalszej rozbudowy, po realizacji planu trzyletniego przewiduje: w Gdańsku — budowę nowego „portu wewnętrznego“ i portu rybackiego w Pleniewie, w Gdyni — wykończenie basenów portu wewnętrznego oraz w Szczecinie — rozbudowę przemysłu portowego.

Oprócz planów odbudowy tych trzech najważniejszych portów — autorzy artykułu poświęcili wzmiankę pozostałym mniejszym portom polskim, mającym znaczenie bądź lokalne bądź stanowiącym porty rybackie. Na zagadnienie tych małych portów należy poświęcić również trochę miejsca, aby praca ich była w przyszłości gospodarczo skoordynowana i aby miały one naturalne warunki odbudowy i dalszego rozwoju.

Bardziej wyczerpująca charakterystyka tych portów i rola, jaką mają one zająć w gospodarce krajowej, o których dotąd jest tak mało publikacji w fachowej prasie, interesują ogół techników polskich.

Inż. F. St. Oranowski

PROBLEMY TECHNICZNE WYBRZEŻA

Warto jest wspomnieć o artykule inż. St. Szymborskiego p. t. „Problemy techniczne wybrzeża“ („Technika Morza i Wybrzeża“ Nr 1 z 1947 r.

W artykule tym między innymi czytamy: „Szczecin jest typowym portem rzeczny i obecnie szybko wraca do tej roli“ i dalej „inaczej jest z Gdańskiem, miasto to leży także u ujścia rzeki, ale Wisła nie jest drogą wodną. Problem Wisły jest dziś nadal niedoceniany, w krótkim czasie wybuchnie z wielką siłą“. Rozwój portu gdańskiego jest uzależniony od najkrótszego połączenia dolnej Wisły pod Toruniem z górną Odrą pod Koźlem, przez co droga wodna ze Śląska do Gdańska byłaby skrócona o połowę w porównaniu z naturalną drogą biegu Wisły. Dalej pisze autor o Żuławach i uważa, że podniesienie tam produkcji rolnej, pozwoli wyżywić nie tylko Gdańsk i Gdynię, lecz da nadwyżkę płodów na eksport w inne okolice kraju. Obecnie ziemia ta, wydawniejsza niż Lubelszczyzna, o ogólnej powierzchni 150 tys. ha jest w 46% pod wodą i w 2,6% podmokła. Najwyższy czas myśleć o odwodnieniu Żuław. (Sprawa ta już zaczęła być w toku realizacji — przyp. Red.). Poza tym inż. Szymborski wysuwa ciekawą myśl stworzenia instytucji naukowej, powołanej do stałego badania właściwości naszego morza. „Wpływ wody morskiej na konstrukcje pływające i dźwigające nadbrzeża w porcie, jak i wpływ prądów na trwałość budowli brzegowych ochronnych“ są elementami bardzo ważnymi przy racjonalnym projektowaniu.

F. St. Or.

KANALIZACJA MAŁYCH RZEK

W ostatnich czasach, głównie pod wpływem przykła-
dów z Zachodu zaczął rozpowszechniać się pogląd, że
drogi wodne dla statków o małym tonażu należą już
do przeszłości, i że na przyszłość należy brać pod uwagę
tylko drogi wodne dla większych barek, przynajmniej
600-tonowych, gdyż tylko takie mogą przewozić taniej od
kolei.

Jednakże w Z. S. R. R. panuje widocznie inny po-
gląd — wyzyskanie małych rzek (t. zw. oswojenie małych
rzek) jest osobnym punktem 5-letniego programu roz-
budowy dróg wodnych.

Ciekawy i pouczający przykład w tej dziedzinie daje
kanalizacja rzeczki Tiezi, na długości 172 km między
m. Szują (fabryczne niewielkie miasto na wschód od
Moskwy) i ujściem do Oki. Kanalizacja ta była wyko-
nana jeszcze w 1837 r. za pomocą 7 drewnianych słuz ko-
sztem zaledwie 100.000 rubli. W 1928 r. mocno podnisz-
czone obiekty były odnowione i częściowo niewielkim na-
kładem przebudowane *).

*) „Riecznoj Transport“ 1946. Nr 11.

Żegluga odbywa się specjalnymi małymi barkami,
t. zw. teziarkami, o długości 20 m i szerokości 3,8 do
4 m, z wysokością burty 1,25 m i z zagłębieniem 0,85 m —
przy ładowności 40 t, a więc nawet mniejszymi od ga-
larów, kursujących na Przemszy. Barki te były dawniej
holowane ludźmi, później końmi, a od 1907 r. holowni-
kami o mocy 60—70 KM. Przewóz całkowity wynosi
przeszło 100.000 t rocznie (drwa, torf, kartofle, jarzyny,
mąka, bawełna). Przejście śluzy zajmuje 10 minut dla
barki i 7 minut dla parostatku. Ruch jest dzienny i noc-
ny, szlak i obiekty są odpowiednio oznaczone i w nocy
oświetlane. Po rzece kursują również kutry osobowe,
biorące do 70 pasażerów, z szybkością około 10 km na
godzinę.

Kanalizacja rz. Tiezi dowodzi, że drogi wodne dla
małych statków bynajmniej się nie przeżyły. W warun-
kach odpowiednich, a zwłaszcza w rejonie jezior — jak
u nas na Mazurach i na Pomorzu — mogą one odegrać
dużą rolę przy rozwoju po kraju najrozmaitszych ła-
dunków, a w wielu wypadkach mogą służyć dla ruchu
osobowego, zwłaszcza turystycznego.

