

GOSPODARKA WODNA



FRAGMENT RZ. DUNAJCA

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

STYCZEŃ-LUTY
1947

ROK VII

1

**Przedsiębiorstwo
Robót Inżynierskich**
Inż. J. Mieszkowski

W A R S Z A W A
UL. WILCZA Nr. 8 m. 8
TELEFON Nr. 8-78-58

ODDZIAŁ:
W R O C Ł A W
UL. CYPRIANA NORWIDA 20

**URZĄDZENIA CIEPLNE,
SANITARNE I GAZOWE
BUDOWNICTWO WODNE
M E L I O R A C J E**

PRZEDSIĘBIORSTWO ROBÓT
DROGOWYCH
ŁĄDOWYCH
i WODNYCH

ANTONI RUDZIŃSKI
GRÓJEC, ul. Warszawska 30

WYKONUJE:

**budowę mostów
dróg • oraz
wszelkie roboty
wchodzące
w zakres
hydrotechniki**

ROZŁĄCZANE ŁATY NIWELACYJNE KONSTRUKCJI
INŻ. ZYGMUNTA GRABOWSKIEGO – POZNAŃ, JEŻYCKA 25 m. 17

WARUNKI NADSYŁANIA I ZAMIESZCZANIA PRAC W CZASOPIŚMIE
„GOSPODARKA WODNA”

1. Wszelkie artykuły, sprawozdania i notatki winny być nadsyłane jako jednostronne maszynopisy, z dużymi odstępami pomiędzy wierszami i marginesem ok. 5 cm.
2. Redakcja zastrzega sobie prawo dokonywania poprawek językowych i t.p., skracania lub uzupełniania nadsyłanych prac, bez naruszania zasadniczych myśli Autora.
3. Nadsyłanych artykułów, rysunków i fotografii Redakcja nie zwraca.
4. Wszelkie dane cyfrowe, obliczenia i dowody matematyczne winny być dokładnie sprawdzone, a to w celu uniknięcia zbędnej polemiki na temat niedokładności poszczególnych artykułów.
5. Pożądane jest załączanie wykazu źródeł, z których Autor korzystał przy opracowaniu artykułu.
6. Rysunki wykresy i t.p. winny być wykonane czarnym tuszem na białym papierze lub kalce kreślarskiej w takiej skali i o takim zagęszczeniu linii, aby po zmniejszeniu do rozmiarów kliszy drukarskiej były one wyraźne i czytelne.
7. Fotografie winny być wykonane w czarnym kolorze na błyszczącym papierze. Pożądane jest nadsyłanie klisz i błon, które zostaną zwrócone.
8. Redakcja wypłaca ustalone honorarium tylko za prace umieszczone w druku.
9. Koszt wykonania odbitek artykułów ponosi Autor, względnie zamawiający.

GOSPODARKA WODNA

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

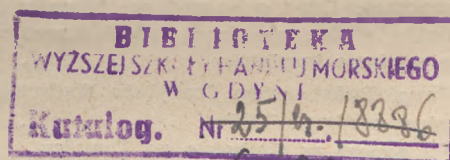
WARSZAWA, UL. NOBLA 9.

KONTO P. K. O. I-1960.

KOMITET REDAKCYJNY:

Prof. Dr Inż. Stanisław Bac, Inż. Wacław Balcerski, Inż. Marian Chudzyński, Prof. Dr Inż. Edward Czetwertyński, Inż. Kazimierz Dębski, Inż. Stefan Ihnatowicz, Inż. Zdzisław Kornacki, Tadeusz Maliszewski, Inż. Kazimierz Matul, Dr Inż. Józef Matusewicz, Dr Inż. Jerzy Ostromecki, Prof. Dr Inż. Karol Pomianowski, Prof. Inż. Kazimierz Rodowicz, Prof. Dr Inż. Romuald Rosłoński, Inż. Mgr Zygmunt Rudolf, Inż. Stefan Sienkowski, Inż. Zygmunt Sochoń, Inż. Andrzej Szczawiński, Inż. Tadeusz Tillinger, Prof. Inż. Stanisław Turczynowicz, Inż. Jan Wokroj, Prof. Inż. Czesław Zakaszewski, Inż. Zbigniew Żmigródzki.

R E D A K T O R: Inż. Marian Chudzyński.



R O K VII

1 9 4 7

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, STYCZEŃ — LUTY 1947 r.

Nr 1

TRESC: Od Redakcji. — Inż. Bolesław Malisz — Dolina Wisły w planie przestrzennym kraju. Prof. inż. Czesław Zakaszewski — Zagadnienia rolniczo-melioracyjne i rybne w dolinie Wisły. Inż. Jerzy Wysocki — Wyzyskanie sił wodnych Wisły a elektryfikacja kraju. Inż. Stanisław Smoleński — Uzęglownienie Wisły a zbiorniki. Inż. Tadeusz Tillinger — Wisła a zbiorniki. Inż. Kazimierz Cisko — Straty wody w dorzeczu Wisły środkowej w okresie jesiennych niskich stanów wód gruntowych. Inż. Zygmunt Sochoń — Możliwości magazynowania wody w jeziorach Mazurskich dla celów nawodnienia. Inż. Jerzy Ostrowski — W sprawie projektu nowej instrukcji drenarskiej. Inż. Jan Wokroj — Sytuacja zlodzenia rzek w Polsce w zimie 1946 — 47 r. Inż. Mieczysław Zajbert — Próby zastosowania sztucznego kamienia w regulacji rzek. Inż. Tadeusz Borowy — Przeprowadzenie pogłębiarki „Gironde” przez spadek 4-metrowy na kanale Warta — Gopło. — Akcja przeciwpowodziowa w Warszawie w zimie 1944 — 45 r. — Wspomnienia pośmiertne. — Kronika.

SOMMAIRE: Avant-propos de la Rédaction. — Ing. B. Malisz — La vallée de la Vistule dans le plan aménagement du pays. Prof. ing. C. Zakaszewski — Les problèmes des améliorations agricoles et de la pêche dans la vallée de la Vistule. Ing. J. Wysocki — L'exploitation de la force hydraulique de la Vistule et l'électrification du pays. Ing. S. Smoleński — L'adaptation de la Vistule pour la navigation par la construction des retenues. Ing. T. Tillinger — La Vistule et les retenues. Ing. K. Cisko — Les pertes d'eau dans le bassin de la Vistule moyenne durant la période automnale des basses hauteurs de la nappe souterraine des eaux. Ing. Z. Sochoń — Les lacs des Mazury comme retenues d'eau pour les irrigations agricoles. Ing. J. Ostrowski — Sur le sujet du projet d'une nouvelle instruction pour le drainage agricole. Ing. J. Wokroj — La situation de la couverture de glace sur les rivières en Pologne pendant l'hiver de 1946 — 47. Ing. M. Zajbert — Essais de l'application des pierres artificielles pour l'amélioration des rivières. Ing. T. Borowy — Le passage d'une drague „Gironde” par une pente de 4 mètres sur le canal Warta — Gopło. — L'action contre l'inondation à Varsovie pendant l'hiver de 1944 — 45. — Nécrologues. — Chronique.

СОДЕРЖАНИЕ НОМЕРА: От редакции — инж. Б. Малиш — Бассейн р. Вислы в государственном плане страны. — проф. инж. Ч. Закашевский — Сельско-хозяйственные мелиоративные и рыболовные проблемы в бассейне р. Вислы. инж. И. Высоцкий — Использование водной энергии р. Вислы и электрификация страны. инж. С. Смоленский — Улучшение судоходства р. Вислы при помощи водохранилища инж. Т. Тиллингер — Река Висла и водохранилища. инж. К. Цисло — Потери воды в среднем течении р. Вислы в периоде осенних низких стояний грунтовых вод. инж. С. Сохонь — Использование Мазурских озер для орошения. инж. И. Островский — По вопросу новой дренажной инструкции. инж. Я. Вокрой — Ледостав на реках в Полше в периоде 1946 — 1947 г. инж. М. Зайберт — Применение искусственных камней при выправительных работах. инж. Т. Боровы — Перевод землесоса в нижний бьеф канала Варта - Гопло. — Противонаводковые мероприятия на р. Висле в Варшаве в 1944 — 1945 г. — Некрологи. — Хроника.

SUMMARY: Introduction. — Eng. B. Malisz — The valley of the Vistula in the extension plan of the country. Prof. Eng. C. Zakaszewski — The agricultural, meliorating and fisher problems in the valley of the Vistula. Eng. J. Wysocki — The exploration of the water forces of the Vistula and the electrification of the country. Eng. S. Smoleński — The navigation possibilities on the Vistula and the reservoirs. Eng. T. Tillinger — The Vistula and the reservoirs. Eng. K. Cisko — The water losses in the basin of the middle Vistula during the autumn low ground water level. Eng. Z. Sochoń — The possibilities of water storing in the Mazury lakes in the purpose of irrigation. Eng. J. Ostrowski — The question of a new draining instruction plan. Eng. J. Wokroj — The situation of river-freezing in Poland during the years 1946—47. Eng. M. Zajbert — Trials of application of artificial stone for the river regulation. Eng. T. Borowy — The passage of a dredger through a 4 meter fall on the Warta — Gopło canal. — The anti-flood action in Warsaw during the winter of 1944—45. — Obituaries. — Chronicle.

Jak zwykle — w pierwszym zeszycie każdego rocznika — próbujemy podsumować wyniki ubiegłego okresu, skontrolować dotychczasową linię programową czasopisma i ustalić główne wytyczne na rok bieżący.

W roku 1946 zdołaliśmy wydać zaledwie 3 zeszyty naszego dwumiesięcznika o ogólnej objętości 166 stron tekstu. Był to rok niezwykle ciężki, gdyż kilkuletnia przerwa wojenna spowodowała właściwie konieczność zorganizowania czasopisma od podstaw, chociaż był to już 6-ty rok wydawnictwa. Podkreślić tu musimy 2 zasadnicze momenty, wprowadzające pewne korzystne zmiany w programie i zamierzeniach Redakcji w porównaniu z okresem przedwojennym. Będą to:

- 1) pogłębiająca się i coraz bardziej rozumiana myśl łącznego, niepodzielnego traktowania wszelkich spraw, wchodzących w zakres gospodarki wodnej,
- 2) istnienie w naszym organizmie państwowym czynników planujących, zarówno pod względem gospodarczym, jak i przestrzennym.

Konieczność długofalowego planowania dla całokształtu gospodarki wodnej kraju, lub co najmniej dla całych dorzeczy, nie nasuwa dziś już żadnych wątpliwości. Powstaje jednocześnie problem również łącznego wykonawstwa planu, którego to problemu zwolennikami są nie tylko większość techników wodnych, ale i przedstawiciele sfery gospodarczych. Podobne myśli nie od dziś nurtują w innych krajach: do zagadnienia tego powrócimy niejednokrotnie w następnych zeszytach. Na tym miejscu nadmienimy tylko, że ogromny ubytek w materiale ludzkim (inżynierowie i technicy), konieczność stosowania oszczędności środków finansowych i materiałów budowlanych — przy jednoczesnym naszym zaniedbaniu i wieloletnim zacofaniu w dziedzinie gospodarki wodnej — powinny jedynie przyspieszyć realizację połączenia rozdzielonych dziś różnych resortów wodnych.

Rozpoczął się trzeci rok od chwili wyzwolenia kraju, a pierwszy rok 3-letniego Narodowego Planu Gospodarczego. O ile 1945 rok można scharakteryzować jako okres organizacyjny i najpilniejszych robót zabezpieczających i remontowych, — 1946 rok był już okresem pewnych osiągnięć w gospodarce wodnej. Rok 1947 powinien pozostawić po sobie dalsze cenne elementy w odbudowie urządzeń i budowli wodnych, a także wnieść poważny wkład w dzieło długofalowego planu gospodarki wodnej, opartego na podstawach i wynikach badań hydrologicznych i gospodarczych.

Na przykładzie Wisły uwidacznia się jaskrawo, jak dalecy jeszcze jesteśmy od koncepcji rozwiązania technicznego tej wielkiej rzeki. Przykładów podobnych można przytoczyć więcej. Jeśli chodzi o sprawy melioracji wodnych, to nurtują dziś i krystalizują się nowe metody rozszerzenia prac melioracyjnych na wszystkich odcinkach, przez zastosowanie innych, niż dotychczas, form organizacyjnych i przy wykorzystaniu wszelkich dostępnych źródeł finansowych. W dyskusjach nad problemami technicznymi i związanymi z nimi gospodarczymi i organizacyjnymi, musimy pamiętać o fakcie (wielokrotnie podnoszonym) niebywałego zaniedbania i opóźnienia w uporządkowaniu zagadnień wodno-technicznych naszego kraju. Dlatego też wydaje się koniecznością, aby w jak największym stopniu korzystać z postępu nauki, techniki oraz doświadczeń naszych i obcych, i przy opracowywaniu projektów i planu gospodarki wodnej, opuszczać te pośrednie elementy realizacji technicznej projektów, które przedłużają tylko okres tej realizacji, a jednocześnie mogą utrudnić dalsze etapy budowy urządzeń wodnych. Dotyczy to w pierwszym rzędzie zagadnienia Wisły: — regulacja, czy kanalizacja, czy zbiorniki, — czy też wreszcie pewien kompromis techniczny, najoszczędniejszy w czasie i pieniądzu i dający najlepszy efekt gospodarczy.

Niniejszy zeszyt „Gospodarki Wodnej” zawiera szereg prac i głosów na temat Wisły i zagospodarowania jej doliny, na temat gospodarki wodnej na jeziorach Mazurskich, nowej instrukcji drenarskiej, — wreszcie pierwsze „odgłosy” kolegów-wykonawców. Tego rodzaju artykuły i sprawozdania z robót wodnych w kraju są niezmiernie cenne i konieczne dla poznawania przez szeroki ogół inżynierów i techników postępu techniki, nowych metod wykonania, organizacji pracy itd., co stwarza szlachetną rywalizację i w konsekwencji prowadzi do lepszego, szybszego i tańszego wykonawstwa. Dlatego też apelujemy w dalszym ciągu o nadsyłanie z terenu prac i artykułów o charakterze wykonawczym, aby móc dobrze spełniać zadania, jakie postawione zostały „Gospodarce Wodnej”. Jednocześnie prosimy o nadsyłanie wiadomości z życia technicznego, wydawniczego, szkolnictwa, organizacji i stowarzyszeń. Wszelkie wzmianki i sprawozdania o zjazdach, zebraniach, odczytach, nowych okólnikach, rozporządzeniach i przepisach dotyczących zagadnień wodnych będą zamieszczane w naszym czasopiśmie.

Nawiązując do sprawozdania z I-go posiedzenia Rady Zagospodarowania Doliny Wisły, które odbyło się w dniu 13.IX.46 r. (Gospodarka Wodna Nr 1 1946), zamieszczamy poniżej 3 referaty wygłoszone na tym posiedzeniu.

Prace Rady Zagospodarowania Doliny Wisły i Biura Studiów Głównego Urzędu Planowania Przestrzennego poszły w pierwszym rzędzie w kierunku uzupełnienia materiałów ekonomicznych i przyrodniczych.

Przepracowania grupy zagadnień ekonomicznych i społecznych w świetle stanu, który nastąpi po użegłownieniu Wisły, podjęło się grono naukowców z Uniwersytetu w Toruniu, Łodzi, Krakowie i Warszawie, z Państw. Instytutu Naukowego Gospodarstwa Wiejskiego w Puławach itd. Na podstawie powyższych referatów opracowana będzie generalna koncepcja zagospodarowania obszaru ciężenia Wisły, jednocześnie zaś będą te referaty zasadniczym przyczynkiem do oceny koncepcji technicznej użegłownienia Wisły.

Redakcja

Inż. BOLESŁAW MALISZ

Dolina Wisły w planie przestrzennym kraju¹⁾

Referat wygłoszony na I posiedzeniu Rady Zagospodarowania Doliny Wisły

Jest rzeczą zrozumiałą, że Wisła jako rzeka jest przede wszystkim domeną fachowców wodnych. Zajmują się nią specjaliści z dziedziny żeglugi śródlądowej. Dla nich jest ona szlakiem przewozów masowych. Interesują się Wisłą energetycy, którzy widzą w niej możliwości uzyskania energii elektrycznej. Zagadnienie regulacji Wisły nie

może być również obojętne meliorantom i technikom rolnictwa, gdyż od poziomu jej wód, warunków odpływu i charakteru koryta zależy wydajność rolna obszarów nad Wisłą położonych.

Już to ogólne wyliczenie wskazuje na konieczność skoordynowania prac z zakresu gospodarki wodnej.



Rys. 1. Fizjografia doliny Wisły. Opracowanie Głównego Urzędu Planowania Przestrzennego.

¹⁾ Referat ten ukazał się również w czasopiśmie „Inżynieria i Budownictwo” 1946 r. nr 6 (przyp. Red.).