T. T.

BIBLIOGRAFIA

TECHNIKA W SŁUŻBIE DEMOKRACJI

Na rynku księgarskim ukazał się nakładem Naczel-
nej Organizacji Technicznej I tom wydawnictwa z Kon-
gresu Techników Polskich pt. „Technika w służbie De-
mokracji“.

Na treść tomu składa się: przemówienie Prezydenta
R. P. Bolesława Bieruta, przemówienie Ministra Prze-
mysłu H. Minca i prezesa C. U. P. Czesława Bobrowskie-
go, nadto referaty: inż. Bracha pt. „Drogi rozwojowe
polskiego przemysłu“, prof. W. Goetla pt. „Surowce mi-
neralne Polski, jako podstawa trzyletniego Planu Gospo-
darczego“ z mapą, prof. Stefanowskiego pt. „Nauka
i technika w gospodarstwie społecznym“, Rezolucja
Generalna Kongresu oraz przemówienia powitalne.

Z uwagi na cenny materiał zawarty w wyżej wspom-
nianych wypowiedziach czołowych ludzi polskiej myśli po-
litycznej, ekonomicznej i technicznej, książka ta winna
znaleźć się w bibliotece każdego obywatela.

Cena księgarska 1 egzemplarza wynosi 180 zł.

ODRODZENIE POLSKIEGO KOLEJNICTWA

Nakładem i pod redakcją miesięcznika „Przegląd
Komunikacyjny“ ukazała się książka (165 stron) o roz-
woju polskiego kolejnictwa po wyzwoleniu. Na treść
składają się m. in. tematy: rozwój po wojnie, problemy
i zadania, przewozy, odbudowa, tabor kolejowy i jego
naprawa, zaopatrzenie w materiały, wykorzystanie tabo-
ru i ludzi, organizacja pracy, finanse i taryfy, stosunki
międzynarodowe itd.

Praca ta stanowi rzut oka na politykę kolejową.
Zamierzenia inwestycyjne polegają raczej na odbudowie
zniszczonych przez działania wojenne obiektów kolejo-
wych, zwłaszcza mostów.

Przewiduje się usunięcie z Ministerstwa Komuni-
kacji funkcji głównego zarządu P. K. P., co odciążałoby
znacznie Ministerstwo. Za sprawność i oszczędność go-
spodarki kolejowej byłby odpowiedzialny nie Minister,
lecz Naczelny Dyrektor P. K. P.

KRONIKA

KONFERENCJA W SPRAWIE PROJEKTU REGULA- CJI WISŁY OD SANU DO BUGU

W dniu 12 maja b. r. odbyła się na parostatku „Ko-
ściuszko“ konferencja w sprawie projektu regulacji Wi-
sły od Sanu do Bugu, w której wzięli udział:

z Departamentu Dróg Wodnych Min. Kom. — Dyr.
inż. Z. Kornacki, Nacz. inż. J. Wowkonowicz, inż. W. Du-
nin, inż. S. Smoleński, inż. J. Komacki, inż. J. Grabiński;
z Okręgowej Dyrekcji Dróg Wodnych w Krakowie —
Dyr. inż. A. Bielański, inż. J. Domański; z Okręg. Dyr.
Dr. Wodn. w Warszawie — Dyr. inż. Z. Tyszką; z Okręg.
Dyr. Dróg Wodn. w Gdańsku — Dyr. inż. A. Riedel;
z Okręg. D. D. W. we Wrocławiu — Dyr. inż. J. Kajzar;
z Okr. D. D. W. w Poznaniu — Dyr. inż. J. Lambor;
z Rady Technicznej Min. Kom. — Prof. inż. K. Rodowicz,

inż. T. Tillinger; z Państw. Instytutu Hydrolog.-Meteo-
rolog. — inż. K. Dębski, inż. K. Cisło, inż. J. Wokroj
oraz z czasopisma „Gospodarka Wodna“ — inż. M. Chui-
dzyński.

Konferencję przewodniczył Dyrektor Depart. Dróg
Wodnych M. K. inż. Z. Kornacki, który wygłosił podsta-
wowy referat. Następnie zabierali głos zebrani, wypowia-
dając się na temat uprzednio rozesłanych przez Departa-
ment trzech zasadniczych pytań w sprawie projektu re-
gulacji Wisły.

Obrazy cechowała głęboka troska o przyszły stan Wi-
sły i wysoce fachowe podejście do zagadnienia. Zebrani
popierali zasadnicze stanowisko Departamentu, przedsta-
wione przez Dyr. inż. Kornackiego, że podstawą projek-
tu regulacji Wisły winna być średnia roczna woda; pro-

jekt powinien przewidywać wydatną współpracę zbiorników oraz ewentualną możliwość przyszłej kanalizacji rzeki. Podnoszono również potrzebę budowy laboratorium badań wodnych i prowadzenia dalszych studiów.

Referaty Dyr inż. Kornackiego, Prof. inż. Rodowicza i Dyr. inż. Lambora zamieszczone są na str. 98 — 108 niniejszego zeszytu.

M. Ch.

PAŃSTWOWA SZKOŁA ŻEGLUGI ŚRÓDLĄDOWEJ (W WARSZAWIE (ul. Bednarska 2/4).

Właścicielem Szkoły jest Ministerstwo Komunikacji (Departament Dróg Wodnych) z zastrzeżeniem kompetencji Ministerstwa Oświaty w zakresie nadzoru pedagogicznego. Zgodnie z brzmieniem statutu, Szkoła ma za zadanie: „przygotowanie wykwalifikowanych pracowników do pracy na statkach żeglugi śródlądowej w zakresie prac prowadzenia statków i obsługi maszynowej oraz na drogach wodnych w zakresie czynności nadzorczych“, nadto — „wychowanie zamiłowanych w swym zawodzie, rzetelnych i sumiennych pracowników, świadomych swych obowiązków obywateli Państwa Polskiego“.

Z powstałej w roku szkolnym 1945/46, a nawiązującej do przedwojennej tradycji szkolnictwa żeglugi śródlądowej w Warszawie, na razie dwuletniej szkoły do kształcącej zawodowej, mającej w czasie możliwie najszybszym przysposobić do służby w żegludze najprzydatniejszy materiał młodzieży wodniackiej, przez pogłębienie jej teoretycznego zawodowego i ogólnokształcącego przygotowania, uczelnia ta już w następnym, 1946/47 roku szkolnym przeorganizowała się całkowicie na trzyletnią typy zasadniczego stopnia gimnazjalnego. Wielki napływ kandydatów o wyższym od wymaganego cenzusu (7 klas szkoły powsz.), bo z 1,2 i więcej klasami gimnazjalnymi, w tym i materiału uczniowskiego o przebytej praktyce żeglugowej, umożliwił uruchomienie wszystkich trzech klas, przy czym I-szej klasy w dwóch oddziałach równorzędnych jeszcze bez wyraźnej specjalizacji, a więc o programie wspólnym, stanowiącym podbudowę dla następnych klas, zróżniczkowanych na 3 wydziały: nawigacyjny, mechaniczny i dróg wodnych (w tym ostatnim wydziale w ub. roku szkol. czynna była na razie tylko kl. IIga).

Od kandydatów do Szkoły (do kl. I-szej) wymaga się — poza zdrowiem i tężyzną fizyczną, stwierdzanymi ścisłym badaniem lekarskim — ukończenia 16 lat życia; świadectwa ukończenia przynajmniej 7 kl. szkoły powszechnej i złożenia z pomyślnym wynikiem egzaminu konkursowego, gdyż ilość zgłoszeń znacznie przekracza liczbę wolnych miejsc w Szkole i w obowiązkowym, a bezpłatnym, jak i nauka w Szkole, internacie. Zakład zamknięty, jakim jest Szkoła, daje możliwość — przy intensywnej nauce, koniecznej wskutek krótkiego, bo trwającego w każdym roku szkolnym od listopada do kwietnia, a więc tylko pięciomiesięcznego okresu szkolenia teoretycznego — zastosowania większej ekonomii czasu, bez potrzeby nadmiernego przeciążenia umysłowego, gdyż rozporządza się całym czasem wychowanka; można okresy pracy odpowiednio przeplatać odpoczynkami, a nadto i samej pracy wychowawczej, posługującej się zbliżoną do wojskowej dyscypliną życia zbiorowego, dać odpowiednio korzystne warunki.

Celem ścisłego związania nauki teoretycznej z praktyką, uczniowie odbywają pod kierunkiem nauczycieli

przedmiotów zawodowych wycieczki doraźne np. do portu, urządzeń wodnych i warsztatów, odbywają na miejscu ćwiczenia praktyczne (np. rozbijanie i montowanie maszyn, ćwiczenia linoznawcze itp.), a przede wszystkim mają możliwość podczas zorganizowanych dla nich, w okresie żeglugi letniej, pięciomiesięcznej praktyki odbywać służbę przygotowawczą do zawodu na statkach, w stoczniach i przy urządzeniach wodnych. Zasadniczo korzystnie dla Szkoły zdecydowana przez Departament Dróg Wodnych i Polską Żeglugę na Wiśle została sprawa specjalnego statku szkolnego, który stworzy dopiero idealne warunki celowego i nowoczesnym postulatów wychowania dla zawodu odpowiadającego „warsztatu żeglugowego“. Współpraca z Okręgowymi Dyrekcjami Dróg Wodnych i Państwowymi Zarządami Wodnymi oraz z Polską Żeglugą na Wiśle i Odrze celem takiego rozmieszczenia i pokierowania praktykantów, by ich praktyczna nauka zawodu odbywała się z największą oszczędnością czasu dla ich zawodowego wykształcenia i wychowania — jest i będzie zasadniczym dążeniem Szkoły w jej pracy nad przygotowaniem najlepszych sił dla żeglugi śródlądowej.

Program Szkoły tymczasowy, bo w miarę realizacji ogólnej reformy szkolnictwa przez rozbudowę szkoły podstawowej będzie musiał ulec dalszej ewolucji „w górę“, przewiduje w zakresie przedmiotów zawodowych w klasie I-szej kurs propedeutyczny, na który składają się: najważniejsze wiadomości o taborze żeglugowym, o drogach wodnych oraz o mechanizmach. Zakres tych wiadomości stanowi owo niezbędne minimum dla każdego ucznia bez względu na jego przyszłą specjalność. W klasie II-iej i III-iej, na wydziale nawigacyjnym zasadniczym przedmiotem zawodowym jest locja z nauką o prowadzeniu statków, następnie prowadzi się tu w szerszym koncentrum, niż w poprzedniej klasie, naukę o taborze żeglugowym, o budowie statków oraz o urządzeniach pokładowych, następnie daje się wiadomości o przepisach żeglugowych i operacjach przewozowych, wreszcie zasadnicze pojęcia o hydrologii i meteorologii w zastosowaniu do żeglugi. W klasach II i III wydziału mechanicznego układają się poszczególne przedmioty zawodowe dookoła nauki o mechanizmach (materiałoznawstwo, maszynoznawstwo, technologia itd), przy czym naukę o taborze żeglugowym traktuje się — jak i naukę o budowie statków — w ciśniejszym zakresie, niż na wydziale nawigacyjnym. W klasach II i III wydziału dróg wodnych oczywiście punkt ciężkości programowy przesuwają na budownictwo wodne (przedmiot ten w skromnym wymiarze godzin wchodzi do programu nauki teoretycznej również w kl. III nawigacyjnej). Nauka o taborze żeglugowym i przepisach żeglugowych obowiązuje również na wydziale dróg wodnych. Z przedmiotów bliżej związanych z zawodowymi w niemały wymiar godzin lekcyjnych są wyposażone: matematyka i fizyka; nadto uczniowie mają rysunki oraz higienę z ratownictwem.