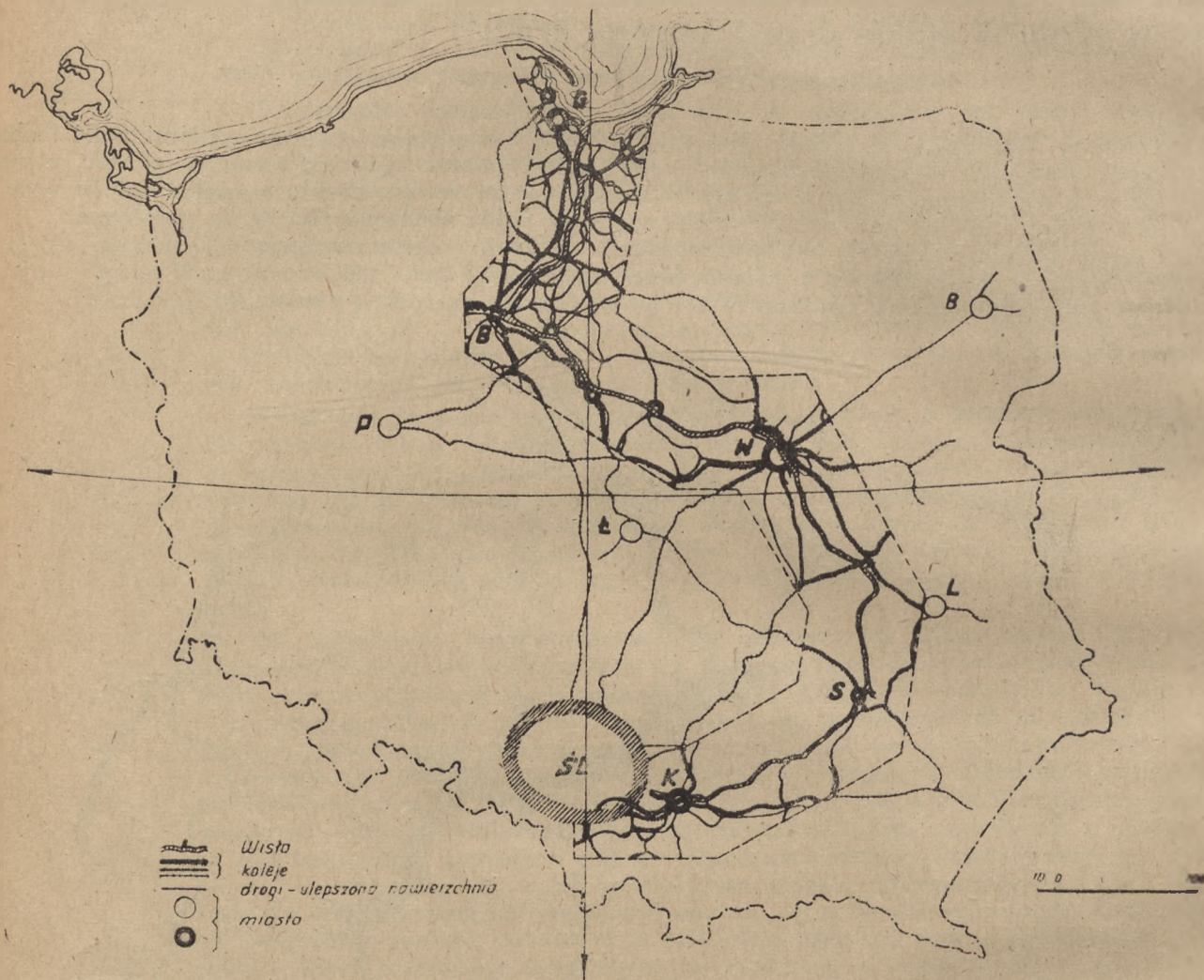
Ostateczny projekt uporządkowania Wisły musi uwzględniać hierarchię różnych celów już w obrębie samych zagadnień wodnych.

Nie na tym jednak kończy się potrzeba koordynacji. Jeśli zechcemy na zagadnienie Wisły spojrzeć szerzej, to uderzy nas fakt, że Wisła jest podstawową arterią, z którą biologicznie związane jest życie gospodarczo-społeczne naszego kraju.

W dziedzinie fizjografii: dorzecze Wisły pokrywa się w przybliżeniu z dwoma trzecimi terytorium dzisiejszej Polski. Wisła łączy południowe

Jeśli chodzi o dziedzinę komunikacji, to Wisła sama będąc od najdawniejszych czasów wodną arterią handlową ściągała ku sobie i ruch lądowy. Najstarsze szlaki handlowe biegły jej brzegami.

W XVIII i XIX-tym w., gdy cała Europa pokryła się siecią dróg kołowych i linii kolejowych, państwowość polska obezwładniona zaborami, nie mogła inwestować tak, jakby to z jej interesów wynikało. Granice zaborów przecięły dolinę Wisły kilkakrotnie, a obszary nad Wisłą położone weszły jako peryferie w skład trzech odrębnych or-



Rys. 2. Wyposażenie komunikacyjne doliny Wisły. Opracowanie Głównego Urzędu Planowania Przestrzennego.

podgórskie obszary surowcowe z morzem. Bieg jej zakreślający literę S jak gdyby celowo pozwala nanizować różne obszary naszego kraju. Przez układ morfologiczny rzeka ta stanowi niejako naturalne łożysko ruchu wewnętrznego i tranzytowego przez Polskę.

W rozwoju historycznym, obszary położone nad Wisłą były najtrwalej związane z państwowością polską. Z drugiej strony równocześnie podkreślić należy, że w krótkich jedynie okresach naszej historii wyciągano właściwe konsekwencje z faktu, że Wisła łączy Polskę z morzem. O tym negatywnym doświadczeniu tym bardziej nie wolno zapominać.

organizmów gospodarczych. Do dziś sieć komunikacyjna tych obszarów nosi na sobie to piętno.

Najsilniej stosunkowo uzbrojony jest dolny odcinek Wisły od Bydgoszczy, choć w sieci tej ciągle jeszcze przeważają kierunki wschód-zachód, wynikające z dążeń imperialistycznych Niemiec. Odcinek środkowy znajduje się w sferze wpływów komunikacyjnych Warszawy. Polityka inwestycyjna w niewielkim jednak stopniu wykorzystywała kierunek Wisły, który jest przeciw tendencji dominującej. Rażąca pustka natomiast występuje na całej niemal górnej połowie biegu Wisły, gdzie rzeka ta, jak na ironię, w większości była granicą zamiast łączyć oba brzegi w jedną całość. To nie-

doinwestowanie doliny Wisły na tle okresu historycznego, w którym powstało, jest również wskazówką do przyszłego planu.

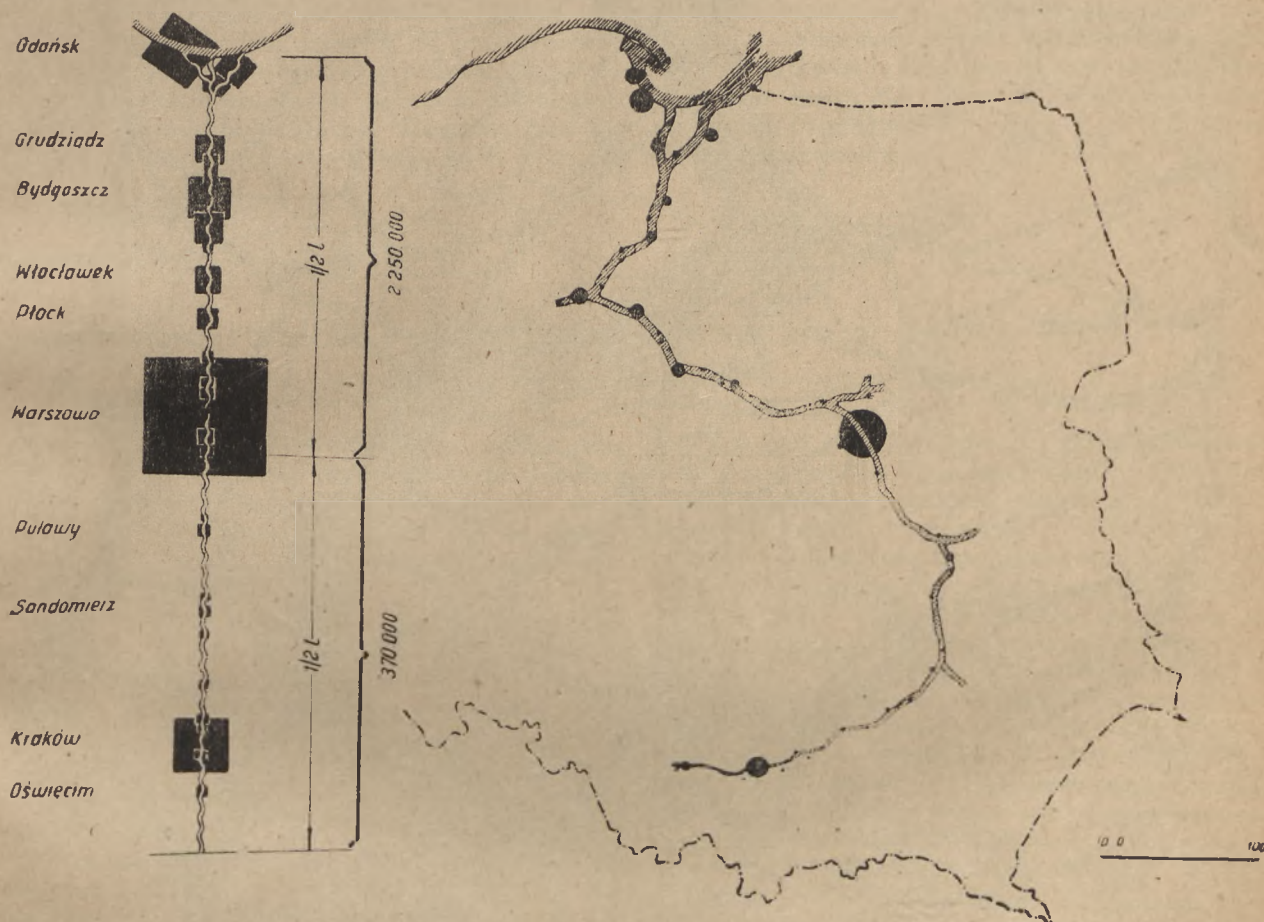
Wreszcie Wisła, jak każda wielka rzeka, o ile jest ułatwieniem ruchu wzdłużnego, o tyle stanowi przeszkodę w ruchu poprzecznym. Stąd wynikało przede wszystkim jej znaczenie militarne, które zresztą w miarę postępu technicznego i taktyki wojennej coraz mniejszą zdaje się odgrywać rolę.

Trwałe są natomiast konsekwencje tego faktu w dziedzinie osadnictwa. Dogodne przeprawy przez Wisłę, od najdawniejszych czasów stanowiły punkty skrzyżowania się ruchów z południa na północ i z zachodu na wschód. W tych punktach powstały osady, które z biegiem wieków rozwinęły się w wielkie ośrodki miejskie. Ale i w tej dziedzinie rzut oka na mapę wykazuje nierówno-

gospodarczo-społeczny. Poza podstawowymi zagadnieniami żeglugi, energetyki i melioracji wymienić tu należy najpierw obsługę różnych ośrodków miejskich i ich dzielnic. Dalej zagadnienie zaopatrywania w wodę i usuwania ścieków.

Nie można również pominąć sprawy odpoczynku ludności, który ma zasadnicze znaczenie w życiu społecznym. Tereny nad wielką rzeką położone są z natury swej najdogodniejsze do umieszczenia urządzeń wypoczynkowych, sportowych, rozrywkowych i wszelkich założeń więzi społecznej i współżycia zbiorowego mieszkańców.

Wreszcie zagadnienie, które tylko wskutek braku zrozumienia dla istotnych warunków pełnego rozwoju psychicznego, bywa niedocenione i traktowane jako nieuzasadniona zachcianka estetyków. Chodzi o zagadnienie plastyki krajobrazu stwarzanego ręką ludzką. Wisła we wszystkich miastach,



Rys. 3. Rozmieszczenie skupisk miejskich w dolinie Wisły (1939 r.). Opracowanie Głównego Urzędu Planowania Przestrzennego.

mierności, które nie dadzą się uzasadnić samą tylko fizjografią. Miasta nad Wisłą położone, nie licząc rozsianej ludności wiejskiej, liczą ogółem 2.600.000 mieszkańców. Z tej sumy 2.200.000 mieszkańców, czyli 6/7 mieści się w dolnej połowie rzeki do Warszawy włącznie, pozostawiając na całą górną połowę tylko 1/7 całego zaludnienia. Zjawisko to jest tym bardziej charakterystyczne, że właśnie południe Polski odznacza się wielkim zagęszczeniem ludności.

W związku z osadnictwem znacznie rozszerza się kąt patrzenia na Wisłę i jej funkcje dla życia

przez które przepływa, stanowi dominantę plastyczną. Piękno tych miast zależy od tego, w jakim stopniu potrafimy wyzyskać przyrodzone wartości krajobrazu nadwiślańskiego i scharmonizować je z architekturą.

Poprzez komunikację i osadnictwo wiąże się zagadnienie Wisły ze strukturą ludnościową i charakterem życia gospodarczo-społecznego obszarów nadbrzeżnych. Dlatego zagadnienia typu urbanistycznego nie dadzą rozłączyć się od spraw ściśle technicznych

uporządkowania Wisły. Opracowując Wisłę, musimy operować pojęciem pewnej całości geograficznej, historycznej, gospodarczej i kulturalnej.

Całość tę nazywamy Doliną Wisły i rozumiemy przez to nie dolinę w sensie morfologii, ale pas terenów po obu brzegach, które w sposób biologiczny wiążą się z tą wielką arterią wodną. Opracowując plan jej zagospodarowania, musimy oprzeć się na bilansie strat i zysków mierzonych z punktu widzenia tej właśnie całości.

Wychodząc z tych założeń na wniosek Głównego Urzędu Planowania Przestrzennego powołano

lecz, że na podkładzie obszarów użytkowanych rolniczo, występują pewne smugi o większych tendencjach urbanistycznych. Masa tych skupisk ludności jest znikoma w stosunku do otaczającej je przestrzeni żywiacej, w której z rzadka tylko rozsiane są drobne osiedla wiejskie. Na ich kierunek i charakter składają się przede wszystkim przyrodzone możliwości terenu i tendencje ruchu, przechodzącego przez obszar kraju.

Na podstawie takiego wykresu tendencji kierunkowych opracowano wstępny układ kierunkowy. Układ ten charaktery-



Rys. 4. Studium wstępne obszaru doliny Wisły. Opracowanie Głównego Urzędu Planowania Przestrzennego.

Radę Zagospodarowania Doliny Wisły dla opracowania syntetycznego jej planu. Dotychczasowe studia w tej dziedzinie są tematem przedstawionym przez innych referentów. Dlatego ograniczę się do podkreślenia Doliny Wisły na tle planu przestrzennego kraju.

Za podstawę planu krajowego przyjęto, że przestrzeń kraju nie rozwija się w sposób jednorodny,

zuje się szeregiem linii pionowych, poziomych, obwodów, które stanowią możliwie najoszczędniejsze powiązania różnych obszarów kraju pomiędzy sobą. W układzie tym Wisła spełnia częściowo funkcję pionu łączącego południe z morzem, częściowo wchodzi w skład linii równoleżnikowych w dwu charakterystycznych obszarach: w pasie podgórskim i w kraju wielkich dolin. Na całej zaś

swej długości obsługuje kraj, łącząc biegiem swym różne okręgi gospodarcze.

Podstawowym założeniem polityki realizacyjnej powinno być rozsądnie-oszczędne inwestowanie. To znaczy wysilek inwestycyjny kraju powinien ogniskować się na tak wyznaczonych szlakach kierunkowych, jak na osiach krystalizacji. Nie znaczy to oczywiście, aby obszary poza tymi szlakami leżące nie wymagały inwestycji. Główne jednak uzbrojenie kraju w inwestycje podstawowe może i powinno ograniczać się do tych pasów, które, przyciągając ruch osadniczy, wytworzą intensywniejsze formy gospodarstwa.

Zgodnie z tym założeniem ogólna krajowa sieć komunikacji wynika z wyznaczonych kierunków. Strefa wpływu poszczególnych środków komunikacji wyznacza pasy terenów, w których urbanizacja jest potencjalnie możliwa. Dalsze prowadzone obecnie studia pozwolą na zróżnicowanie tych pasów przez uwzględnienie rodzaju gleby, położenia bogactw mineralnych, pokrycia terenowego i w ogóle warunków lokalnych. Wówczas plan będzie mógł wskazać na jakich odcinkach tych pa-

sów urbanizacja jest wskazana, i które obszary powinny być przed nią chronione

Projektowane liniowe uzbrojenie doliny Wisły pozwala już obecnie na wyznaczenie potencjalnej jej strefy — wpływu. Strefa ta została skorygowana przez rozważania dotyczące charakteru gospodarki na różnych odcinkach jej biegu; dalej — uzupełniona strefami wpływów różnych ośrodków i zespołów miejskich, nad Wisłą położonych. W ten sposób uzyskane zostało to, co można nazwać granicami tematu. Obszar w obrębie tych granic powinien być teraz poddany szczegółowym badaniom we wszystkich dziedzinach, wymienionych w pierwszej części referatu. Wyniki tych badań, ułożone według hierarchii celów, pozwolą na opracowanie jednolitego planu — programu zagospodarowania doliny Wisły.

Ramy czasowe tego referatu, a przede wszystkim dotychczasowy zakres studiów nie pozwalają na przedstawienie już obecnie konkretnych rozwiązań. Ale celem tego referatu jest raczej postawienie zagadnień i wskazanie drogi do ich rozwiązywania.

Prof. inż. CZESŁAW ZAKASZEWSKI

Zagadnienia rolniczo-melioracyjne i rybackie w dolinie Wisły

Referat wygłoszony na I posiedzeniu Rady Zagospodarowania Doliny Wisły.

Sprawozdanie z dotychczasowego stanu prac Komitetu Wykonawczego Rady omówiło dorobek istniejący i podkreśliło luki w dziedzinie prac technicznych i ekonomicznych, zajmujących się zagadnieniami stworzenia z Wisły współczesnej drogi wodnej.

Referat p. t. „Dolina Wisły w planie przestrzennym kraju” wiąże zagadnienia techniczne Wisły z całością planu przestrzennego kraju.

Referat niniejszy ma na celu podkreślenie wielostronnego i wzajemnego oddziaływania na siebie prac prowadzonych przez Min. Komun. dla stworzenia drogi wodnej Wisły i prac podejmowanych przez Min. Rolnictwa dla rozwoju rolnictwa i łowiectwa. Zazębianie się interesów dróg wodnych i rolnictwa w dziedzinie gospodarki wodnej rosnąć musi coraz bardziej w miarę rozwoju robót drogowych wodnych i rozwoju rolnictwa, a ma ono dwa aspekty: gospodarczy i techniczny o wyraźnej dwukierunkowości. Pozostawiając dla ekonomistów aspekt gospodarczy — wpływ tanich przewozów masowych na rozwój rolnictwa w dolinie Wisły i wzajemny wpływ zwiększonej produkcji rolnej na wykorzystywanie drogi wodnej, rozważmy wzajemne zazębianie się interesów komunikacji i rolnictwa w świetle techniki.

Jak siarą jest ludzkość, tak starym było jej dążenie do osiadania nad wielkimi rzekami, stanowiącymi i źródło żywności i prymitywne drogi; jak dawnym jest rolnictwo, tak dawną była dążność do wykorzystywania pod uprawę żywnych mied nadrzecznych.