Celem uniknięcia ciasnej jednostronności zawodowej i zgodnie z tendencjami programowymi gimnazjów zawodowych prowadzi się z przedmiotów niezwiązanych ściśle z zawodem w znacznej (od 4 do 6 godz. tyg.) liczbie godzin język polski, nadto historię, geografie, język obcy, religię oraz ogólne wychowanie fizyczne z przysposobieniem wojskowym wraz z wyodrębnionymi jako osobne przedmioty nauką pływania oraz jazdy łodzią. Ogółem ilość godzin programowych zajęć szkolnych ucznia waha się w granicach od 36 do 42 godzin tygodniowo.

Pełna bezpłatność nauki, wyżywienia internatowego oraz od klasy II-iej umundurowania uczniów wynikają z warunków stypendialnych. Uczniowie zobowiązani są po ukończeniu Szkoły pracować w żegludze i na drogach wodnych w instytucjach, podległych Ministerstwu Komunikacji.

W chwili obecnej uczniowie klas II i III objęli już przydzielone im praktyki w terenie; od 15 lipca, po miesięcznych wakacjach, stawiają się do odbycia praktyk, w tym roku w terminie wyjątkowo spóźnionym, uczniowie klas I-szych, dla których przewiduje się zatrudnienie w charakterze „jungów“ na statkach w obrębie wszystkich Okręgowych Dyrekcyj Dróg Wodnych na okres trzymiesięczny.

SKOLENIE KADR WODNO - MELIORACYJNYCH.

W czasie okupacji wyniszczono znaczną ilość fachowego personelu wodno-melioracyjnego i dlatego już 20 lutego 1945 r. zorganizowany został przez Departament Wodno-Melioracyjny pierwszy kurs wodno-melioracyjny dla nadzorców przy Urzędzie Wojewódzkim w Łodzi, aby doraźnie zostały zasilone kadry fachowe, użyte w pierwszym momencie po przesunięciu się linii frontu do zabezpieczenia wałów ochronnych rzek na wypadek powodzi.

W późniejszych miesiącach kursy dla nadzorców miały miejsce przy Urzędach Wojewódzkich w Warszawie (Mińsku), Białymstoku i Rzeszowie, które ukończyło 80 osób. Był również prowadzony przy Muzeum Przemysłu i Rolnictwa w Warszawie 6-cio miesięczny kurs melioracyjny (pierwszy rok) dla pomocników technicznych — przeszukało kurs 30 osób.

Na poziomie wyższym prowadzono Wyższy Kurs Melioracyjny przez 6 miesięcy (pierwszy rok) przy Szkole Głównej Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, który przeszukało 60 osób. Taki sam Wyższy Kurs Melioracyjny był prowadzony przy Akademii Górniczej w Krakowie (Wydziały Politechniczne), gdzie było 20 słuchaczy.

Łącznie w roku 1945/46 ukończyło kursy 190 osób.

W roku następnym na poziomie niższym był prowadzony 3-miesięczny kurs melioracyjny przy Urzędzie Wojewódzkim w Białymstoku — ukończyło kurs 20 osób.

Na poziomie średnim prowadzono przez 6 miesięcy drugi rok kursu wodno-melioracyjnego przy Muzeum Przemysłu i Rolnictwa w Warszawie — ukończyło kurs 29 osób. Taki sam kurs (pierwszy rok) był prowadzony przy Urzędzie Wojewódzkim w Krakowie — ukończyło kurs 25 osób.

Na poziomie wyższym prowadzono drugi rok Wyższego Kursu Melioracyjnego przy S. G. G. W. w Warszawie — przeszukało kurs 50 osób. Równolegle do roku drugiego był prowadzony pierwszy rok Wyższego Kursu Melioracyjnego przy S. G. G. W. w Warszawie — przeszukało kurs 60 osób i drugi rok takiego samego kursu przy Akademii Górniczej w Krakowie (Wydziały Politechniczne) — kurs przeszukało 20 osób.

Łącznie w roku 1946/47 ukończyło kursy 204 osoby.

W ciągu obydwu lat ukończyło kursy 394 osoby, z tego:

na poziomie niższym	— 100 osób
na poziomie średnim	— 84 „
na poziomie wyższym	— 210 „

Niezależnie od szkolenia na kursach, 21 techników wodno-melioracyjnych, zajmujących kierownicze stanowiska inżynierskie, a posiadających poza sobą wieloletnią praktykę zawodową, zostało dopuszczonych do egzaminu dyplomowego na Politechnice Warszawskiej — na podstawie art. 7 Ustawy o tytule inżyniera z dnia 21 września 1922 r. Z tego zdało egzamin i otrzymało tytuł inżyniera 14 osób.

Poza doraźnym szkoleniem na kursach, są obecnie czynne Licea Melioracyjne w Otwocku Wielkim, Oruni (Gdańsk), Krakowie i Poznaniu oraz nowoorganizowana Sekcja Melioracyjna na Wydziale Rolnym przy S.G.G.W. w Warszawie.

Kadry melioracyjne stale wzrastają, ale Państwowa Służba Wodno-Melioracyjna posiada w dalszym ciągu bardzo poważne braki personalne.

W. K.

KOPACZKI DO ROBÓT WODNO-MELIORACYJNYCH NA ŻULAWACH.

W ramach umowy handlowej polsko-holenderskiej z dnia 27 listopada 1946 r. Ministerstwu Rolnictwa i Reform Rolnych została przyznana suma 265.000 florenów holenderskich (100.000 dol. amer.) na zakup maszyn, sprzętu i aparatury potrzebnej do odwodnienia Żuław.

Ze względu na dużą ilość koniecznych robót renowacyjnych a brak sił roboczych na Żuławach, w celu przyspieszenia tempa robót wodno-melioracyjnych, usprawnienia organizacji pracy i dla zmniejszenia kosztów wykonania robót — Ministerstwo Rolnictwa i Reform Rolnych wystąpiło z wnioskiem o sprowadzenie specjalnych maszyn do kopania i czyszczenia zamulonych i zarośniętych rzek, kanałów i rowów z Holandii, która produkuje tego rodzaju maszyny przede wszystkim dla własnych potrzeb. Holandia bowiem posiada ogromne obszary podobne do naszych Żuław, leżące poniżej poziomu morza (np. Zuidersee), które również zostały zalane podczas działań wojennych przez Niemców i obecnie są w szybkim tempie odwadniane i porządkowane.

Zrealizowanie dostawy kopaczek z Holandii i uruchomienie ich na Żuławach będzie dalszym krokiem naprzód w dążeniu Ministerstwa Rolnictwa i Reform Rolnych do zmechanizowania robót, ażeby pracę rąk ludzkich, niezbędnie potrzebnych na innych odcinkach naszej gospodarki narodowej zastąpić pracą maszyn. Ma to specjalne znaczenie dla Żuław, które w obecnym stanie stanowią w większej części pustynię wodną, która ma być odwodniona, uporządkowana, zaludniona w okresie 3-letniej odbudowy gospodarczej Kraju.

Z. S.

ZWYCZAJNY ZJAZD DELEGATÓW

Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Komunikacji Rzeczypospolitej Polskiej.

Zwyczajny Zjazd Delegatów Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Komunikacji R. P. odbędzie się w Gdańsku w dniach od 12-go do 14-go lipca 1947 roku.

Obrady rozpoczną się o godzinie 10-tej dnia 12-go lipca w Sali Konferencyjnej Dyrekcji Okręgowej Kolei Państwowych w Gdańsku.

Po części organizacyjnej Zjazdu przewidziana część odcytowa i zwiedzanie portów

Z NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

W dniu 12 kwietnia b. r. odbyło się posiedzenie Komitetu Organizacyjnego Naczelnej Organizacji Technicznej, poświęcone omówieniu dotychczasowej działalności Organizacji i jej zamierzeń.

Prezes N. O. T., inż. B. Rumiński, w podstawowym referacie dał przejrzysty obraz dotychczasowych prac i zadań oraz programu N. O. T. na 1947/48 r.~

Po omówieniu głębokich przemian społecznych, jakie nastąpiły po II wojnie światowej, wywierających decydujący wpływ na techniczne procesy wytwarzania, a polegających m. inn. na przekształcaniu się w poszczególnych krajach gospodarki rolnej na gospodarkę przemysłową, po zobrazowaniu doniosłej roli nauki i techniki w odbudowie kraju — Prezes Rumiński przeszedł do uzasadnienia potrzeby powstania N. O. T., do przedstawienia jej dotychczasowej działalności i omówienia programu.

Wzrost industrializacji, jaki zaznaczył się w ostatnich dziesiętkach lat, znalazł właściwy wyraz w uchwałach Międzynarodowego Kongresu Technicznego w Paryżu (wrzesień 1946 r.)¹⁾, a mianowicie: na 800 milionów pracującej ludności na kuli ziemskiej — 500 milionów pracuje w rolnictwie; mechanizacja rolnictwa i przerzucenie co najmniej 150 milionów do przemysłu i administracji — to najważniejsze reformy, mogące przyczynić się do powiększenia dochodu narodowego; dalszy rozwój gospodarki świata wymaga racjonalnej eksploatacji nowych źródeł energii, w pierwszym rzędzie wykorzystania siły wodnej — co może dostarczyć światu ok. 4.000 miliardów kWh rocznie, tj. tyle, ile obecnie produkuje się ze wszystkich źródeł; przyszłość ludzkości związana jest ściśle z planową gospodarką i współpracą techniczną w ramach międzynarodowych.

Polska 1939 r. posiadała ok. 70% ludności rolniczej. Na skutek zmiany granic i przemian ludnościowych, procent ludności pracującej na roli zmniejszył się do 58% (przeciętna norma świata — 58,5%). Wg Planu Trzyletniego przewiduje się przejście z rolnictwa do przemysłu, rzemiosła, komunikacji i innych zawodów ok. 1,5 miliona ludzi. Technika w tych przemianach odegra wybitną rolę i dlatego myśl powołania do życia jednolitej organizacji, skupiającej wszystkich inżynierów i techników — była zdrową.

Podstawowe założenia powstałej w 1946 r. Naczelnej Organizacji Technicznej to: branżowość, powszechność i ścisłe powiązanie pracy organizacyjnej z Państwem.