Ten pęd uwidocznił się na Wiśle przez powstawanie nad nią osiedli i przez budowę wałów ochronnych, sięgających czasów Kazimierza Wielkiego; trwał on odtąd niezmiennie i dziś niewiele już wzdłuż Wisły mamy nizin nieowałowanych, jakkolwiek wiele wałów ulec jeszcze musi przebudowie. O tym, jakie wartości rolnicze chronią te wały, niech świadczą fakty, że owałowane Żuławy w delcie Wisły o obszarze 150.000 ha stanowiły śpichlerz Gdańska; że kilkanaście tysięcy ha wartościowych gleb w dużej kulturze w dolnym biegu Wisły, poniżej Torunia, po owałowaniu odwadniane były na równi z Żuławami przez wielkie stacje pomp. Pod Warszawą chronione przez wały niziny były intensywnie użytkowane pod uprawę jarzyn, zaś niziny pod Kazimierzem zaopatrywały Warszawę w owoce. Od Sandomierza do Oświęcimia chronią wały wiślane od zalewów tysiące ha cennych gruntów. Dążenie rolnictwa do ochrony nizin wiślanych od powodzi było tak silne, iż korzystając z podziału kompetencji w zakresie gospodarki wodnej między Min. Komunikacji i Min. Rolnictwa, to ostatnie pod naciskiem konieczności było zmuszone wykonywać wały nadwiślańskie w sposób częściowo nieuzgodniony w czasie z chroniącymi brzegi od zrywania robotami regulacyjnymi, których wykonanie należało do Min. Komunikacji. W rezultacie często ulegają zagrożeniu budowane wielkim kosztem wały; wykonywane zaś fragmentarycznie dla ich ochrony budowle wodne, utrzymują się b. źle, ulegając łatwo zniszczeniu. Tu mamy wyraźny konflikt interesów komunikacji i rolnictwa wynikający z trudności uzgodnienia prac

w czasie, przy uzgadnianiu zasadniczym samych projektów.

U w a g a. Ogólny obszar nizin nadwiślańskich wymagających owałowania na samej tylko Wiśle dolnej i jej środkowej części do Modlina wynosi 170 tys. ha; powyżej Modlina do Oświęcimia dochodzi dalsze 230 tys. ha. Są to więc obszary w gospodarce państwowej mające poważne znaczenie.

Głębiej znacznie sięgnie konflikt między interesami rolnictwa i komunikacji, gdy skutek robót mających na celu stworzenie drogi wodnej, nastąpi poważniejsza zmiana poziomów wody w rzece.

Roboty regulacyjne zwykle wywołują obniżenie zwierciadła wody średniej normalnej, a więc sprzyjają obniżeniu poziomu wody gruntowej w dolinie; zjawisko to chętnie jest dziś widziane przez rolnictwo, pozwala bowiem na wzięcie pod pług, a więc pod intensywną uprawę, części użytków zielonych, pozwala odwodnić grawitacyjnie zabagnione części nizin nadwiślańskich, zwykle u krawędzi wysokiego tarasu leżące.

Te aktywa przeważają nad tu i ówdzie występującym lokalnym przesuszeniem głębszych piaszków, zamieniających się na wydmy wymagające zalesienia.

Inaczej sprawa przedstawia się, gdy użeglowanie rzeki osiąga się drogą jej skanalizowania, t. j. podzielenia na odcinki jazami, piętrzącymi wodę do głębokości dla żeglugi pożądanej.

Podniesienie wody w rzece pociąga za sobą podniesienie się wody gruntowej w dolinie do rzeki przyległej; na dużych obszarach głębokich gleb zwięzłych, w których poziom wody kształtuje się przede wszystkim w zależności od opadów i parowania, istnienie w głębi gruntu wody pod ciśnieniem nie odgrywa większej roli; tam jednak, gdzie mamy do czynienia z glebami piaszczystymi lub zmiennymi o piaszczystych uwarstwieniach, wpływ spiętrzenia wody w rzece wywołuje zabagnienie gleb doliny ze wszystkimi dla rolnictwa katastrofalnymi skutkami. Rozbudowa urządzeń odwadniających, rowów i drenów, budowa stacji przepompowań dla wód gruntowych, powierzchniowych z doliny i odciętego wałami dorzecza staje się koniecznością, zaś wydatki zarówno inwestycyjne jak i eksploatacyjne, wynikające na skutek skanalizowania rzeki, doliczyć wypada do kosztu budowy drogi wodnej.

Aby uwzględnić w rzeczowy sposób odnośne koszty w kosztorysie budowy drogi wodnej i w racjonalny sposób rozdzielić obciążenia między rolnictwo i przedsiębiorstwo budowy drogi wodnej, niezbędnym jest we wspólnym interesie komunikacji i rolnictwa stwierdzenie stanu istniejącego przed regulacją i kanalizacją, zbadanie szaty roślinnej doliny Wisły, regime'u wód gruntowych doliny, gleb i ich obecnego użytkowania, wreszcie układu geologicznego doliny, decydującego o tym, jak zareagują wody gruntowe i szata roślinna na spiętrzenie wody w Wiśle jazami kanalizacyjnymi. Materiały te mogą i powinny być zebrane w sposób dający się użytkować nie tylko do projektu

drogi wodnej, ale i dla celów rolniczo-melioracyjnych.

Dziś jesteśmy w tym szczęśliwym położeniu, że możemy przeprowadzić obserwacje nie tylko na Wiśle nieuregulowanej, ale i obserwacje porównawcze na skanalizowanej Odrze.

Lecz oddziaływanie prac komunikacyjnych na rolnictwo to dopiero jedna i to może nie najważniejsza strona zagadnienia wspólnego gospodarowania wodą przez rolnictwo i komunikację.

W polskich warunkach klimatycznych prace melioracyjne mają wyraźną dwukierunkowość. Na wiosnę dla wcześniejszego nagrzania gleby i rozpoczęcia wegetacji dąży rolnictwo na całym obszarze Polski do szybkiego usunięcia z pól i łąk nadmiaru wilgoci, pokrywając kraj coraz gęstszą siecią kanałów odwadniających; w okresie letnim na całym niżu polskim odwodnione wiosną użytki zielone wymagają dodatkowych dawek wody i biorą ją z najbliższych cieków. Zjawisko to będzie się potęgować coraz bardziej, a konieczność nawadniania obejmować będzie z czasem nie tylko, jak to ma miejsce obecnie, użytki zielone, ale i pola uprawne.

Coraz większe rozbieżności między stanami wysokimi i stanami niskimi będą skutkiem rozwoju rolnictwa, coraz większe trudności będą stawiać żegludze nawet na uregulowanych rzekach niskie stany wód, zmuszając państwo do rozbudowy sieci zbiorników i do kanalizowania rzek.

O ile dziś w hierarchii gospodarczej interesy budowy drogi wodnej stoją ponad rolniczym wykorzystaniem doliny rzeki, to po upływie życia dwu pokoleń pierwszeństwo w użytkowaniu wód bieżących dla nawadniania przypadnie może rolnictwu, które pobierać będzie na swe potrzeby wody z dopływów Wisły i wody z samej Wisły. W skanalizowaniu rzeki na całej długości kryje się możliwość uzyskania ogromnej rezerwy wody dla celów rolniczych.

Próby uchwycenia wzrostu zapotrzebowania wody dla celów rolniczych w ilościach i w czasie, próby stwierdzenia wpływu rozwijających się prac melioracyjnych na regime naszych rzek, mogą dać b. interesujące oświecenie zagadnienia: regulacja czy kanalizacja Wisły. Konieczność wiązania już dziś zagadnień gospodarki wodnej o długiej fali w jedną koncepcyjną całość w tym naświetleniu występuje wyraźnie.

Pozostaje jeszcze poruszenie związku, jaki istnieje między zagadnieniami dróg wodnych a rybactwem na rzekach regulowanych lub kanalizowanych. Rybactwo rzeczne, nad którym nadzór sprawuje Min. Rolnictwa, ma trzy aspekty: gospodarczy, sanitarny, sportowy. Wprawdzie rybactwo na Wiśle przy braku do niedawna ustawy rybackiej zostało na środkowej i dolnej Wiśle sprowadzone do upadku, w wyniku rabunkowej gospodarki tysięcy użytkowników oraz wskutek zanieczyszczenia lokalnego wód ściekami, to jednak Wisła — w stanie obecnym — stanowi środowisko, w którym można produkcję ryb odbudować i rozwinąć. Uregulowanie rzeki, obudowanie wałami i tamami może stworzyć warunki pogarszające stan obecny przez zniszczenie zimowisk, tarlisk i pastwisk podwodnych. Środki zaradcze, mające na celu za-

chowanie produktywności rybnej rzek są częściowo znane, częściowo winny być ustalone na odcinkach doświadczalnych.

Szczególne zagadnienia do zbadania stanowić będzie wpływ skanalizowania rzeki na rybostan i to zarówno pod względem jakościowym (ryby wędrowne) jak i ilościowym.

Jednocześnie uwzględnionym być musi wpływ kanalizowania rzeki na jej zdolność samooczyszczania oraz wpływ ścieków na rybostan skanalizowanych odcinków i całości Wisły. Dla wyjaśnienia tych zagadnień w praktyce niezbędnym jest zebranie, uzupełnienie i wykorzystanie istniejących wiadomości o faunie Wisły w stanie obecnym.

Wspomniany powyżej sanitarny aspekt rybactwa wiąże się z obowiązkiem ustawowym rybaków, dzierżawiących obwody rybackie, zwalczania zanieczyszczania wód bieżących. Obowiązek ten, którego zaniechanie uważa się za powód do zerwania umowy dzierżawnej, wprowadzony jest dla ochrony interesów nie tylko rybaców, lecz przede wszystkim użytkownika wody przez ludność i żywy inwentarz. Narzucając w ten sposób rybakom pewną funkcję społeczną, musi dbać Państwo o rybacki warsztat pracy.

Wysuwanie przeciw kanalizacji rzek zastrzeżenia, iż piętrzenie rzek sprzyja rozwojowi malarii,

mogą zostać odparte w drodze intensywnego popierania hodowli ryb, żywiących się larwami komarów.

Wreszcie sportowy połów na wędkę ryb łososiowatych w górnym biegu Wisły i jej górskich dopływów nie może być przesłanką stojącą na drodze tworzenia wielkiej drogi wodnej, tym nie mniej jednak stanowi on swoistą atrakcję pięknych partyj górskich Folski i podjęcie stosowanych środków od samego początku kanalizowania górnej Wisły, aby na tym odcinku sportowo-turystycznym nie umniejszać uroku ziemi ojczystej jest zrozumiałym obowiązkiem inżynierów, tworzących dzieła wiążące ze sobą interesy rolnictwa, przemysłu, komunikacji i zaopatrzenia w wodę.

Poruszone powyżej fakty i przesłanki znalazły swój bezpośredni wyraz w p. III-cim wniosków przedłożonych Radzie Zagospodarowania Doliny Wisły (patrz „Gospod. Wodna” Nr 1 — 1946 r.).

Jednak szereg innych wniosków poruszają sprawy dla rolnictwa b. ważne, jak np. podstawy naukowo - hydrologiczne do projektów technicznych, jak powstanie i rozmieszczenie w przyszłości zbiorników wodno-melioracyjnych itp., przy czym coraz wyraźniej uwidacznia się więź, łącząca w całość gospodarowanie wodą, niezależnie od tego, między jakie resorty ta gospodarka jest dziś podzielona.

INŻ. JERZY WYSOCKI

Wyzyskanie sił wodnych Wisły a elektryfikacja kraju

Referat ogłoszony na I posiedzeniu Rady Zagospodarowania Doliny Wisły.

Wstęp.

Wykorzystanie w sposób ekonomiczny sił wodnych Wisły, jako surowca energetycznego, poza względami ogólno-gospodarczymi, będzie uzależnione:

- 1) od ilości i jakości oraz rozmieszczenia ośrodków zapotrzebowania energii,
- 2) od udziału w ramowym planie pokrycia tego zapotrzebowania,
- 3) od stosunku do wytwórczości, przesyłania i rozdziału różnych rodzajów energii.

Po zabezpieczeniu, zabudowie i odbudowie zniszczonych podczas działań wojennych urządzeń energetycznych i sieci przesyłowych, które to roboty objęte są przez 3-letni program inwestycji energetycznych, dalszy rozwój elektryfikacji kraju musi być oparty na dobrze przemyślanym programie technicznym i gospodarczym przyszłego ustroju energetycznego Państwa.

Teraźniejsze rozmieszczenie, bardziej centralne surowców energetycznych w kraju, stwarza wyraźnie pod względem gospodarczym lepszą podstawę strukturalną niż w przeszłości.

Zasoby węgla.

Centrum zasobów surowcowych jest nasze Zagłębie Węglowe wraz z przyległym na wschodzie zasobem paliw płynnych, gazów ziemnych i sił

wodnych, jako źródła energii rzek karpackich.

Stwierdzone zasoby węgla na kopalniach wynoszą ok. 12 miliardów ton, ogólne zaś nieeksploatowane wg obliczeń prof. S. Czarnockiego ok. 56 miliardów ton. Preliminowana w 1948 r. produkcja węgla osiągnie ok. 80 mio t. Przy tej produkcji węgla kamiennego, otrzymuje się ok. 13 mio t odpadkowych miałów, dlatego też produkcja energii elektrycznej w tym okręgu będzie oparta na jak największym wykorzystaniu tych miałów, odciążając w znacznym stopniu transport kolejowy, gdyż energia będzie mogła być przesyłana przewodem wysokiego napięcia, zamiast kolejami w postaci węgla.

Nafta.

Zasoby ropy naftowej i gazów ziemnych skupione są wzdłuż Podkarpacia. Przypuszczalne obecne zasoby ropy naftowej szacowane są na ok. 2 mio t, czyli ok. 27% zasobów, jakie posiadaliśmy w r. 1939. Produkcja teraźniejsza ropy naftowej stanowi pokrycie w 20% naszego zapotrzebowania wewnętrznego. Niedobór paliw płynnych będzie musielni uzupełnić produkcją zastępczą — benzyny syntetycznej.

Przypuszczalnie za 1,5 roku będziemy mogli uzyskać, po zmontowaniu fabryki pod Oświęcimem, ok. 40.000 t syntyny rocznie, czyli 10% ogólnego zapotrzebowania. Będzie to dopiero pierwszym eta-

pem w uniezależnieniu się od przywozu potrzebnej benzyny, której konsumpcja roczna w kraju osiąga 500.000 t. Zużycie węgla do wyrobu tej ilości benzyny syntetycznej wyniesie ok. 3 mio t rocznie.

Gaz ziemny.

Zasoby gazów ziemnych wynoszą ok. 8 miliardów m³. Miesięcznie wydobywamy ok. 7,5 mio m³ gazu ziemnego i dokupujemy z Rosji ok. 8,5 mio m³ na miesiąc. Nieodzownymi przeto stają się poszukiwania za gazem ziemnym i ropą naftową.

Siły wodne.

Ogólna suma zasobów sił wodnych, obliczona teoretycznie dla rzek karpackich w dorzeczu Wisły, wynosi ok. 400.000 kW, z sumą zdolności produkcyjnej w ciągu roku ok. 2,5 miliardów kWh.

Istniejący w ruchu zakład ze zbiornikiem retencyjno-użytkowym w Rożnowie oraz dwa będące w budowie w Porąbce i w Czchowie dadzą sumarycznie w ciągu najbliższych 3 lat moc ok. 80.000 kW z produkcją ok. 250 mio kWh. Będzie to wykorzystanie mocy ogólnej zasobów tego okręgu w 20%.

Przesyłowe sieci elektryczne.

Państwo nasze, jak zresztą wszystkie inne państwa, przechodziło kilka okresów przemian w elektryfikacji kraju: począwszy od elektryfikacji lokalnej, przez rozbudowę rozdzielczych sieci okręgowych, do połączenia siecią najwyższych napięć. Ten końcowy stopień elektryfikacji daje możliwość:

a) najlepszego wyzyskania źródeł energii, czyli najekonomiczniejszego zużycia surowców energetycznych węgla, gazu ziemnego i sił wodnych,

b) znacznego zmniejszenia rezerw maszynowych, przy większej pewności ruchu.

Zgodnie z zasadą racjonalnej elektryfikacji największe zakłady wytwórcze energii elektrycznej znajdują się u źródeł energii w Zagłębiu Węglowym. Po rozbudowie istniejących i zabudowie zdemontowanych lub w 50% gotowych zakładów w Zagłębiu Węglowym, moc czynna wytwórni ciepłych w końcu 1949 r. wzrośnie do ok. 890.000 kW o produkcji ok. 4,4 miliardów kWh.

Ten ośrodek wytwórczo-eksportujący łączony jest, wzdłuż górnego biegu Wisły, linią wysokiego napięcia 110 kV z tzw. podkarpacką szyną zbiorczą, ciągnącą się przez Kraków, Mościce do Rzeszowa.

Wspomniane szyny zbiorcze będą zasilane, poza działającym Rożnowem, w przyszłości przez Porąbkę, Czchów i szereg innych projektowanych zakładów wodnych rzek karpackich oraz elektrownie ciepłe na gazie ziemnym.

W roku 1935 rozpoczęto budowę linii tzw. lewobrzeżnej wysokiego napięcia 150 kV, magistrali idącej od sił wodnych Dunajca do Warszawy. Całość wykończona była w 1944 r. Obecnie po przeprowadzonej odbudowie odcinków zniszczonych podczas działań wojennych, magistralą tą możemy otrzymać w Warszawie moc do 12.500 kW, w przyszłości, po zainstalowaniu drugiego transformatora, do 25.000 kW.

Dalszym etapem na drodze elektryfikacji międzyokręgowej będzie wytrasowana obecnie linia najwyższego napięcia 220 kV Śląsk — Łódź — Warszawa, która ma zaopatrywać w energię okręgi energetyczne deficytowe i stworzyć rezerwę w dostawie energii dla ośrodków przemysłowych, zaopatrywanych przez siłownie o silnie zużytych maszynach wskutek rabunkowej eksploatacji okupanta, zapewniając większą niezawodność w dostawie energii oraz zasilać ośrodki wiejskie w ramach elektryfikacji wsi.

W związku z przedwojenną koncepcją Centralnego Okręgu Przemysłowego, Województwo Lubelskie było przewidziane jako zaplecze COP-u i miało być okręgiem aprowidującym sam okręg przemysłowy i ściśle z nim związany.

Równolegle z budową elektrowni w Stalowej Woli rozpoczęto budowę linii wysokiego napięcia 110 kV, tzw. prawobrzeżną magistralę od Rzeszowa przez Stalową Wolę i Nisko do Lublina i dalej do połączenia w przyszłości z Warszawą. Linia ta na odcinku Rzeszów — Lublin ma być wykonana w programie elektryfikacyjnym do 1950 r. Lewobrzeżna i prawobrzeżna magistrale obejmują środkowy bieg Wisły.

Obszary przylegające do dolnego biegu Wisły ujęte będą, zgodnie z planem Departamentu Energetycznego Ministerstwa Przemysłu do r. 1950, po lewej stronie Wisły, linią wysokiego napięcia od Poznania przez Bydgoszcz do Gdyni, ze współpracą elektrowni wodnych Gródka, Żuru i Smukały, z prawej zaś strony — przyszłym połączeniem Warszawy przez Ciechanów, Olsztyn, Elbląg z Gdańskiem i Gdynią.

Stan zelektryfikowania.