Bilans jednorocznej pracy można przedstawić następująco:

1) zorganizowanie 15 stowarzyszeń na terenie całego kraju, które obejmują ok. 13.000 inżynierów i techników;

2) zorganizowanie Kongresu Techników Polskich w Katowicach;

3) nawiązanie kontaktu z organizacjami technicznymi wielu krajów zagranicznych;

4) zapoczątkowanie organizacji oddziałów N. O. T. i Domu Technika w Warszawie (ul. Czackiego 3/5);

5) przystąpienie do skoordynowania pracy stowarzyszeń, uregulowania i ujednolicenia statutów, regulaminów stowarzyszeń i N. O. T.;

6) zorganizowanie aparatu Sekretariatu Generalnego

W dalszym ciągu Prezes inż. Rumiński omówił zadania ogólne i program na 1947/48 rok. Z uwagi na ważność zagadnienia podajemy tę część referatu prawie dosłownie.

„Zadania ogólne N. O. T. zostały postawione w deklaracji ideowej oraz Statucie. Powiedzieliśmy: mobilizacja sił technicznych oraz ścisła organizacyjna współpraca z władzami państwowymi w odbudowie kraju. Mobilizacja techników została dokonana na Kongresie. Rozpoczynamy teraz żmudną codzienną pracę wśród szerokich rzesz członków stowarzyszeń technicznych. Praca ta winna dotyczyć przede wszystkim zadań, związanych z programem Stowarzyszeń, a więc: rozwijanie zamiłowania do nauki i techniki, podtrzymywanie wysokiego poziomu etyki zawodowej, podnoszenie kwalifikacji i wykształcenia technicznego, jak również rozwiązywanie wszystkich zagadnień techniczno-gospodarczych w służbie publicznej.

Do najważniejszych zadań w służbie publicznej należą niewątpliwie:

1) Praca nad realizacją planu trzyletniego.

Kongres dał olbrzymie bogactwo materiału, który nie jest dotąd rozpracowany i wykorzystany. Trzeba rozpracować go szerzej i udostępnić, zarówno szerokiej opinii społeczeństwa, jak również wykorzystać do dalszej dyskusji i analizy przez poszczególne Stowarzyszenia.

2) To nie jest tylko zadanie na dziś. Rozwój gospodarczy kraju wymagać będzie coraz większego udziału techników w odbudowie. W związku z tym powstaje konieczność rozbudowy naszych kadr technicznych. W Ameryce na 500 ludzi przypada jeden inżynier. W Polsce potrzeba by było około 50.000 inżynierów i techników. Trudno będzie w najbliższych latach zaspokoić takie zapotrzebowanie. Ale trzeba zewrzeć siły w jednej organizacji i wykorzystać całą energię i doświadczenie naszych inżynierów do dalszego szkolenia i podniesienia poziomu i wykształcenia zawodowego techniki i techników. Prace w tym kierunku zostały rozpoczęte. Dotąd zorganizowano 6 oddziałów N. O. T. Na porządku dziennym stoi również sprawa uaktywnienia się społecznego inżynierów, współpracy ze związkami zawodowymi, jak również udział w samorządach, radach narodowych i instytucjach społecznych. Tego wymaga industrializacja kraju i nowa rola społeczna inżyniera.

Organizacje techniczne muszą działać planowo i w ramach jednolitego programu. Obejmujemy w tej chwili około 15 różnych organizacji technicznych. Pozostało niewiele do zrobienia, jeżeli chodzi o powstanie nowych organizacji branżowych. Natomiast nowo zorganizowane stowarzyszenia nie obejmują wszystkich zainteresowanych inżynierów i techników. Musimy w ciągu nadchodzącego roku powiększyć liczbę członków organizacji technicznych ze stanu obecnego około 12.000 do 20.000. Chcemy w najbliższym czasie zorganizować jeszcze 3 — 4 oddziały, m. in. Warszawę i Katowice. I to jest nasze drugie ważne zadanie.

3) Trzecie nasze zadanie, to wzmocnienie organizacji na zewnątrz i skoordynowanie działalności stowarzyszeń. Trzeba stwierdzić, że dyscyplina organizacyjna i podporządkowanie się zadaniom nakreślonym przez N. O. T. jest jeszcze słabe.

Również zagadnieniem dużej wagi jest skoordynowanie i wypracowanie jednolitego programu akcji wydawniczej, prowadzonej przez poszczególne stowarzyszenia.

¹⁾ Porównaj: „Gospodarka Wodna“ nr 2 — 1946 str. 111—112 i nr 3 — 1946 str. 159—162.

To samo odnosi się do normalizacji technicznej, współpracy z zagranicą, jak również wszelkich prac o charakterze naukowo-technicznym. Istnieją duże różnice w formach organizacyjnych poszczególnych komisji w różnych stowarzyszeniach.

4) Dużą wagę przywiązujemy do współpracy z zagranicą. W tej chwili mamy już liczne kontakty z organizacjami we Francji, Anglii, Czechosłowacji, jak również bliższą współpracę z Międzynarodową Federacją Techniczną. Współpraca z zagranicą musi koncentrować się obecnie na zagadnieniach normalizacji i dokumentacji technicznej. Szczególnie szerokie stosunki musimy nawiązać z sąsiadami, tj. Związkiem Radzieckim i Czechosłowacją. Sprawa współpracy technicznej z tymi krajami wyszła już ze stadium początkowego.

5) Rozwój N. O. T. i Stowarzyszeń technicznych zaczyna wchodzić w okres stabilizacji. W związku z tym musimy uregulować sprawy finansowe i oprzeć się na samodzielności i własnych funduszach. Trzeba będzie określić wyraźnie wpływy i składki członków na rzecz Stowarzyszeń do Naczelnej Organizacji, jak również przestrzegać ściśle realizacji tych wpływów.