Stan zelektryfikowania obszarów rolniczych w nowych granicach naszego Państwa wykazuje bardzo duże zróżniczkowanie i wyraźnie uwypukla niski stopień zelektryfikowania naszych ziem położonych w środkowej i wschodniej części kraju.

Jeżeli stopień zelektryfikowania Śląska i Pomorza, mierzony odsetkami przyłączonych abonentów w stosunku do ilości abonentów przy 100% elektryfikacji, zawiera się w granicach od 50% do 90%, to ten sam stopień elektryfikacji środkowych i wschodnich ziem wykazuje zaledwie od 5% do 34%.

Wisła na odcinku od Krakowa do Torunia przepływa przez okręgi o najmniejszym procencie zelektryfikowanych obszarów rolniczych, przy czym przybliżone obliczenia z roku 1945 wykazały:

dla okręgu	Krakowskiego	13%
"	Radomsko-Kieleckiego	19%
"	Lubelskiego	11%
"	Warszawskiego	34%
"	Mazowieckiego	16%

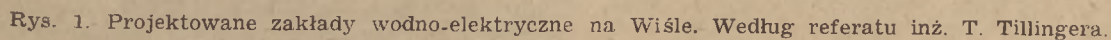
zelektryfikowania.

Za wyjątkiem Krakowskiego wszystkie wyżej podane okręgi są deficytowe z braku dostatecznej mocy zainstalowanej.

Liniami wysokiego napięcia przewidziany jest do tych okręgów-deficytowych import mocy z Rożnowa, Śląska i okręgu Mazurskiego w wysokości 80.000 kW.

Przeważnie stan zelektryfikowania kraju mierzymy ilością kilowatogodzin wyprodukowanych rocznie na jednego mieszkańca. Ilości te dla po-

Szwajcaria	1642	kWh/mieszkańca
Szwecja	1253	" "
Niemcy	686	" "
Belgia	656	" "
Francja	406	" "
Czechosłowacja	387	" "
Polska	107	" "



W tym czasie kraj nasz mało zelektryfikowany i uprzemysłowiony wykazywał małą wytwórczość na mieszkańca, przy zużyciu przeciętnie rocznie ok. 80 kWh na mieszkańca, wynoszącym 80% produkcji. Sytuacja zupełnie się zmieniła od 1945 r., po przyłączeniu obszarów przemysłowych i górniczych.

Po pokryciu częściowym strat wojennych w mocy zainstalowanej w elektrowniach, wytwórczość tegoroczna na głowę ludności podniosła się z 107 kWh do ok. 220 kWh. Wzrost ten nie jest wynikiem wzmoczonej akcji elektryfikacyjnej, ani zwiększonej konsumpcji przez mieszkańców, ale jest wynikiem przyłączenia urządzeń elektryfikacyjnych na zachodzie kraju, stopniowej odbudowy przemysłu, zmniejszenia się ludności w stosunku do 1937 r. oraz zmiany struktury rolniczej kraju na bardziej przemysłową.

3-letni program inwestycyjny w dziedzinie elektryfikacji stawia sobie za zadanie odbudowę i rozbudowę mocy zainstalowanej do ok. 900.000 kW, zmniejszając w ten sposób niedobór mocy w końcu 1949 r. do ok. 10% stanu z 1943 r. Jednocześnie zwiększona będzie produkcja energii elektrycznej do 330 kWh na mieszkańca, przewidując osiągnięcie spożycia energii dla obszaru dzisiejszej Polski z 1935 r.

Inwestycje elektryfikacyjne mają charakter długofalowy, muszą więc opierać się na ogólnym planie elektryfikacyjnym, uwzględniającym współpracę elektrowni, opartych na źródłach energii kopalni węgla, gazów ziemnych i sił wodnych, aby stworzyć gospodarczą całość i równowagę pomiędzy zbytem, przesyłaniem i wytwarzaniem.

Jednym z szeregu ważnych zadań gospodarczych długofalowych jest niewątpliwie

zagadnienie zagospodarowania
doliny Wisły,

które wiązać się będzie z całością planu elektryfikacyjnego.

Wisła, podzielona między 3 zabory, przestała być naturalną osią dla rozwoju gospodarczego Polski i przywrócenie jej tego stanowiska wymaga wszechstronnego naświetlenia pod względem ekonomicznym i technicznym.

W związku z techniczną koncepcją kanalizacji Wisły powstaje między innymi i zagadnienie energetyczne wykorzystania sił wodnych, jako trwałego źródła energii.

W ubiegłych latach cały szereg fachowców opracowało tylko fragmenty na Wiśle. Szerzej stronę energetyczną zagadnienia ujął inż. T. Tillinger w referacie p. t. „Kanalizacja i wyzyskanie sił wodnych Wisły”¹⁾.

Przybliżone miejsca rozmieszczenia jazów podaje się na załączonej mapie, na której wielkość kół charakteryzuje instalowaną moc zakładów.

Po przeprowadzeniu obliczeń, inż. Tillinger dochodzi do sumarycznej zdolności produkcji rzeki — ok. 5,2 miliarda kilowatogodzin rocznie, przy koszcie brutto wyprodukowanej 1 kWh w wysokości 2,3 grosza (1939 r.).

Przypuszczalnie całkowita kanalizacja Wisły może być przeprowadzona w ciągu dwóch okresów.

Pierwszy, na najbliższe 30 lat, obejmowałby kanalizację Wisły od Przemszy do Modlina i regulację rzeki od Modlina do ujścia, przy czym zdolność produkcyjna zakładów przepływowych na tym odcinku skanalizowanej Wisły wyniosłaby ok. 2 miliardów kWh rocznie, przy pracy stałej. Przyjmując ilość ludności Polski po 30 latach na ok. 30 milionów i produkcję energii na 600 kWh na mieszkańca, co odpowiada przedwojennej produkcji energii elektrycznej w Niemczech, otrzymujemy pełną produkcję energii w wysokości 18 miliardów kWh. W tej cyfrze poważny udział Wisły do Modlina wyniosłby 11%.

Całkowite skanalizowanie Wisły w drugim okresie, aż do ujścia, podniosłoby produkcję energii elektrycznej do ok. 5,2 miliarda kWh, przy czym zakłady te wówczas stanowiłyby ceną rezerwy mocy na pokrycie szczytów zapotrzebowania, odgrywających rolę potężnych akumulatorów energii.

Dane te dają obraz udziału Wisły w ogólnokrajowym zapotrzebowaniu energii.

Gdyby rozpatrywać wyłącznie obszary doliny Wisły, zakładając że:

1) kanalizacja i w związku z nią urządzenia siłowni wodnych Wisły byłyby ukończone w 1970 r. i że do tego czasu spożycie jednostkowe energii elektrycznej zrówna się ze spożyciem na podobnych terenach w zachodniej Europie i wyniesie 400 kWh na mieszkańca, tak jak np. we Francji w 1937 r.,

2) przeciętny przyrost ludności będzie utrzymany na wysokości 12‰ wg danych dla naszego kraju z lat 1931 — 39, to okaże się, że zapotrzebowanie energii, jak wykazuje niżej podane zestawienie, osiągnie ok. 5,1 miliardów kWh.

Województwo	Ludność w 1946 r. w tys. mieszkańców	Ludność w 1970 r. w tys. mieszkańców	Spożycie energii w 1970 r. w mio kWh
Warszawskie	2.115	2.870	1.148
Kieleckie	1.718	2.330	932
Lubelskie	1.873	2.540	1.016
Rzeszowskie	1.537	2.090	836
Krakowskie	2.129	2.880	1.152
Razem	9.372	12.710	5.084

Udział Wisły skanalizowanej do Modlina wyrównałby się wtedy w ok. 40%.

Spożycie energii pokrywałoby się z projektowaną wytwórczością — 5,2 miliardów kWh.

Znaczną zwyżka spożycia projektowana w ciągu 25 lat musi znaleźć uzasadnienie w przesłankach natury ekonomicznej.

Przyjęty przeciętny przyrost ludności 12‰, jakkolwiek korzystny w rezultacie obliczenia ogólnego spożycia, to przez wzgląd na tendencje zmniejszania się tego przyrostu jeszcze przed woj-

¹⁾ patrz: „Gospodarka Wodna” 1946 r. nr 1. „Przegląd Komunikacyjny” 1945 r. nr 6.

na, należałoby w tej sprawie oczekiwać wypowiedzi i wyjaśnień demografów.

Budowa zakładów wodno-elektrycznych na Wiśle tylko dla celów energetycznych, ze względu na wysokie koszty inwestycyjne, byłaby przedsięwzięciem kosztownym i początkowo nie rentownym i tylko przy rozłożeniu kosztów inwestycyjnych na elektryfikację, komunikację, urbanistykę a także rolnictwo — da uzasadnienie dla budowy tak poważnych inwestycji.

Jak wykazują cyfry wyżej cytowane, wykorzystanie Wisły jako źródła energii, wprowadziłoby w stosunku do obecnej sytuacji rewolucję w ustroju gospodarczym sąsiadujących terenów.

Z tego względu zadanie musi być wszechstronnie zbadane, począwszy od zagadnień demo-

graficznych, rozwoju przemysłów i rolnictwa, rozbudowy miast i osiedli, celem wykazania czy wchodzące pod uwagę tereny będą o tyle chłonne, ażeby obecną konsumpcję rzędu kilkunastu czy nawet kilkudziesięciu kilowatgodzin na mieszkańca zdolne były podnieść do 400 kWh, przyjętych wyżej w obliczeniu.

Zadanie nie wydaje się łatwym do wyjaśnienia, tym niemniej przy współpracy zainteresowanych resortów, instytucji o charakterze gospodarczym, samorządowym itp. osiągnie się niewątpliwie wyniki, które pozwolą w sposób bardziej zdecydowany, niż obecnie, zająć stanowisko odnośnie zagadnienia wykorzystania Wisły jako źródła energii.

Inż. STANISŁAW SMOLEŃSKI

Uzęglownienie Wisły a zbiorniki

We wszystkich przedwojennych projektach užęglownienia Wisły rozpatrywane były różne alternatywy i sposoby regulacji oraz kanalizacji; w projektach tych nie brano jednak pod uwagę i nie rozpatrywano możliwości rozwiązania tego problemu przy pomocy zbiorników retencyjnych. Wprawdzie projektodawcy zbiorników w swoich uzasadnieniach kalkulacji i rentowności wysuwali i podkreślali jako jeden z bardzo ważnych planów, dodatni wpływ zbiorników na podniesienie stanów wody na Wiśle w okresach posuchy, głos ten jednak nie docierał do właściwych czynników, zajmujących się zagadnieniem regulacji Wisły.

Co prawda, to i „zbiornikowcy” dotyczyli tego problemu tylko sporadycznie, jedynie przy opracowywaniu poszczególnych projektów zbiorników (Porąbka, Rożnów, Czorsztyn), nie dawało to jednak poglądu na całość zagadnienia.

Artykuł niniejszy ma na celu podać myśl i uzasadnić w sposób bardzo ogólny, ale oparty na cyfrach, możliwość užęglownienia Wisły (przy min. głębokości 1,0 m) przez budowę odpowiedniej ilości zbiorników. Najpilniejsze roboty regulacyjne ograniczyłyby się wtedy do koncentracji koryta na najgorszych odcinkach.

Jasnym jest, że rozwiązanie to będzie tylko pierwszym etapem w užęglownieniu Wisły. Dalszą poprawę warunków żeglowności, t. j. uzyskanie możliwie dużych głębokości, będzie można osiągnąć przez wykonanie systematycznej regulacji i dalszą rozbudowę zbiorników w ciągu następnych kilkunastu lat.

Jedną z największych trudności, na jaką napotyka się przy rozwiązywaniu problemu užęglownienia Wisły, jest duża rozpiętość w jej przepływach w ciągu roku i poszczególnych latach. Tak

miesiąc													
Rok	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Suma
1921	422	435	938	600	635	307	249	163	154	162	230	186	4 481
1922	444	389	1319	582	431	282	457	364	482	1511	671	1072	8 004
1923	868	1172	928	777	519	562	386	276	270	791	564	672	7 785
1924	455	335	1501	1362	1016	1059	416	847	356	171	211	218	7 947
1925	234	373	366	305	625	378	2164	1226	890	396	312	319	7 588
1926	687	547	871	631	576	1458	1115	1425	341	853	861	600	9 965
1927	1062	331	1329	1256	572	671	867	715	720	413	396	423	8 755
1928	347	764	578	763	866	571	184	148	191	234	240	280	5 166
1929	200	130	700	1090	950	610	580	490	250	260	380	340	5 980
1930	320	259	1040	448	635	278	176	808	566	564	1726	455	7 275
1931	419	402	973	999	484	290	216	527	1921	1176	1101	502	9 010
1932	538	241	327	1278	462	362	245	475	160	194	173	144	4 599
1933	107	378	338	300	268	408	775	329	864	615	451	283	5 116
1934	265	358	964	309	191	243	2234	582	1298	677	655	554	8 330

np. w Szczucinie poniżej ujścia Dunajca (zlewnia = 23.752 km²) przepływ ten waha się od 37,5 m³/sek. do 7.600 m³/sek.

Rezultatem takiego stanu są ogromne trudności żeglugowe w okresie posuchy i ogromne szkody w okresie powodzi. Pobudowanie odpowiedniej ilości zbiorników powodziowo-żeglugowych bez wątpienia usunie te niekorzystne stosunki.

Dla ilustracji obecnego stanu podano (str. 13) przepływy wody w milionach m³, w poszczególnych latach i miesiącach za okres 1921—1934, dla przekroju w Szczucinie.

Według istniejących projektów, użegłownienie górnej Wisły do ujścia Dunajca ma się uzyskać przez kanalizację, względnie wykonanie kanału lateralnego, od Dunajca zaś do ujścia do morza przez regulację. Czy takie rozwiązanie jest słuszne? Na pytanie to będzie można odpowiedzieć dopiero wtedy, gdy zbadane zostaną możliwości górnego dorzecza Wisły dla pobudowania odpowiedniej ilości zbiorników; sama bowiem regulacja na odcinku do ujścia Dunajca nie da potrzebnych głębokości. W każdym razie można przyjąć, że od ujścia Dunajca Wisła pozostanie (przynajmniej na bardzo długi okres) rzeką swobodnie płynącą.

Na ważniejszych drogach wodnych o dużym ruchu stawiane są wymagania, aby przy stanie średnim z najniższych głębokości dla jazdy wynosiły co najmniej 1,0 m.

Na ogół można przyjąć, że na Wiśle przy tym stanie najmniejsze głębokości (miarodajne dla żeglugi) przedstawiają się na poszczególnych odcinkach jak następuje:

Odcinek	Dunajec—San	San—Bug	Bug—Nieszawa	Nieszawa—Tczew
Najmniejsza głębokość (przy stanie średnim z najniższych)	0,60 m	0,65 m	0,75 m	0,90 m

Przybliżone obliczenia wykazują, że dla podniesienia głębokości do 1,0 m przy obecnym stanie koryta (pomijając lata bardzo suche, w których żegluga byłaby ograniczona w ciągu kilku miesięcy) wystarczyłaby pojemność zbiorników wyłącznie dla celów żeglugowych w ilości około 1,5 miliarda m³. Przy obliczaniu potrzebnej pojemności zakładano, że zwiększenie głębokości wynosić będzie dwie trzecie podniesienia się lustra wody na wodowskazie. Jest to założenie ostrożne.

Co do rozmieszczenia projektowanych zbiorników, to część ich — o pojemności przynajmniej około 800 mio m³ — należałoby wykonać w dorzeczu Wisły powyżej ujścia Dunajca, względnie w dorzeczu samego Dunajca, pozostałą część w dorzeczu Wisły powyżej ujścia Sanu, względnie w dorzeczu samego Sanu. W wypadku, gdyby Wisła powyżej ujścia Dunajca miała również pozostać rzeką swobodnie płynącą, to z obliczonej potrzebnej pojemności zbiorników, około 500 mio m³ trzeba by wykonać w górnym dorzeczu Wisły.

W projektach dużych zbiorników (powyżej 300 mio m³) w dorzeczu Wisły, koszt zamagazyno-

wania 1,0 m³ (bez kosztów elektrowni wodnej) nie przekracza 0,10—0,15 zł (wg cen przedwojennych).

Przyjmując jako koszt średni 0,13 zł za 1,0 m³ i dodając około 30 mio zł na roboty koncentracyjne na najgorszych odcinkach (szczególnie między Dęblinem a Warszawą) — ogólny koszt użegłownienia Wisły przy pomocy zbiorników wyniosłby około 225 mio zł (ceny z 1939 r.).

Jak widać z powyższego, koszt użegłownienia Wisły za pomocą zbiorników nie wypada tak bardzo wysoko, i wątpliwym jest, czy za tę cenę da się uzyskać te same rezultaty przy pomocy samej regulacji. Atrakcyjność rozwiązania „zbiornikowego” wzmogłaby się jeszcze bardziej, gdyby sposób ten pozwolił na całkowite lub znaczne ograniczenia potrzeby kanalizacji górnej Wisły, względnie budowy kanału lateralnego.

Poza tym należy zwrócić uwagę, że choć przy rozpatrywaniu potrzebnej pojemności, uwzględniano jedynie potrzeby żeglugi, to jednak nastąpi również automatyczne zmniejszenie prawdopodobieństwa powodzi. Tak np. powódź w roku 1934 nastąpiła po kilku miesiącach posuchy; zbiorniki więc byłyby prawie zupełnie puste. Dodatkową korzyścią z budowy zbiorników jest możliwość wykorzystania powstałych spiętrzeń dla celów wytworzenia energii elektrycznej. Bardzo ważnym plusem takiego rozwiązania jest również szybki termin użegłownienia Wisły. Przy dostatecznej ilości środków finansowych może to nastąpić w ciągu 4—6 lat.

Jako przykład krańcowo odwrotnego rozwiązania może służyć historia użegłownienia Odry¹⁾.

Systematyczne roboty regulacyjne na tej rzece trwały już od połowy zeszłego stulecia. Na długości około 180 km od Koźła do Rędzina, poniżej Wrocławia, Odra została skanalizowana, poniżej zaś Rędzina aż do ujścia jest rzeką swobodnie płynącą. Odcinek swobodnie płynącej Odry od Rędzina do Kostrzyna jest prawie całkowicie uregulowany na średnią i małą wodę; pomimo to głębokości na tym odcinku przy stanie średnim z najniższych spadają do 0,8 m, a nawet 0,7 m. Ostatecznie inżynierowie niemieccy doszli do przekonania, że dla zwiększenia głębokości w okresie posuchy należy wykonać odpowiednią ilość zbiorników. Do roku 1939 wykonano całkowicie jeden zbiornik w Odmuchowie, o pojemności użytkowej dla żeglugi 95 mio m³, oraz niedokończony zbiornik w Turawie o pojemności 89 mio m³. Cały szereg innych projektów był w stadium opracowania. Pojemność wykonanych zbiorników jest jeszcze bardzo niedostateczna, a mimo tego efekt wprowadzenia dodatkowego zasilania jest już dość znaczny. W okresie pięcioletnim 1938—1942 odbywała się żegluga prawie w ciągu całego okresu, przy wyzyskaniu co najmniej ³/₄ ładowności taboru. W poprzednich okresach było to możliwe tylko w 70% dni żeglugi.