Tak wyglądają w głównych zarysach najważniejsze zagadnienia, dotyczące planu naszej pracy na rok 1947/48.

Kierownictwo N. O. T. spoczywa w rękach tymczasowego Komitetu Organizacyjnego, który przygotowuje się również do przekazania w najbliższych miesiącach swojej funkcji w ręce Prezydium, wyłonionego na podstawie obowiązujących przepisów statutowych.

Sekretarz Generalny N. O. T., inż. F. Cieciora, złożył sprawozdanie z działalności Organizacji. Oto kilka danych cyfrowych:

Liczby członków poszczególnych Stowarzyszeń na dzień 1.I.1947 r. wynosiły:

Stowarzyszenie Inż. i Techn. Budownictwa	—	94
„ „ „ Przem. Chemiczn.	—	481
„ Pracown. Techn. Przem. Cukr.	—	365
„ Elektryków Polskich	—	975
„ Inż. i Techn. Przem. Hutn.	—	1.260
„ „ „ Komunikacji	—	2.070
„ „ „ Przem. Min. i Mat. Budowlanych	—	350
„ „ „ Mechaników Polsk.	—	328
„ „ „ Przem. Paliw Płyn.	—	450
„ „ „ Przem. Papiern.	—	80
„ Techników Przem. Spożywczego	—	790
„ Inż. i Techn. Przem. Węglowego	—	1.799
„ „ „ Przem. Włókien.	—	600
„ „ „ Wodno-Meliorac.	—	574
Polskie Zrzeszenie Gazown. Wod. i Techn. San.	—	529

Liczby zorganizowanych inżynierów i techników w poszczególnych województwach:

woj. Warszawskie	—	1.235
„ Gdańskie	—	395
„ Kieleckie	—	119
„ Krakowskie	—	874
„ Lubelskie	—	199
„ Łódzkie	—	897
„ Olsztyńskie	—	60
„ Pomorskie	—	406
„ Poznańskie	—	750
„ Rzeszowskie	—	508
„ Szczecińskie	—	62
„ Śląsko-Dąbrowskie	—	3.157
„ Wrocławskie	—	362

N. O. T. uzyskała do odbudowy gmach przy ul. Czackiego 3/5, jako Dom Technika. Prowizoryczny kosztorys odbudowy wynosi ok. 50 milionów zł. W pierwszym rzędzie przewiduje się oddanie do użytku części frontowej budynku z 24 pokojami i dużą salą na zebrania.

Suma wydatków Biura Sekretariatu Generalnego w 1946 r. wyniosła ok. 14,5 miliona zł, w tym mieszczą się wydatki na Kongres w Katowicach.

Na rok 1947 przewiduje się następujący rozdział kwot:

Całość kwoty preliminarzowej	9.600.000 zł.
Wydatki organizacyjne, w tym subwencja dla Oddziałów N. O. T.	530.000 zł.
Komisja Wydawnicza i przejazdy służbowe	100.000 zł.
Wydatki związane z Komisją Zagraniczną	1.400.000 zł.
Komisja Kongresowa (zjazdy), wydatki przeznaczone na pewne obserwacje zjawisk, pewne koncepcje potrzebne do następnego Kongresu	100.000 zł.
Akcja prasowa, propaganda	350.000 zł.
Komisja Odbudowy Gmachu Technika	100.000 zł.
Koszty zakupu inwentarza stałego	156.000 zł.
Wydatki osobowe (pobory, ubezpieczenia, koszty i konserwacja samochodów i inne)	6.264.000 zł.
Różne	600.000 zł.

Na uzyskanie tej kwoty Min. Przemysłu sporządziło specjalny rozdzielnik; kwoty wpływają bezpośrednio z kas Centralnych Zarządów.

Personel Sekretariatu składa się z 22 osób.

M.

Sprostowanie: W zesłaniu nr 2 z 1947 r. na str. 76 w odsyłaczu 2) winno być: „Woda wielka (1903 r.) 2.400 m³/sek.“ a nie „... 1200 m³/sek.“

KOMITET REDAKCYJNY: Prof. Dr Inż. S. Bac, Inż. W. Balcerski, Inż. M. Chudzyński, Prof. Dr Inż. E. Czetwertyński, Inż. K. Dębski, Inż. S. Ihnatowicz, Inż. Z. Kornacki, T. Maliszewski, Inż. K. Matul, Dr Inż. J. Matuszewicz, Dr Inż. J. Ostromecki, Prof. Dr Inż. K. Pomianowski, Prof. Inż. K. Rodowicz, Prof. Dr Inż. R. Rosłowski, Inż. Mgr Z. Rudolf, Inż. S. Sienkowski, Inż. Z. Sochoń, Inż. T. Tillinger, Prof. Inż. S. Turczynowicz, Inż. J. Wokroj, Prof. Inż. C. Zakaszewski, Inż. Z. Żmigrodzki.

Redakcja i Administracja: Warszawa, Nobla 9 m. 4.

Czynna w dni powszednie w godz. 14 — 16 (tel. 52-38).

Prenumeratę należy wpłacać na konto P.K.O. I-1960, „Gospodarka Wodna“, Czasopismo, Redakcja i Administracja.

Wydawca: Naczelna Organizacja Techniczna.

Redaktor: Inż. M. Chudzyński

Prenumerata za pierwsze półrocze 1947 r. wynosi 200 zł. Cena numeru 70 zł.