Gdyby myśl o możliwości użycia zbiorników dla zwiększenia głębokości na Odrze powstała

¹⁾ Według artykułu inż. S. Ihnatowicza w „Gospodarce Wodnej” Nr. 2 z 1946 r.

wcześniej i do budowy ich przystąpiono równocześnie z rozpoczęciem robót regulacyjnych, to prawdopodobnie uzyskanoby duże oszczędności w samej regulacji (np. zbyt duża regulacja na małą wodę), a być może również nie byłaby konieczna kanalizacja Odry aż do Wrocławia; najważniej-

sze zaś, żegluga już dawno miałaby potrzebne głębokości.

Obecnie więc, kiedy aktualne jest układanie programów robót wodnych na najbliższe lata, należy rozpatrzyć wszystkie możliwości, aby nie popełnić błędów, popełnionych na innych rzekach.

Inż. TADEUSZ TILLINGER

Wisła a zbiorniki

Poruszona przez Inż. S. Smoleńskiego sprawa zbiorników dla Wisły nie jest nową. Była ona już wielokrotnie podnoszona, między innymi i w artykule podpisanego p. t. „Zasilanie dolnej Wisły” w „Czasopiśmie Technicznym” (1930 r.).

Z załączonego w tym artykule wykresu wynika, że na uregulowanej Wiśle pomorskiej w przekroju Torunia w roku suchym, w którym przepływ spada do minimum 228 m³/sek., można go utrzymać przez cały okres żeglugi na poziomie 400 m³/sek., rozporządzając zbiornikiem o pojemności 500 mio m³.

Podniesienie zwierciadła wody nad poziomem minimalnym przy tym wyrównaniu, wyniosłoby na toruńskim wodowskazie około 50 cm. Jednakże powyżej Torunia na Wiśle nieuregulowanej, w przekrojach o szerokości około 1000 m, wzniesienie to wyniesie niewiele więcej ponad 20 cm. A więc nawet intensywne zasilanie, dochodzące w danym wypadku do 170 m³/sek., niewiele może wpłynąć na zwiększenie głębokości rzeki na odcinkach zupełnie dzikich; tylko na odcinkach o szerokości znormalizowanej żegluga może otrzymać z zasilania skuteczną pomoc. Pomoc ta jednak nie może być zbyt wydatna na wielkiej rzece, gdyż dalsze większe wyrównania wymagają zbiorników o coraz większych objętościach.

Podana przez Inż. Smoleńskiego cyfra 1,5 miliarda m³ jako objętość zbiorników, niezbędna dla utrzymania głębokości tranzytowej 1 m, jest zupełnie wiarogodna, ale przewiduje prawdopodobnie znormalizowanie szerokości koryta rzeki na całej jej długości, a więc całkowitą regulację na wodę brzegową.

Należy jeszcze zauważyć, że dla Odry zadanie zasilania jest łatwiejsze niż dla Wisły, gdyż wchodzi tu w rachubę znacznie mniejsze szerokości koryta. Z tego samego powodu wydaje się możliwym skuteczne zasilanie Bugu, już przy jego obecnym stanie, który ma koryto skoncentrowane i szerokość jego wynosi zaledwie 100 — 200 m, a zbiornik dla niego, przy objętości do 1 miliarda m³, kalkuluje się na 1 m³ zamagazynowanej wody czterokrotnie taniej od zbiorników karpackich. Nie należy się jednak łudzić co do Wisły: bez całkowitej regulacji zasilanie pożądaných rezultatów nie da.

Pamiętać przy tym należy, że podniesienie głębokości tranzytowej Wisły o 30 czy 50 cm bynajmniej nie rozwiązuje zagadnienia komunikacyjnego, tj. stworzenia pierwszorzędnej drogi wodnej dla taniego przewozu ładunków masowych.

Droga wodna o głębokości 1,2 m będzie dla przewozu droższa od kolei.

W programie komunikacyjnym można brać pod uwagę głębokość tranzytową przynajmniej 1,5 m, a tej głębokości bez znormalizowania koryta na całej jego długości nie da nawet najintensywniejsze zasilanie rzeki.

Regulacja rzeki jest więc niezbędna na całej długości.

Jednakże regulację rzeki tego typu co Wisła podzielić można na dwa etapy:

1) na regulację na wodę średnią, lub brzegową. Formuje ona koryto, utrwala jego brzegi, umożliwia skuteczne zasilanie, ale tylko w niewielkim stopniu powiększa głębokości tranzytowe, jak to widzimy na dolnej Wiśle;

2) regulację dodatkową, na małą wodę, która ma na celu powiększenie tych głębokości.

Przy zastosowaniu kanalizacji, piętrzenie rzeki czyni zbędnymi nie tylko roboty regulacyjne na małą wodę, ale i część robót na wodę średnią. To też ażeby uniknąć wykonywania robót, które później mogą okazać się zbędnymi, nie należy podejmować rozwiązań fragmentarycznych, lecz ogarnąć całość zagadnienia gospodarki wodnej danego dorzecza.

Celem zagospodarowania Wisły jest wykorzystanie tych 30 km³ wody, które corocznie spływają jej korytem do morza, w ten sposób ażeby ograniczyć do minimum jej działanie szkodliwe jako żywiołu, a wyzyskać do maksimum jej własności pożyteczne, jako materii niezbędnej do życia ludzi, zwierząt i roślin, jako materiału niezniszczalnego dla toru dróg komunikacyjnych, oraz jako ciała o pewnej energii potencjalnej.

Nie możemy nie doceniać ostatniego.

Jak wykazuje obliczenie przybliżone, siłownie wodne w dorzeczu Wisły mogą nam dać około 7 miliardów kWh, co jest odpowiednikiem 10 milionów ton węgla i pracy 40.000 górników.

Przechodząc do przybliżonych cyfr kosztorysowych mamy przed sobą tego rodzaju zagadnienie (ceny z 1939 r.):

- | | |
|--------------------------------------|-----------------|
| 1) regulacja Wisły na wodę brzegową | 600 mio zł |
| 2) budowa zbiorników | ck. 400 mio zł |
| razem na roboty pierwszej kolejności | 1.000 mio zł |
| 3) regulacja na małą wodę | 400 mio zł albo |
| 4) kanalizacja i siłownie wodne | 1.500 mio zł. |

Różnica kosztów kanalizacji i regulacji na małą wodę wyniesie więc około jednego miliarda zł, ale w rezultacie daje:

- 1) większe głębokości dla żeglugi,
- 2) 5 miliardów kWh rocznie.

Trzeba będzie zdecydować, które rozwiązanie będzie korzystniejsze.

Foczącą przykład w tej dziedzinie widzimy na rzece podobnej do Wisły środkowej, zarówno co do wielkości, jak i charakteru koryta — mianowicie na górnej Wołdze. Odcinek tej rzeki o długości 360 km od Rybińska do Kalinina od przeszło 100 lat był zasilany z dwóch zbiorników o sumarycznej objętości 1 miliarda m³. Po wykonaniu w kilku miejscach lokalnych robót regulacyjnych i przy zastosowaniu bagrowania dwiema maszynami — można tu było utrzymać prawie przez cały okres nawigacji głębokość tranzytową 1 m.

Przed czterdziestu laty wykonano projekt całkowitej regulacji tego odcinka i zwiększenia objętości zbiorników w celu doprowadzenia głębokości tranzytowej do 1,7 m, co wydawało się, szczytem

możliwości technicznych. Projekt jednakże wskutek wybuchu pierwszej wojny światowej nie był urzeczywistniony. W 25 lat później odcinek ten został skanalizowany za pomocą dwóch jazów o spiętrzeniu po 14 m do poziomu najwyższej wody wiosennej. Zainstalowano przy nich kilkaset tysięcy kW.

Wykonane uprzednio roboty regulacyjne znalazły się głęboko pod wodą. Głębokość tranzytowa wyniosła 5 m.

Sprawa skoordynowania projektów i zharmonizowania terminów wykonania budowy zbiorników z regulacją, kanalizacją i wyzyskaniem energii Wisły ma pierwszorzędne znaczenie i wymaga wszechstronnego przestudiowania i oświetlenia. Inż. Smoleński słusznie na nią zwraca uwagę. Można mieć nadzieję, że zagadnienie to zostanie dokładniej przedyskutowane i przepracowane.

INŻ. KAZIMIERZ CISŁO

Straty wody w dorzeczu Wisły środkowej w okresie jesiennych niskich stanów wód gruntowych

Najniższe stany wód na Wiśle środkowej występują w okresach posuchy w miesiącach letnich, jak również w okresach zimowych, gdy zasilanie rzeki wodami gruntowymi ustaje z powodu zbyt niskiego ich stanu, zwłaszcza w terenie wód chłonnych, w obrębie południowej wyżyny Polskiej.

W roku ubiegłym Państwowy Instytut Hydrologiczno-Meteorologiczny wykonał i opracował pomiary hydrometryczne na Wiśle od Sandomierza do Warszawy i na ważniejszych jej dopływach na tym odcinku, w czasie najniższych stanów wody od 15 września do 15 października 1946 r.

Przed zanalizowaniem tych pomiarów podamy w ogólnym zarysie budowę geologiczną doliny Wisły, gdyż budowa ta wpływa na stan i zachowanie się wód gruntowych, które szczególnie na pasie wód chłonnych są wyczerpywane przez wody wgłębne, przechodzące w wody artezyjskie, skutkiem czego stany ich szybko opadają i nie są one w możności zasilać wód powierzchniowych. Stan wyczerpania wód gruntowych dał się w roku 1946 szczególnie odczuć na obszarach wyżyny południowej w lubelszczyźnie, gdzie na wielkich przestrzeniach powysychały studnie gospodarcze.

Im rzeka jest większa, im koryto jej jest więcej wcięte w aluwia dolinowe, tym dynamika jej wód, uwidaczniająca się w wyrobieniu koryta, jest bardziej wyrównana i rzeka korzysta równomierniej z zasobów wód gruntowych. Ale twardość skał, występujących w podłożu koryta, nie wszędzie dozwala na równomierne rozłożenie aluwii i w tym tkwi przyczyna zaburzeń w przepływie wód, a następstwem tego jest podnoszenie się, względnie obniżanie się dna koryta.

Podłoże Wisły na omawianej przestrzeni pod względem budowy geologicznej przedstawia się bardzo różnorodnie.

Wisła na odcinku Sandomierza, po przekroczeniu skał, powstałych w epoce paleozoicznej ma

podłoże wysłane mioceniem, niejednorodnym w swej budowie; częste żyły i soczewki z przepuszczalnych piasków pozwalają na krażenie w nim wód. Z miocenu już na północnym kierunku biegu Wisły po połączeniu się jej z Sanem wyłania się jura o budowie krasowej, poniżej zaś występuje kreda z licznymi szczelinami. W miejscu przejścia końcowego odcinka przełomu kredowego przez wody Wisły, kreda zapada się, a w podłożu Wisły zjawiają się wodonośne żwiry oligoceńskie, które pasem, podobnie jak i warstwy miocene, równoległe ułożone, przechodzą poprzecznie w podłożu koryta Wisły. Dopiero, gdy wody Wisły weszły na podłoże z iłów pliocenskich, powstała większa stałość w przepływie jej wód, jakkolwiek pradoliny wywierają tu swój nieznaczny wpływ na procentową wielkość strat wody.

Zależnie więc od budowy geologicznej podłoża koryta Wisły, szczególnie podczas niskich stanów wody, tak wód powierzchniowych, jak również i gruntowych, spostrzegamy w przepływie Wisły na różnych jej odcinkach różną dynamikę wody i to zmieniającą się przy tym samym przepływie. Na skutek tego, w miejscach strat wody na rzecz wód gruntowych, urastają odsypiska i podnosi się dno koryta, a taką tendencję, stale utrzymującą się, widzimy i na odcinku Wisły pod Zawichostem, gdzie w jurze dużo wody ginie, jak również i na odcinku od ujścia Kurówki do ujścia Radomki, gdzie uwidaczniają się straty wody na rzecz wodonośnych oligocenów.

Najlepiej charakteryzuje dane miejsca współczynnik spływu, jako wynik pomiarów hydrometrycznych tak na Wiśle samej, jak i na jej dopływach, jak to podaje zestawienie na str. 17.

Z powyższego zestawienia uwidacznia się, że Pilica, mieszcząca się na przestrzeni swego dolnego biegu w rynn timerzołowej, ma koryto głęboko wcięte, przyjmuje więc w sposób normalny wody gruntowe i stąd współczynnik jej spływu

Rzeka	Miejscowość	Zlewnia km ²	Stan na wodow- skazie	Objętość przepływu m ³ /sek	Data pomiaru	Współ- czynnik spływu l/sek, km ²	U w a g i
Wisła	Zawichost ²⁾	50653,0	255	61,00	22.IX	1,21	¹⁾ Przepływ uzależniony od wód wglębnych. ²⁾ W korycie o charakterze krasowym.
"	Popów	51669,0	196	121,86	20.IX	2,35	
"	Mniszew ¹⁾	72386,0	134 ^{*)}	107,00	4.X	1,48	
"	Warszawa ¹⁾	85176,0	38	150,975	30.IX	1,77	
Pilica	Warka	8987,4	211	22,545	3.X	2,50	³⁾ Rzeki w górnych partiach biegu o podłożu skalistym. ⁴⁾ Rzeki z terenów dygluwalnych.
Wieprz	Dęblin ¹⁾	10738,9	193	17,20	7.X	1,75	
Kamienna	Wola Pawłowska ²⁾	1982,7	138	3,122	20.IX	1,57	
Opatówka	Dwikozy ³⁾	261,0		0,041		0,157	
Radomka	Ryczywół ¹⁾	2106,0		1,67	3.X	0,83	
Świder	Świder ¹⁾	1234,2	66	2,289	6.X	1,85	
Wilga	Celejów ⁴⁾	680,8	132	0,615	5.X	0,91	

^{*)} Wodowskaz Dęblin.

2,50 l/s/km² jest najbardziej zbliżony do wartości tego współczynnika dla wód gruntowych zasilających dorzecze Wisły na środkowym jej biegu, i tylko straty wód z uwagi na budowę podłoża zmieniają na innych rzekach wielkość tego współczynnika.

Wieprz o większym dorzeczu od Pilicy ma współczynnik spływu mniejszy: 1,75 l/s/km², gdyż jego koryto w dolnym biegu mieści się w rynn timerzowej, wyrobionej w wodonośnych żwirach oligoceńskich, traci więc dużo wody na rzecz wód wglębnych.

Na Kamiennej i Opatówce, odwadniających wyżynę Świętokrzyską, zbudowaną w paleozoikum, ubogim w źródła o podłożu skalistym, wpływają ujemnie na przepływ objętościowy warunki termiczne, zwłaszcza w okresie zlodzenia w górnych ich biegach. W dolnych zaś partiach cieki te płyną w aluwialnych gruboziarnistych, w których przy dużej stracie wody, nie są one w stanie wyrobić sobie koryta.

Potok, uchodzący do Wisły naprzeciw Kozienic, który płynie przez osadę Strych i zbiera wody z piasków aluwialnych, w okresach bezdeszczowych już na kilka kilometrów przed ujściem ginie, pozostawiając koryto suche, gdyż wody gruntowe leżą tu niżej od dna jego koryta.

Radomka przekracza w swym średnim biegu pas żwirów oligoceńskich, które pochłaniają znaczną część jej wody, w następstwie czego przy ujściu nie rozporządza już ona odpowiednią dynamiką wody, by wyrobić sobie koryto, co powoduje dalsze straty jej wody.

Teraz przypatrzmy się krytycznie samej Wiśle, zaczynając od przestrzeni ujścia Sanu. Połączenie Wisły z Sanem, mieszczące się pośrodku doliny aluwialnej, jest umocnione, ale nie zapobiega to przenikaniu wód tak Wisły, jak i Sanu do aluwialnych dolinowych w okresie niskich stanów wody gruntowej. Ten stan rzeczy sprawia, że Wisła, która w Sandomierzu ma współczynnik spływu 2,11 l/s/km², w Szczytnikach, zaraz po połączeniu się z Sanem, ma tylko 1,7 l/s/km², zaś dla Sanu w ujściu przypada wartość zaledwie 0,85 l/s/km².

A ponadto, na przestrzeni dolinowej zawala lewego, czy prawego brzegu Wisły, wszędzie występują te same krajobrazy, pozostałe ślady sta-

rych koryt, łąchy wód oraz pasy przesączania się niskich wód, wykorzystywane przez studnie gospodarcze. I tu występują nospy, nazywane zołami, jako depresje terenowe, w których to miejscach biją źródła na zawalu, podczas wysokich stanów wody na Wiśle, czyniąc łąki a niekiedy i pola orne nieprzystępne dla rolnika. Wisła w dalszym swym biegu do Zawichostu wykazuje straty wody w zmniejszającym się współczynniku spływu, który dla Zawichostu osiągnął najmniejszą wartość 1,21 l/s/km². Studnia obserwacyjna w młynie w Zawichocie, po przebicciu płaszcza jury o grubości 2—3 m, wykazuje nieprzebraną ilość miękkiej wody, co świadczy o krasowej budowie tego odcinka rzeki. Odcinek ten wymaga specjalnych badań. Wisła w dalszym swym biegu przetrzuca się od lewego brzegu w Zawichocie do prawego jej wysokiego brzegu w Annopolu, nurt więc jej przecina całą dolinę.

Tym sposobem wody, uprzednio infiltrujące do aluwii dolinowych, wchłaniane są przez nurt rzeki po drodze, zwiększając objętość przepływu; zarazem wzrasta i współczynnik spływu do wartości 2,13 l/s/km², według pomiarów w profilu Popowa o 7 km poniżej Annopola.

Powyższe względy skłaniają do tego, że dalsze pomiary i obliczenia dla badania strat wody na Wiśle, dla niskich wód będą prowadzone od Popowa, zaś dla wielkich wód Wisły od Annopola z pominięciem odcinka Zawichostu. Współczynnik więc 2,13 l/s/km², najbardziej zbliżony na tej części Wisły do współczynnika Pilicy (2,50 l/s/km²), będzie wielkością podstawową do obliczania strat wody podczas niskich stanów wody na środkowym biegu Wisły.