Prenumerata za cały 1947 r. wyniesie 600 zł.

OGŁOSZENIE O PRZETARGU

Okręgowa Dyrekcja Dróg Wodnych we Wrocławiu, plac Legnicki Nr 21, ogłasza niniejszym przetarg nieograniczony na odbudowę kanału turbinowego przy rzece Odrze km 186 w Szwanowicach na terenie Państwowego Zarządu Wodnego w Brzegu.

Oferty z podpisanymi kosztorysami oraz warunkami technicznymi i ogólnymi robót, w zalakowanych kopertach z napisem „Oferta na odbudowę kanału turbinowego w Szwanowicach“ należy składać w kancelarii Dyrekcji do godz. 10,00 dnia 25 lipca 1947 r.

Do oferty należy dołączyć dowód wpłacenia w Kasie I-go Urzędu Skarbowego we Wrocławiu, Rynek — na rachunek sum depozytowych Okręgowej Dyrekcji Dróg Wodnych we Wrocławiu wadium w wysokości 2% sumy oferowanej względnie listy gwarancyjne banków.

Otwarcie ofert nastąpi dnia 25 lipca 1947 r. o godzinie 10,30 w pokoju Nr 9 II piętro.

Bliższe informacje można otrzymać w godzinach urzędowych w Dyrekcji, w pokoju Nr 9 II piętro, gdzie również można otrzymać podkłady do oferty za zwrotem kosztów własnych.

Dyrekcja zastrzega sobie prawo wyboru oferenta, jak również unieważnienie przetargu bez podania powodów.

OGŁOSZENIE O PRZETARGU

Ministerstwo Rolnictwa i Reform Rolnych ogłasza przetarg nieograniczony na dostawę następujących materiałów faszynowych w powiecie garwolińskim:

- 1) 4.500 m. p. faszyny, 1.050 kóp kołków 1 m dług. średnicy 5 do 7 cm, loco prawy brzeg Wisły w miejscowości Holendry;
- 2) 1.200 m. p. faszyny, 280 kóp kołków j. w., loco prawy brzeg Wisły w miejscowości Wólka Gruszczyńska;
- 3) 3.600 m. p. faszyny, 890 kóp kołków j. w., loco prawy brzeg Wisły przy ujściu Starej Wilgi.

Oferty w zalakowanych kopertach na całość dostawy lub na poszczególne odcinki z napisem „Oferta na dostawę materiałów faszynowych“ należy składać w Ministerstwie Rolnictwa i Reform Rolnych, Departament Wodno-Melioracyjny, ul. Filtrowa Nr 57 III p., pokój Nr 313 do dnia 23 lipca 1947 r. godz. 11, w którym to czasie nastąpi otwarcie ofert.

Do oferty należy załączyć pokwitowanie na złożone wadium w wysokości 2% oferowanej sumy. Złożone oferty obowiązują, pod rygorem utraty wadium, przez 14 dni. Dla zabezpieczenia dostawy żądana będzie kaucja w wysokości 5% od sumy oferowanej.

Dostawa wyżej wymienionych materiałów winna być wykonana do dnia 1 września 1947 r.

Ministerstwo Rolnictwa i Reform Rolnych zastrzega sobie prawo wyboru oferenta, podziału dostawy pomiędzy oferentów oraz unieważnienie przetargu bez podania przyczyn i roszczenia jakichkolwiek odszkodowań z tego tytułu.

OGŁOSZENIE O PRZETARGU

Ministerstwo Rolnictwa i Reform Rolnych ogłasza przetarg nieograniczony na wykonanie wałów nad Wisłą:

- 1) na odcinku Grochale — Głusk w powiecie sochaczewskim,
- 2) „ „ Dobrzyków — Radziwie w powiecie płockim.

Budowa wałów obejmuje:

w p. 1 — wykonanie robót ziemnych o kubaturze około 120.000 m³, karczowanie drzew około 1.400 szt., darniowanie około 20.000 m², wybudowanie tam faszynowych z własnych materiałów przedsiębiorcy o objętości około 4.000 m³;

w p. 2 — wykonanie robót ziemnych o kubaturze około 80.000 m³.

Roboty wyszczególnione w p. 1 i 2 mają być wykonane przy pomocy własnych narzędzi i sprzętu przedsiębiorcy, wg ustalonego harmonogramu prac i zakończone w całości do dnia 30 listopada 1947 r.

Oferty w zalakowanych kopertach z napisem ad 1) „Oferta na budowę wału Wisły w powiecie sochaczewskim“, ad 2) „Oferta na budowę wału Wisły w powiecie płockim“ należy składać oddzielnie na każdy odcinek wału w Ministerstwie Rolnictwa i Reform Rolnych, Departament Wodno-Melioracyjny, ul. Filtrowa 57 III p., pokój 313 do dnia 28 lipca 1947 roku godz. 10.30, gdzie otrzymać można bliższe informacje oraz podkłady kosztorysowe za zwrotem kosztów. Otwarcie ofert nastąpi w tymże dniu o godz. 11-ej.

Do oferty należy dołączyć pokwitowanie na złożone wadium w wysokości 1% oferowanej sumy.

Złożone oferty obowiązują oferentów 14 dni od dnia przeprowadzonego przetargu. W celu należytego wykonania podpisanej umowy żądane będzie zabezpieczenie w wysokości 5% od sumy umownej.

Ministerstwo zastrzega sobie prawo wyboru dowolnego oferenta, podziału robót między oferentów oraz unieważnienie przetargu bez podania przyczyn oraz jakiegokolwiek odszkodowania.