Wykonywane pomiary były w dużej mierze utrudniane przez warunki komunikacyjne i tylko dzięki niskim stanom, utrzymującym się przez okres badań, udało się pomiary hydrometryczne wykonać na Wiśle środkowej oraz na jej dopływach. Pomiary wykonali ci sami ludzie, przy użyciu tego samego sprzętu pomiarowego.

Dla obliczeń przeprowadzono redukcję czasu, opierając się na przejściu fali niskiej wody i obrano czas od 23.IX.46 w Sandomierzu do 26.IX.46 w Warszawie.

W obranym czasie nie wszystkie stany wody pokrywają się ze stanami, przy których wykonano pomiary, a odchyłki są następujące, jak to podaje poniższe zestawienie:

L. p.	Miejscowość	Stacja	Obrany		Wykonany pomiar		Różnica w stanach w cm
			dzień	stan	dzień	stan	
1	Sandomierz	Sandomierz	23.IX	137	25.IX	141	
2	Szczytniki	Zawichost	23.IX	255	23.IX	255	
3	Zawichost	Zawichost	23.IX	255	22.IX	255	
4	Popów	Annopol	23.IX	192	20.IX	196	4
5	Puławy	Puławy	24.IX	162	9.X	162	
6	Dęblin	Dęblin	24.IX	136	7.X	134	2
7	Mniszew	Dęblin	25.IX	136	4.X	134	2
8	Warszawa	Warszawa	26.IX	38	30.IX	38	

Odchyłki te w stanach wody zostały uwzględnione. Naniesiono wyniki pomiarów na krzywe konsumpcyjne z ubiegłych lat dla odnośnych profilów i wprowadzono odpowiednie poprawki w obliczeniach strat, stosownie do objętości przepływu dla obranych stanów wody.

Omawianą korekcję przeprowadzono tylko dla Wisły, dla dopływów zaś Wisły z powodu małych ich objętości przepływu, jak również i z tego powodu, że znaczna część tych dopływów nie posiada krzywych konsumpcyjnych, podano tylko wprost pomierzone objętości przepływu.

Uzyskane wartości przepływu dla Wisły dają następujące wysokości współczynnika spływu:

L. p.	Miejscowość	Objętość przepływu m ³ /sek	Zlewnia km ²	Współczynnik spływu 1/s km ²	U w a g i
4	Popów	110,00	51669,0	2,13	Początek obliczeń strat, prowadzi się od Popowa.
5	Puławy	114,75	57303,0	2,00	
6	Dęblin	121,00	68447,0	1,74	
7	Mniszew	112,00	72386,0	1,54	
8	Warszawa	150,975	85176,0	1,77	

Fowyższe wartości współczynnika spływu wykazują zbyt duże skoki, odbiegają więc od normalnego przebiegu wysokości współczynników, jaki otrzymalibyśmy, gdyby strat wody nie było. Najbardziej zbliżoną wartość współczynnika spływu dla danego profilu otrzymamy, opierając się na sumarycznej wielkości z wyników pomiaru hydrometrycznego dla profilu poprzedniego, oraz z przepływów wszystkich dopływów pomiędzy badanymi profilami.

Straty więc wody, na rzecz wsiąkania, wyznaczmy, jako różnicę pomiędzy sumaryczną wielkością przypływu dla danego profilu, a wielkością wyniku pomiaru w samym profilu.

Wielkość ta w naszym obliczeniu nie jest ścisła, ponieważ pomierzone były tylko przepływy ważniejszych dopływów, następnie dużo wody dopływów przesacza się do Wisły, jako woda gruntowa, wreszcie stany wody dopływów nie były przystosowane do obranego czasu przebiegu fali niskiej wody Wisły.

Bardziej ścisłe obliczenie poszłoby tylko na korzyść strat, a równocześnie dałoby współczyn-

nik spływu dla Wisły środkowej o wielkości więcej zbliżonej do wartości, uzyskanej z pomiaru dla Pilicy. Wymienione więc w zestawieniu, wielkości współczynników spływu oraz strat wody na

Wiśle środkowej odnoszą się do zachodzącego w danym czasie stosunku stanu wody powierzchniowej do stanu wody gruntowej.

Stosunek ten jest elastyczny i na każdym odcinku rzeki może być różny, więc przekroczenie jego może niewspółmiernie powiększać straty wody.

W Warszawie na Wiśle wykonano pomiar przy stanie wody 38 cm, a więc przy stanie o 27 cm niższym od średnio-niskiego stanu, równego 65 cm, stanu podstawowego dla obliczeń profili trasy regulacyjnej na małą wodę. Wszelkie niższe stany, przy realizacji regulacji na małą wodę, muszą być wyrównane przez zbiorniki do stanu średnio-ni-

skiego. W roku 1946 przez 3 miesiące z rzędu, tj. przez sierpień, wrzesień i październik, mieliśmy stany niższe, w tym najniższy stan we wrześniu osiągnął 32 cm. Stany wód gruntowych w tym czasie zachowywały się różnie, tak więc straty wody przy tym samym stanie na wodowskazie mogły być też różne. Obliczone straty wody w czasie obranym na przestrzeni Popów — Warszawa wynosiły 67 m³/sek., co w ciągu jednego miesiąca daje stratę o wielkości 173 milionów m³.

Powiedzmy, że straty w dwóch dalszych miesiącach były mniejsze o połowę, więc suma strat w ciągu jesieni 1946 r. na rzecz wód wglębnych wyniosła około 350 mio m³. Gdybyśmy rozporządzali zbiornikami dla zasilania żeglugi na Wiśle i wyrównywali stany jej wody do stanu średnio-niskiego, to przy wzroście stanu wody gruntowej do stanu wody w Warszawie (65 cm), straty wody niepomniernie wzrosłyby, a możliwe, że i stan taki w Warszawie byłby nawet nieosiągalny.

Największe straty, bo 25,5% przepływu na rzecz wód wglębnych, mamy na odcinku od Dębina do ujścia Pilicy. Straty te na rzecz wodonoś-

ZESTAWIENIE

strat wody na Wiśle na odcinku Popów — Warszawa na podstawie wykonanych pomiarów hydrometrycznych w czasie od 15.IX do 15.X. 1946 r.

Profil Wisły	R z e k a	Miejsce pomiaru	Dzień pomiaru	Obrany czas przejścia fali		Stacja wodouskazowa	Stan wody cm.	Wartości pomiarowe dla:						przepływ sumaryczny m ³ /sek.	Współ. spływu dla przepływu sumarycznego l/s/km ²	S t r a t y	
				dzień	godz.			W i s ł y			d o p ł y w ó w					różnica m ³ /sek.	o/o
								zlewnia km ²	objętość m ³ /sek.	spływ l/sek. i km ²	zlewnia km ²	objętość m ³ /sek.	spływ l/sek. i km ²				
4	Wisła Wyżnica*)	Popów Rybitwy	20.IX	23.IX	21 ³⁰	Annopol	192	51669,0	110,00	2,13	—	1,542	—	2,13	0,00	0,00	
	potok*)	Wola Paulowska	20.IX			Wola Paulowska	138				1982,7	3,122	1,57				
	kamienna	Kaliszany										—	—				
	potok*)	Solec	18.IX									0,500	—				
	potok		18.IX									1,689	—				
	Kępianka		17.IX									0,595	—				
	Opolka*)		16.IX									0,204	—				
	Itzanka		17.IX									0,947	—				
	Zwołanka		16.IX									0,655	—				
	Plawka		16.IX									—	—				
5	Chodel*)		17.IX									—	—				
	Bystra*)		16.IX									—	—				
	potok*)											—	—				
	potok											—	—				
	potok*)											—	—				
	Wisła	Puławy	9.X	24.IX	13 ³⁰	Puławy	162	57303,0	114,75	2,00				119,254	2,08	4,504	3,90
	potok																
	Kurówka*)																
	Wieprz*)		10.X														
	Wisła	Dęblin	7.X	24. X	18 ³⁰	Dęblin Dęblin	193 136	68447,0	121,00	1,74		0,761 17,20	1,75			16,215	13,40
6	Zagożdżanka		11.X									0,845					
	potok*)											—					
	Okrzejka*)											0,897					
	Pyłocha*)		3.X									—					
	Radomka											—					
	Bronnik*)											—					
	Wisła											—					
	potok*)											—					
	Wisła											—					
	7	Pilica											—				
Wilga*)			3.X									22,545	2,5			28,627	25,50
potok*)			5.X			Warka Celejów	211 132			1,54	8987,4 680,8	0,615	0,91	1,97			
potok												—					
Czarna												—					
potok												—					
potok*)												—					
Jeziorna			15.IX									2,301	2,75				
Swider*)			6.X			Piasczno Swider	144 66				754,8 1234,2	2,289	1,85				
potok*)												—					
8	Wisła	Warszawa	30.IX	26.IX	200	Warszawa	38	85176,0	150,975	1,77				168,377	1,98	17,402	11,50

*) Dopływ prawobrzeżne oznaczone są gwiazdką.

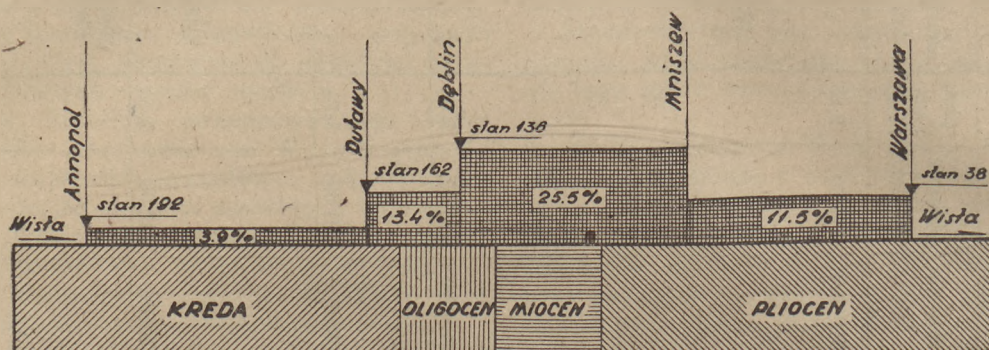
rych warstw oligoceńskich uzależnione są od ciśnienia hydrostatycznego wód głębinnych, odbywają się na całej szerokości koryta, a mogą być zmniejszane przez racjonalne zagospodarowanie pasa wód chłonnych w dorzeczu środkowej Wisły, oraz przez obniżenie zwierciadła wody Wisły w trasie regulacyjnej na jej odcinku, przekraczającym pas warstw oligoceńskich, a częściowo i miocenów. Ponadto byłoby wskazanym dopływy, zwłaszcza mniejsze, łączyć wzdłuż zawała i dopiero przy wysokim brzegu wprowadzać do Wisły; tym sposobem podniesie się stan wód gruntowych w obrębie rzeki, gdyż spadek w kanale łączącym byłby minimalnym.

Miejsca strat wody na omawianym odcinku Wisły najlepiej jest oznaczyć w ciągu zimy, przy dużym i długotrwałym jego zlodzeniu, jak np. w roku 1939/40. Miejsca te łatwo jest oznaczyć, gdyż i stan wody w porównaniu z Puławami obniża się około 20 cm, jak również i zmniejsza się znacznie objętość przepływu.

1) Celem zabezpieczenia wód Wisły, a zwłaszcza wód zbiornikowych zasilających, przed stratami na rzecz wód gruntowych, trasę regulacyjną należy ująć w tamy podłużne, tak zbudowane, aby odcinały one wody w trasie od wody gruntowej. Prowadzenie projektowanej trasy od jednego brzegu wysokiego do drugiego takiegoż brzegu pozwala na łączenie na zawalu wszystkich, zwłaszcza mniejszych dopływów i dopiero u wysokiego brzegu na wpuszczenie ich wód do recipienta, jakim jest Wisła; tym sposobem podniesiemy stan wód gruntowych w obrębie Wisły.

2) Opieka i racjonalne zagospodarowanie obszarów wód chłonnych, a więc zalesianie nieużytków i błot, a nie ich odwadnianie, zwłaszcza w dorzeczu środkowej Wisły, wpłynie na poprawę stanu wód gruntowych, a zarazem ułatwi zasilanie rzeki wodami zbiorników, dla otrzymania pełnej żeglugi.

3) Rzeki, a szczególnie ich prawe brzegi, jak Dunajca, Sanu i górnej Wisły, zbudowane na szu-



Rys. 1. Graficzne przedstawienie strat wody na środkowej Wiśle.

Wykonane pomiary jesienne służyć miały, jako baza porównawcza, przy obliczeniach stosunków wodnych podczas niskich stanów wody, na środkowym odcinku Wisły, zachodzących i w okresie zlodzenia.

Względy energetyczne (wyzyskanie sił wodnych Wisły) nakazują, aby w okresie długotrwałych zlodzeń Wisły poznać zachowanie się jej wód odnośnie do wód gruntowych. Obecnie jest prowadzona pierwsza seria pomiarów przepływu pod lodem na badanym odcinku.

Jednakże już pierwsze pomiary, z uwagi na żeglugę, zamykają pewną całość zagadnienia i stąd nasuwają się następujące wnioski:

trawiskach i starych koryciskach, w okresie posuchy, tracą wiele wody, prowadzonej ze zbiorników, na rzecz wód gruntowych. Dopóki całokształt zasilania rzek w wodę ze zbiorników nie ulegnie poprawie, po gruntownej rewizji istniejącego stanu i odpowiednich badaniach, tak długo zasilanie w wodę środkowej Wisły będzie tylko problemem dyskusyjnym.

Celem dalszego wyjaśnienia zagadnienia „ucieczki” wody z Wisły na rzecz wód gruntowych, byłoby ze wszech miar pożądanym, aby przedstawiciele naszej geologii oraz inżynierii rzecznej i zbiornikowej zabrali głos w sprawach wyżej poruszonych.

INŻ. ZYGMUNT SOCHON

Możliwości magazynowania wody w jeziorach Mazurskich dla celów nawodnienia

W dorzeczu rz. Narwi o powierzchni 28.424 km² u ujścia do rz. Bugu znajduje się około 500.000 ha gruntów wymagających regulacji stosunków wodnych, co stanowi ponad 17% całej zlewni. Większe zabagnienia koncentrują się w górnych częściach dorzecza Narwi i w obrębie prawobrzeżnych dopływów z pojezierza Mazurskiego względnie rejonu Augustów — Suwałki.

Wykorzystanie gospodarcze tego terenu w obecnych warunkach — szczególnie w obszarze położonym w dawnych granicach Państwa sprzed 1939 r. — jest bardzo słabe. Przyczyną tego stanu jest wysoki stosunek niewykorzystanego we właściwy sposób obszaru zabagnienia do powierzchni zlewni poszczególnych dopływów, który to stosunek w systemie Biebrzy dochodzi do 45%. Dlatego

też przy realizacji planowej rozbudowy gospodarczej tego terenu należy postawić na pierwszym miejscu racjonalne rozwiązanie gospodarki wodnej, przy pomocy regulacji rzek, osuszenia, nawodnienia i wykorzystania sił wodnych. Za takim rozwiązaniem przemawiają przede wszystkim względy rolnicze i potrzeba zachowania użytków łąkowych i pastwiskowych.

W obszarze zabagnień przeważają torfowiska niskie. Niektóre z nich, szczególnie poza zasięgiem zalewów rzecznych, posiadają już znamiona torfowisk przejściowych o słabej wydajności mało-wartościowego siana. Poważnym zagadnieniem hydrologicznym w zakresie melioracji rolnych na tego rodzaju glebach błotnych jest sprawa bilansu wodnego. Gleby te po osuszeniu będą wymagały regulacji stosunków wilgotnościowych przy pomocy nawodnienia w okresie intensywnej wegetacji, co ma ogromne znaczenie ze względu na jakość i wielkość plonowania użytków łąkowych i zapobiega szybkiemu rozkładowi materii organicznej i zniszczeniu struktury gleby.

Gdybyśmy przyjęli minimalne zapotrzebowanie wody do nawodnienia gleb błotnych w ilości 0,25 l/sek. i ha — okazałoby się, że w warunkach dorzecza narwiańskiego objętość dopływających małych wód ze zlewni w okresie intensywnej wegetacji jest często mniejsza niż potrzeba dla nawodnienia. Ilustrują to załączone tabele I i II.

i poważnie wpływa na wielkość przepływu w Bugu i Wiśle. Odpływ wód małych z Narwi w objętości 54,9 m³/sek. stanowi (nie biorąc pod uwagę wpływu retencji) około 19,5% — a więc prawie 5-tą część odpowiedniego odpływu ze zlewni Wiśły poniżej ujścia Bugu, a około 41,5% — a więc przeszło 1/2 odpływu wód małych z Bugu u ujścia do Wiśły. Pobieranie zatem bieżącej wody z cieków systemu narwiańskiego kolidowałoby z potrzebami żeglugi i spławu przede wszystkim w okresie niskich stanów, które trwają wraz z niższymi w okresie żeglugi na Narwi (16.III - 30.XI = 260 dni) w latach długotrwałej suszy do 135 dni (1929 r.) i więcej (1937 i 1938 r.) — a przeciętnie przez 30 dni.

Należałoby zatem rozpatrzyć dwie alternatywy:

- 1) zrezygnować z pobierania bieżącej wody z cieków, a zmagazynować potrzebną ilość wody do nawodnień w zbiornikach naturalnych względnie sztucznych, rozmieszczonych w zlewni Narwi;
- 2) w wypadku ograniczonej możliwości zmagazynowania potrzebnej ilości wody pobierać bieżącą wodę z cieków do nawodnień, biorąc ewentualnie pod uwagę kanalizację Narwi i jej żeglownych dopływów.

Druga alternatywa byłaby uzasadniona w wypadku gdyby na Bugu — a przede wszystkim na Wiśle można było obejść się bez dostatecznego do-

Tabela I.

Zestawienie objętości przepływów wód małych i zapotrzebowania wody do nawodnień w obrębie dolin dopływów Narwi.

NAZWA DORZECZA	Powierzchnia dorzecza km ²	Powierzchnia wymagająca nawodnienia w dolinach rzek ha	Minimalne zapotrzeb. wody do nawodnień 0,25 l/sek. ha m ³ /sek.	Objętość przepływu wody małej m ³ /sek.
I. System Narwi górnej.				
Narew do wodowskazu w Narwi	1.836	18.000	4,5	2,86
Łoknica	184	800	0,2	0,40
Orlanka z Białą	501	2.000	0,5	1,08
Supraśl z Sokołdą	1.844	6.000	1,5	2,76
Jaskranka	110	800	0,2	0,17
Nereśl	289	1.600	0,4	0,44
Słina	364	400	0,1	0,55
Narew do ujścia Biebrzy	6.980	13.000	3,3	12,10
II. System Biebrzy.	7.149	165.000	41,3	13,60
III. System Narwi dolnej.				
Gać	458	800	0,2	0,96
Pissa ze Skroda i Turośla	4.132	4.000	1,0	7,64
Ruż	366	1.200	0,3	0,72
Szkwa	414	4.000	1,0	0,62
Rozoga	520	5.000	1,25	0,78
Omulew z Piasecznicą i Płodownicą	2.100	15.000	3,75	3,53
Orzyc	3.002	5.000	1,25	5,10

Pobieranie bieżącej wody do nawodnienia z głównych cieków na tak duże obszary gleb błotnych odbiłoby się niekorzystnie na wielkości przepływów — przede wszystkim przy niskich stanach w lecie — w rezydentach żeglownych jak Biebrza, Pissa, Narew, Bug dolny i Wiśła.

Zlewnia Narwi stanowi:
 33,2% — dorzecza Wiśły powyżej ujścia Bugu,
 17,9% — " " poniżej ujścia Bugu,
 74,1% — " Bugu powyżej ujścia Narwi,
 38,7% — " Bugu u ujścia do Wiśły

przepływu wody z Narwi w okresie letnim, tak ze względów komunikacyjnych, jak też rolniczych. Decyzja w tym wypadku byłaby uzależniona od ogólnego bilansu wodnego dorzecza Wiśły i zapewnienia Wiśle odpowiednich objętości przepływu z innych źródeł w okresie nawodnień, względnie od ewentualnej kanalizacji Wiśły poniżej ujścia Bugu.

Stosunkowo największe i najłatwiejsze możliwości magazynowania wody są na Pojezierzu Mazurskim i w rejonie Augustów — Suwałki. Jeziora

Tabela II.

Zestawienie objętości przepływów wód małych i zapotrzebowania wody do nawodnień w dorzeczu Narwi i Biebrzy.

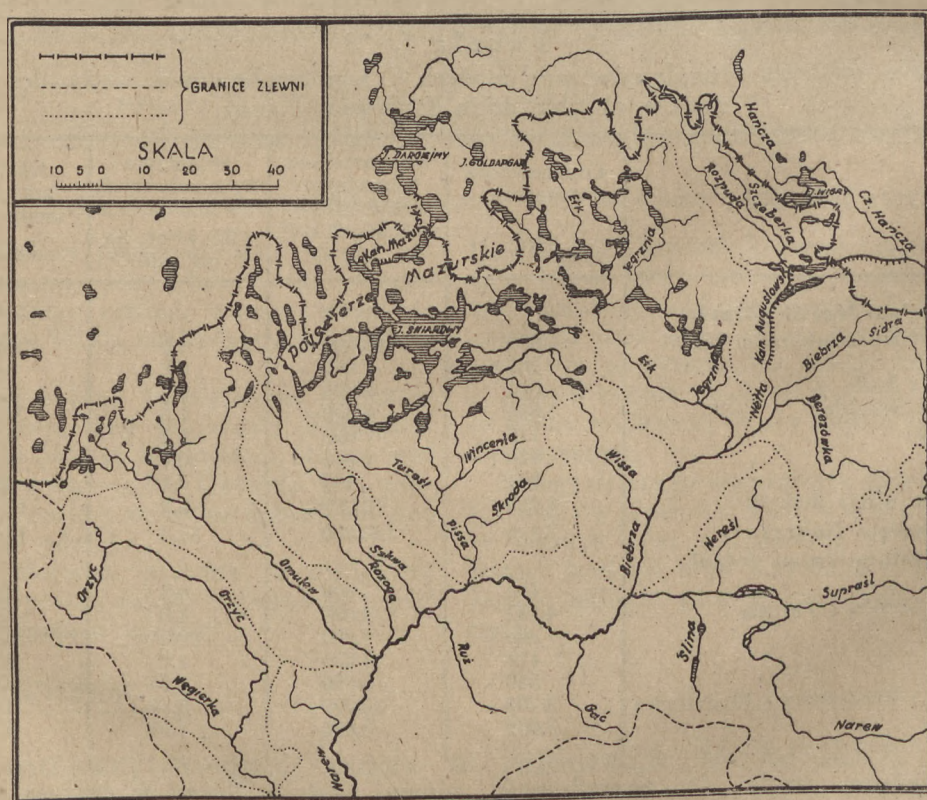
NAZWA DORZECZA	Powierzchnia dorzecza km ²	Powierzchnia wymagająca nawodnienia ha	Minimalne zapotrzeb. wody do nawodnienia 0,25 l/sek./ha m ³ /sek.	Objętość przepływu wody małej m ³ /sek.
Narew górna powyżej ujścia Biebrzy	6.980	45.000	11,3	12,1
Biebrza do ujścia do Narwi	7.149	165.000	41,3	13,6
Narew wraz z Biebrzą (do Wizny)	14.129	210.000	52,6	25,6
Narew poniżej ujścia Pissy	19.593	222.000	55,5	38,8
Narew do ujścia do Bugu	28.424	247.000	61,8	54,9

znajdujące się w górnych odcinkach prawych dopływów Narwi: Omulewu, Rozogi, Szkwy, Fissy oraz dopływów Biebrzy takich jak Elk, Jegrznia i Netta z Rozpudą — są naturalnymi zbiornikami wyrównawczymi tych cieków. Mogą być one wykorzystane dla magazynowania wielkich wód wiosennych dla celów nawadniania. Byłoby to możliwe przez spiętrzenie tych jezior z ewentualnym obniżeniem dotychczasowego poziomu zwierciadła wody po wypuszczeniu wody dla potrzeb nawodnienia. Należy przy tym nadmienić, że średnie roczne opady w obszarze tych jezior są większe niż w środkowej Polsce i dochodzą do 700 mm.

przy Min. Odbudowy, inż. Stefan Modrzejewski z Dep. Wodno-Melioracyjnego M. R. i R.R., inż. Eugeniusz Kulwiec z Wydziału Wodno-Melioracyjnego Wojew. Urzędu Ziemskiego w Białymstoku oraz niżej podpisany (z Dep. Wodno-Melior.).

Wstępne rozpoznanie niektórych jezior, ustne informacje i przestudiowanie map w skali 1:25.000 i 1:100.000 — doprowadziły do następujących wniosków:

- 1) Gospodarowanie wodą w dorzeczu Narwi wiąże się ściśle z gospodarką wodną w całym dorzeczu Wisły. Rozwiązanie planowej gospodarki wodnej w dolinie Wisły musi



Rys. 1. Mapka części dorzecza Narwi.

Celem zbadania ogólnego, czy i w jakim zakresie będzie możliwe wykorzystanie jezior mazurskich, należących do dorzecza Narwi, dla celów magazynowania wody, dokonane zostało w terenie w październiku 1946 r. wstępne rozpoznanie, w którym wzięli udział: prof. inż. Czesław Zakaszewski z Głównego Urzędu Planów. Przestrz.

być oparte na możliwościach i założeniach bilansu wodnego poszczególnych jej dopływów i naodwrot. Dorzecze Narwi zawiera w sobie znaczną ilość terenów zabagnionych, które przy regulowaniu stosunków wodnych w przyszłości będą wymagały znacznych ilości wody do nawodnienia, co

może mieć wpływ na rozwiązanie problemów gospodarki wodnej, zarówno w dolinie, jak i w dorzeczu Wisły.

- 2) Jeziora mazurskie w dorzeczu Narwi w większości wypadków nadają się do zmagazynowania wód wielkich dla celów nawodnienia i ewent. dla uzupełnienia niskich stanów wody w żeglownych ciekach.
- 3) Istniejący poziom wód jezior o charakterze rynnowym o wysokich brzegach można będzie podnieść o kilka metrów — jak to już wykonano na: a) jez. Syxdroy (o 6 m wg ustnej informacji) dla uzupełnienia wód w jeziorze Śniardwy (Spirding) i dla spławu drzewa, b) na jez. Goldapgar (o 2 m) dla systemu Kanału Mazurskiego (tabl. III).

Tabela III

Zestawienie ilości wody możliwej do zmagazynowania w poszczególnych dorzeczach¹⁾.

L. p.	Dorzecze rzeki	Objętość zmagazynowanej wody m ³
1	Orzyc	900.000
2	Omulew	69.250.000
3	Rozoga	3.400.000
4	Szkwa	10.700.000
5	Pissa	195.300.000
6	Wissa	6.000.000
7	Elk	47.950.000
8	Jegrznia	43.800.000
9	Rozpuda	28.250.000
10	Czarna Hańcza (włączona do Netty)	53.000.000
	Razem	458.550.000

- 4) Jeziora o niskich brzegach w niewielu wypadkach pozwolą na wysokie piętrzenie ze względu na rozległy zalew i utratę terenów wykorzystanych rolniczo szczególnie tych, gdzie urządzenia gospodarcze, a między innymi i system melioracyjny, są rozbudowane i zalanie ich byłoby rzeczą nierentowną. Jednakże i w tych wypadkach wydaje się możliwe podniesienie np. o 0,2 — 0,5 m poziomu normalnego jeziora z ewent. obniżeniem poniżej niego o 0,20 m i więcej z chwilą wypuszczenia całkowitej ilości zmagazynowanej wody. W tym ostatnim wypadku trzeba się liczyć ze zwiększeniem spadku zwierciadła wody u ujścia cieków do jeziora, a co zatem idzie i z możliwością erozji dennej w tych ciekach.
- 5) W niektórych wypadkach zajdzie potrzeba obwałowania jezior na odcinkach niskich brzegów, a to celem ochrony gruntów przed zalewem z ewent. przepompowywaniem wody ze zlewni zawala do jeziora.
- 6) Niektóre z dolin rzecznych będą musiały być nawadniane z jezior z obcej zlewni, jak np. dolina rz. Turośli (dopływ Pissy) z jeziora „Nieder” oraz dolina rz. Wissy (dopływ Biebrzy) z jeziora „Rosen” i to przy pomocy przepompowywania na wysokość kil-

ku metrów. Dla uzupełnienia braku wody dla nawodnienia w systemie Netty i Biebrzy poniżej ujścia Netty jest możliwe zmagazynowanie wielkich wód rzeki Czarnej Hańczy (zlewnia Niemna) w jeziorze Wigry, przez podniesienie normalnego poziomu wody (132 m) o 2 m i odprowadzenie tej wody kanałem poprzez jezioro Blizno do rz. Rozpudy i dalej do jeziora Necko i Sajno na rz. Nette, względnie z jeziora Blizny poprzez jezioro Kalejty (Długie) do jeziora Białego, a stąd na system rz. Netty (kanał Augustowski). Wymagać to będzie zapewne obniżenia poziomu jeziora Blizny (co stworzyłoby nowy zapas wody do nawodnienia) i pogłębienia przez regulację rz. Blizny dla uzyskania dogodnego odpływu wody zmagazynowanej w jeziorze Wigry.

- 7) Jeśli chodzi o nawodnienie doliny Pissy, to według przybliżonych obliczeń (por. tab. IV) trzeba byłoby zmagazynować tylko 2,16 mio m³ wody. Z jezior znajdujących się w jej dorzeczu (o ile wielkość zlewni ich na to pozwoli) nie licząc jez. „Nieder” (magazyn dla Turośli) i jez. „Rosen” (magazyn dla Wissy) możemy zmagazynować 91,7 mio m³ wody. Jest możliwość podniesienia poziomu jeziora Mamry o 0,5 m, co przy powierzchni 106 km² stworzyłoby magazyn dla 53 mio m³ wody. Jez. „Goldapgar” przy piętrzeniu o 2 m dałoby 20 mio m³, a więc doszłoby jeszcze 73 mio m³, co razem stworzyłoby zapas 164,7 mio m³ wody, który mógłby być przerzucony rzeką Pissą do Narwi dolnej, Bugu i do Wisły. W wypadku gdyby woda zmagazynowana w jez. „Goldapgar” była niezbędna dla systemu kanału Mazurskiego w kierunku rz. „Angerapy”, wówczas mielibyśmy na system rz. Pissy i Narwi dolnej 144,7 mio m³ wody. Wymagałoby to ewent. przebudowy jazu i służby wylotowej do „Angerapy” i budowy jazu i służby z jez. Mamry do jez. „Dargainen”.
- 8) Jako inne rozwiązanie zamiast podnoszenia jez. Mamry o 0,5 m i magazynowania 53 mio m³ można byłoby cały system jezior kanału Mazurskiego, poczynając od jez. Śniardwy a kończąc na jez. Mamry, o pow. ogólnej 317 km² (o kocie 116 m) — podnieść o 20 cm. Uzyskalibyśmy 61,8 mio m³ wody, a więc o 8,8 mio m³ więcej. To rozwiązanie, o ile byłoby możliwe ze względów rolniczych, nie wymagałoby najprawdopodobniej przebudowy jazów i służ wylotowych na rz. „Angerapę” od strony północnej i na rz. Pissę od strony południowej tego systemu jezior. W obu tych wypadkach należałoby się zastanowić nad możliwością odprowadzania wody w stosunkowo krótkim czasie z płytkiej warstwy obszarowo rozległej, połączonej wąskimi przejściami kanałowymi między jeziorami i czy w obecnie istniejących i nieprzeznaczonych do tego kanałach i w korycie Pissy nie powstałby silny ruch wody, bowiem trzeba byłoby przeprowadzić o 61.800.000 : (100 × 86.400 = 7,15

¹⁾ Wyciąg ze szczegółowego zestawienia, obejmującego 83 jeziora.

Tabela IV.

Zestawienie ilości wody potrzebnej do nawodnienia i możliwości zamagazynowania wody w dorzeczu.

Dorzecze	Obszar do nawodnienia ha	Potrzebna objętość wody do nawodnienia w ciągu 100 dni miliony m ³	Objętość wody zamagazynowanej w dorzeczu miliony m ³
Netta z Rospudą	18.000	38,88	28,25 53,0
Jęgrznia z Bagnem Kuwasy	25.000	54,00	81,25
Elk z Kanałem Rudzkim	15.000	32,4	43,80
Wissa	2.000	4,32	47,95
Dolina Biebrzy od ujścia Elku do ujścia do Narwi	50.000	108,00	6,00 (z jez. Rosen)
Razem		237,60	179,00
Pissa	1.000	2,16	164,7
Turośl dopł. Pissy	3.000	6,48	30,6 (z jez. Nieder)
Szkwa	4.000	8,64	10,7
Rozoga	5.000	10,8	3,4
Omulew z Piaśnicą i Płodownicą	15.000	32,4	69,25
Orzyc	5.000	10,8	0,9
Razem		71,28	279,55
O g ó ł e m		308,88	458,55

m³/sek ponad to, co obecnie przy małych wodach Pissy płynie. Miałoby to wpływ na zaprojektowanie regulacyjnego koryta rz. Pissy.

Możliwość rozwiązań zawartych w punktach 7 i 8 wydaje się realną. Stanisław Srokowski w pracy „Prusy Wschodnie” wyd. 1945 r., str. 65 pisze: „Można przyjąć, że najwyższa średnia różnica między wodostanem wiosny i jesieni przedstawia dla wielkich jezior Mazurskich wraz z przynależnymi do nich zbiornikami pobocznymi wartość 18,5 do 20 cm.”. Według Srokowskiego wysokie poziomy wód trwają nawet do sierpnia, a różnica między maks. i min. stanem na jez. Śniardwy (jez. Seksty) u wejścia do rz. Pissy wynosi 96 cm, zaś na jez. Mamry 88 cm.

- 9) Jak wynika z tabeli II i IV w systemie Biebrzy zaznacza się w sposób zdecydowany niedobór wody potrzebnej do nawodnienia. Stąd wniosek, że sieć melioracyjną osuszającą w tym systemie trzeba ostrożnie rozbudować i prowadzić oszczędne gospodarowanie wodą, tak żeby nawodnieniami objęte były najbardziej potrzebujące tego obszary. Przez skanalizowanie Biebrzy i Narwi (czemu sprzyjają naturalne warunki i mały spadek: Narew od ujścia Pissy do ujścia Biebrzy — 0,06‰, zaś Biebrza powyżej ujścia do Narwi — 0,11‰) można byłoby część bieżącej wody Biebrzy zużywać aż do pokrycia jej niedoboru nadmiarem zamagazynowanej wody dopływającej z rz. Pissy. Niedobór wody dotyczy również doliny rzek Rozogi i Orzyca.

Z niedoborem wody trzeba się liczyć również w systemie Narwi powyżej ujścia

Biebrzy, gdzie odcinek od Biebrzy do Supraśli przewidziany jest jako żeglowny (po regulacji) i musi mieć zapewnioną odpowiednią ilość wody nawet przy skanalizowaniu tego odcinka. W całej zlewni Narwi u ujścia do Bugu (28.424 km²) mamy około 247.000 ha wymagających nawodnienia; licząc skromnie po 0,25 l/sek i ha otrzymamy zapotrzebowanie wody do nawodnienia w objętości 61,8 m³/sek, podczas gdy objętość przepływu wody małej wynosi 54,9 m³/sek. Braki wody możemy uzupełnić tylko wodą zamagazynowaną w naturalnych zbiornikach — w jeziorach, unikając używania do nawodnienia bieżącej wody cieków.

10. Dla rozwiązania tego zagadnienia praca winna pójść według następujących etapów:

I etap. Opracowanie ogólnego bilansu wodnego prawych dopływów Narwi od Orzyca do Biebrzy włącznie.

- 1) Określenie wielkości zlewni i charakterystycznych dopływów do jezior i w przekrojach wodowskazowych rzek dla ustalenia możliwości zebrania wody powodziowej w zbiornikach, względnie dysponowania wodą bieżącą w okresie niskich stanów dla różnych celów.
- 2) Określenie obszaru wymagającego gospodarowania wodą i zapotrzebowania wody do nawodnienia.

II etap. Ekspertyza wstępna.

- 1) Zbadanie ogólnych warunków geologiczno-morfologicznych, glebowych i botanicznych oraz reżimu wodnego w poszczególnych zlewniach oraz możliwości spiętrzenia, względnie obniżenia normalnego poziomu w jeziorach.

- 2) Zebranie i przepracowanie materiałów dotyczących stanu i możliwości gospodarczych zainteresowanego obszaru w ramach planowanej ogólnonarodowej gospodarki z ewent. przybliżoną kalkulacją rentowności zamierzenia.
- 3) Wnioski.

- 4) Schematyczne rozwiązanie techniczne.
- 5) Ustalenie programu studiów szczegółowych i opracowania projektów.

III etap. Studia szczegółowe i opracowanie projektów.

IV etap. Realizacja projektów.

INŻ. JERZY OSTROWSKI

W sprawie projektu nowej instrukcji drenarskiej

Referat wygłoszony na Zjeździe Naczelników Wydziałów Wodno-Melioracyjnych w Łodzi w 1946 r.

W melioracjach szczegółowych, t. j. w sposobie projektowania i wykonywania tych melioracji, w ciągu ostatnich dwudziestu lat nastąpiło bardzo duże przewartościowanie dotychczasowych przepisów, zasad i pojęć.

Prace melioracyjne Ministerstwa Rolnictwa i R. R. w Polsce były nastawione głównie na melioracje podstawowe, których wykonano bez porównania więcej, niż melioracji szczegółowych. Nastawienie takie obecnie wydaje się błędem, który w niedługim czasie będzie musiał być poprawionym, a prace Wydziałów Wodno-Melioracyjnych przewekslowane być powinny bardziej na tory melioracji szczegółowych. Melioracja nie jest sztuką dla sztuki, lecz jest wiedzą i pracą techniczną, celem której jest podniesienie ilościowe i jakościowe produkcji rolnej. Melioracja podstawowa bezpośrednio zwiększa produkcję rolnej nie powoduje: chroni ona przed katastrofą powodzi, lub jest pracą „podstawową”, przygotowującą do melioracji szczegółowej. Bez wykonania melioracji szczegółowej, melioracja podstawowa (regulacja rzek i wodociągów) w wielu wypadkach nie tylko zysku nie da, ale spowodować może nawet straty.

Jak dalece melioracja szczegółowa w Polsce była traktowana po macoszemu, dowodzi najlepiej fakt, że do wybuchu wojny nie postarano się o wyciągnięcie wniosków z przewartościowania dotychczasowej techniki melioracyjnej i nie przeprowadzono zmian obowiązującej instrukcji, podczas gdy sąsiednie Czechy wykonały to w roku 1931, a Niemcy niedługo potem. Mało tego: powszechnym przekonaniem świata technicznego w Polsce było, że w melioracji nie ma nic nowego do powiedzenia, a melioracja szczegółowa stała się rzemiosłem, w którym zmieniać można fason wykonanego artykułu, ale nie treść i zasadę samego wykonania. „Drenowanie mnie nie interesuje, to jest rzemiosło” — słowa takie słyszałem od inżynierów wodnych. Aczkolwiek autorów tych słów szanuję jako inżynierów i ludzi, tym niemniej stwierdzić muszę, że mają oni słabe pojęcie o melioracji szczegółowej.

Obowiązująca dotychczas w Polsce instrukcja dla opracowania projektów melioracji szczegółowych pochodzi z 1925 roku. Obecnie jest ona nieaktualna.

Zlecony mi do opracowania projekt nowej instrukcji drenarskiej mam zamiar oprzeć na następujących zasadach:

Głębokość drenowania.

Dotychczas obowiązująca instrukcja w § 22 mówi: „za średnią głębokość założenia sączków uważać należy dla łąk i pastwisk 1,0 m; dla pól 1,20 m — 1,50 m; dla chmielników 1,80 m. Zastosowanie innych głębokości, zwłaszcza mniejszych niż 1,0 m, należy w projekcie szczegółowo uzasadnić”. W moim projekcie proponuję dla łąk i pastwisk głębokość 0,90 — 1,00 m, a więc zmianę niewielką. Zasadniczą jednak zmianę proponuję co do głębokości drenowania pól ornych. W Polsce wszystkie drenaże były projektowane i wykonywane przy głębokości dla sączków 1,25 m. Tymczasem doświadczenia licznych stacji w Niemczech i Czechach wykazały znacznie lepsze rezultaty przy drenowaniu płytszym, t. j. większe plony wszystkich ziemiopłodów. Specjalnie plony te były większe przy płytszym drenowaniu na ziemiach cięższych, od ilów do gleb piaszczysto-gliniastych włącznie. Instrukcja niemiecka zaleca głębokość 0,80 m do 1,00 m w bardzo ciężkich glebach; 1,00 m do 1,20 m w ciężkich i średniozwięzłych; 1,20 m do 1,30 m w średniozwięzłych i piaszczystych glebach. Dla głęboko korzeniących się kultur (burak, lucerna, chmiel, wino itp.) radzi pogłębienie, ale tylko w średniozwięzłych i lekkich glebach, nawet do 1,80 m. Dla łąk zaleca głębokość 0,80 m do 1,10 m, przyczem na północnej płaszczynie tylko 0,60 m, w południowych górach zaś 1,30 m. Instrukcja niemiecka wprowadza nowe pojęcie: „przykrycie drenów”, które w polach ornych dla zbieraczy winno wynosić przynajmniej 80 cm, dla sączków przynajmniej 70 cm.

Wcześniejsza od niemieckiej, instrukcja czeska, tym się różni od niemieckiej, że dla piasków zaleca drenowanie zupełnie płytkie: 0,80 do 1,10 m. Poza tym, przy określeniu głębokości drenowania, dzieli grunty według okolic na: 1) buraczone, 2) zbożowo-ziemniaczane, te ostatnie znowu na gleby: a) pochodne, b) pierwotne. Zaleca w okolicach buraczanych dla ilów i glin b. ciężkich (powyżej 60% cząstek do 0,01 mm) głębokość 0,90 do 1,10 m, dla glin ciężkich i średniozwięzłych 1,00 m do 1,30 m, dla lekkich (do 25% cząstek < 0,01 mm) — 0,80 m do 1,20 m. W okolicach zbożowo-ziemniaczanych dla gleb pochodnych, w zależności od ich zwięzłości, od 0,80 m do 1,30 m, dla gleb pierwotnych: 0,80 do 1,10 m. Dla łąk i pastwisk 0,80 m do 1,00 m.

Również i nasze ubogie doświadczalnictwo potwierdza wyniki stacji zagranicznych. Wyniki

doświadczeń stacji drenarskiej w Kościelcu, założonej na glebach średniozwięzłych (w podłożu glina piaszczysta lub średnociężka), przeprowadzonych w ciągu 6 lat (1926—1931) i ogłoszone w Nr 3/1936 r. „Przeglądu Melioracyjnego”, wykazuje jako średnią różnicę roczną in plus przy drenowaniu na głębokość 1,00 m, w porównaniu z drenowaniem na 1,25 m: dla mieszanki nawożonej 0,56 q/ha, nienawożonej 1,40 q/ha, buraków cukrowych nawożonych 22,6 q/ha, nienawożonych 16,9 q/ha, pszenicy ozimej nawożonej 0,91 q/ha, nienawożonej 1,65 q/ha, jęczmienia nawożonego 0,31 q/ha.

Dawniej twierdzono, iż głębokość drenowania 1,25 m jest potrzebna z następujących powodów: 1) zarastania drenów korzeniami roślin przy płytszym drenowaniu, 2) dla zabezpieczenia przed zamarzaniem rur drenarskich, 3) poziom wody w gruncie na głębokości minimum 1,25 m odpowiada najbardziej roślinom uprawianym. Wszystkie te twierdzenia obecnie nie wytrzymują krytyki.

Ad 1). W ciągu dwunastoletniej pracy w Państwowym Banku Rolnym, jako inspektor i kierownik referatu technicznego pożyczek melioracyjnych, zwiedziłem kilkadziesiąt (przeszło 500) obiektów drenarskich. W zarośnięciach drenów korzeniami, jakie widziałem, olbrzymią przewagę stanowiły: zarośnięcia korzeniami drzew, przeważnie przydrożnej wierzby, korzeniami koszczyki (skrzypu), perzu, czasami innych chwastów. Zarośnięcia te zachodziły przy różnych głębokościach drenowania, zarówno płytkich, jak i głębokich. Niemiecka „Dränanweisung” mówi: „czy niebezpieczeństwo zarastania przy płytkim drenowaniu jest znacznie większe, niż przy głębokim, to jest kwestia jeszcze niewyjaśniona”. W każdym razie Niemcy wolą raczej narazić się na wątpliwe zarośnięcie, niż drenować ility i ciężkie gliny na głębokości większe niż 0,80 m do 1,00 m. Podobnie i Czesi dla okolic buraczanych w glebach najcięższych (powyżej 60% cząstek < 0,01 mm) dają głębokości 0,90 m do 1,10 m, a w glebach najłżejszych 0,80 m do 1,00 m. Aczkolwiek Niemcy dla gleb średniozwięzłych i lekkich, przy uprawie głęboko korzeniących się upraw, zalecają głębokości większe, to jednakże czynią to bynajmniej nie z obawy zarastania. Modne do niedawna twierdzenie, że korzenie buraków są specjalnie niebezpieczne dla drenów jest, moim zdaniem, jeżeli nie fikcją, to przesadą. Ja sam takich wypadków nie widziałem. Przekonanie o niebezpieczeństwie buraków dla drenowania ustaliło się w czasach, kiedy w majątkach drenowano grunt orny bezpośrednio pod buraki. Aczkolwiek buraki, wskutek drenowania, procentowo biorąc, dają przyrost mniejszy, niż uprawy kłosowe, to jednakże, dzięki dużej różnicy w cenie płaczonej za buraki i za zboże, przyrost ten w burakach przedstawiał daleko większą wartość pieniężną niż przyrost w zbożach kłosowych. Buraki jednak, posadzone bezpośrednio na dopiero co zasypianych drenach, w luźnej ziemi zapuszczają korzenie głęboko, a robiły to tym bardziej, że ziemia świeżo usypana nad drenami, pozbawiona wskutek tego w dużym stopniu kapilarności, była dla buraków za sucha. Powodowało to zarastanie korzeniami buraczanymi rurek drenarskich, we-

wnątrz których, lub pod którymi, była wilgoć, poszukiwana przez korzenie. Niebezpieczeństwo to jednak nie istniało, o ile przy sadzeniu buraków pasy ponad drenami były opuszczone, albo gdy buraki były sadzone dopiero na trzeci rok po drenowaniu, kiedy nasypała ziemia na drenach zdążyła się uleżyć.

Ad 2). Niebezpieczeństwo zamarzania drenów. Inż. Vetulani w podręczniku swym podaje głębokości zamarzania ziemi: dla Warszawy 1,04 m, Suwałk 1,18 m, Łomży i Torunia 1,11 m itd. Według danych, zebranych przez Zarządy Wodociągów Miejskich, głębokość zamarzania jest jeszcze większa. Jednak ugniecione i przykryte kamieniami ulice miejskie zamarzają znacznie głębiej, niż pola ze zruszoną glebą i łąki pokryte darnią. Według danych czeskich, w roku najcięższej zimy 1928/29, na Morawach gleba orna przemarzła do 50 cm, wyjątkowo do 80 cm, na łąkach do 30 cm, wyjątkowo do 50 cm, a ówczesne mrozy na Morawach przewyższały zwykłe mrozy nawet Wileńszczyzny, nie tylko swą wielkością, ale i swą długotrwałością (Prof. Turczynowicz „Inżynieria Rolna” Nr 1/1932). Sam stwierdziłem w końcu marca 1929 r., a więc w czasie trwających jeszcze mrozów, w powiecie Łowickim i Sochaczewskim zamarznięcie na polu niedrenowanym do 90 cm, na drenowanym zaś: w podoranym żytnisku 68—70 cm, w buraczysku 65 cm. W obu wypadkach były to gliny ciężkie, przypuszczalna zawartość cząstek < 0,01 mm ca 50%. W r. 1918—1919 przez Ziemiańskie Towarzystwo Melioracyjne, wykonane zostało drenowanie w majątku Krośnicza Wola pod Grodziskiem. Teren — zupełna równina, jaką rzadko na polach ornych się spotyka, gleba — głęboki czarnoziem bagieny. Drenom nadawano sztuczne spady, zbieracze założone zostały na głębokościach 1,10 m — 1,40 m, sączki według projektu miały mieć w górze 80 cm, w rzeczywistości przy wykonaniu często zostały spłycone do 70 cm. W majątku tym po 1929 r. nie byłem, natomiast spotkany w 1940 r. właściciel Krośniczej Woli oświadczył mi na moje zapytanie, że dreny wskutek mrozów w 1928/1929 r. nic nie ucierpiały. Zresztą nie zdaje sobie sprawy, jak dalece zamarznięcie ziemi do głębokości założenia rurki, może być dla tej rurki szkodliwe: w czasie mrozów, dreny, poza rzadkimi wypadkami ujęcia źródła, wody pełnym przekrojem nigdy nie prowadzą, nie mogą więc doznać uszkodzenia marznącą w niej wodą. Rurki źle wypalone, lub wypalone ze złego materiału, łuszczą się na mrozie. Na rurki dobre mróz nie działa. Wydaje się pewnikiem, że zalecona w naszych publikacjach, instrukcjach i wszystkich podręcznikach melioracyjnych, średnia głębokość drenowania 1,25 m, w obawie przed mrozem, wydaje się być opartą na przesłankach, najzupełniej nieistotnych.

Ad 3). Twierdzenie, że obniżenie poziomu wody do 1,25 m jest dla roślin uprawnych konieczne, i to generalnie dla wszystkich gleb, jest obecnie już tak nieaktualne, że kontrargumentacji nie wymaga.

W projekcie instrukcji drenarskiej projektuje głębokości trochę większe, niż instrukcje niemiecka i czeska: dla łąk i pastwisk 0,9 m do 1,0 m

(czeska 0,8 — 1,1, niemiecka dla łąk nawet od 0,6 m); dla gleb ornych zwięzłych i średnio-zwięzłych 1,0 m do 1,1 m (czeska 0,8 m — 1,2 m, niemiecka 0,8 m — 1,1 m), dla gleb gliniasto-piaszczystych i piaszczystych 1,10 m do 1,25 m (czeska 0,8 — 1,2 m, niemiecka 1,2 — 1,3 m). Proponując głębokości cośkolwiek większe, kieruję się doświadczeniem ze swojej praktyki; rzadko udawało mi się widzieć drenowanie wykonane do głębokości projektowanej; bez względu na to, czy robotę wykonywała firma solidna i zamożna, czy prowincjonalny majster; przeważnie układano dreny o kilka lub dziesięć centymetrów płycej, niż przewidywał projekt.

Dla pól ornych w okolicach buraczanych proponuję głębokości drenowania: gleby b. ciężkie 1,00 m, gleby ciężkie i średnio-zwięzłe 1,00 — 1,20 m, gleby gliniasto-piaszczyste i piaszczyste 1,25 m. W razie konieczności drenowania pól pod chmielniki i lucernę, proponuję głębokość 1,40 m, przy odpowiednim zabezpieczeniu styków przed zarastaniem korzeniami.

Poza tym proponuję wprowadzenie do instrukcji polskiej przepisu wziętego z instrukcji niemieckiej: przestrzegać należy, ażeby przykrycie zbieraczy (od zewnętrznej krawędzi górnej ścianki licząc) wynosiło przynajmniej 0,8 m, zaś dla sączków zakładanych ze sztucznym spadem, w górnych częściach, wyjątkowo przynajmniej 0,7 m.

Rozstawa sączków.

Instrukcja Ministerstwa Rolnictwa z 1925 r. uzależnia rozstaw od procentowej zawartości cząstek spławialnych w analizie mechanicznej, tj. cząstek kategorii I, mniejszych od 0,01 mm. Prof. Skotnicki, jedyny w Polsce meliorator, obdarzony dużą intuicją, jeszcze w 1910 r. przy wyznaczaniu rozstawy brał do rachunku nie tylko cząstki kat. I, lecz i $\frac{1}{2}$ cząstek kat. II, tj. o średnicy 0,01 do 0,05 mm. W praktyce, na robotach wykonywanych przez Krajowe Tow. Melioracyjne, które system prof. Skotnickiego przejęło, nie widziałem zamoklin, spowodowanych zbyt rzadką rozstawą, natomiast na robotach innych, wykonywanych zgodnie z instrukcją Ministerstwa Rolnictwa, za rzadką rozstawą była zjawiskiem dość częstym na glebach ciężkich i średnio-zwięzłych.

Znacznie później, bo w 1931 r., czeska instrukcja przejęła częściowo punkt widzenia Skotnickiego. Wyznaczając normy rozstaw dla poszczególnych gleb, dzieli ona te gleby na dwie grupy, w zależności od tego, czy cząstek kat. II jest więcej niż 20%, lub mniej niż 20%. Pierwsza grupa gleb otrzymuje rozstawy węższe, druga szersze. Późniejsza instrukcja niemiecka prawie w całości poszła po linii koncepcji prof. Skotnickiego, wprowadzając — jako wytyczną do wyznaczenia rozstaw — procentową zawartość w glebie cząstek do 0,02 mm. Przeliczywszy to, otrzymamy, że cząstki do 0,02 mm stanowią I kateg. + $\frac{1}{4}$ kategorii II, czyli formułkę prawie identyczną z formułką Skotnickiego: I kat. + $\frac{1}{2}$ kat. II.

Wyznaczywszy rozstawy dla różnego typu gleb, przy głębokościach drenowania 1,25 m i 1,00 m.

według Skotnickiego, instrukcji niemieckiej i instrukcji Ministerstwa Rolnictwa, otrzymamy:

	głębokość 1,25 m	głębokość 1,00 m
głina bardzo ciężka, 71,26 % kat. I, 20,64 % kat. II		
Skotnicki	9,1	7,9
instr. niemiecka	9,2	7,9
polska (Minist. Roln.)	10,3	
gleba gliniasta, 45,94 % kat. I, 18,08 % kat. II		
Skotnicki	12,4	10,5
instr. niemiecka	12,4	10,2
" polska	13,0	
gleba piaszczysto-gliniasta, 35,48 % kat. I, 15,04 % kat. II		
Skotnicki	14,4	12,4
instr. niemiecka	14,8	11,8
" polska	15,0	
gleba gliniasto-piaszczysta, 20,76 % kat. I, 27,58 % kat. II		
Skotnicki	16,2	14,2
instr. niemiecka	19,3	16,5
" polska	18,0	
gleba piaszczysta, 12,44 % kat. I, 2,14 % kat. II		
Skotnicki	20,6	18,1
instr. niemiecka	24,5	21,0
" polska	19,6	

Skład gleb powyższych wzięty z sondowań i analizy mechanicznej do projektów już wykonanych. Rozstawę niemiecką wybrałem z wykresu instrukcji niemieckiej, rozstawę wg Skotnickiego, z wykresu używanego w Krajowym Tow. Melioracyjnym.

Jak z zestawień powyższych wynika, rozstawy Skotnickiego przy głębokościach 1,25 m są identyczne z rozstawami niemieckimi na glebach ciężkich, aż do piaszczysto-gliniastych włącznie. Rozstawy wg instrukcji Ministerstwa Rolnictwa są dla tych gleb średnio o 1 m za duże. W glebach lekkich (gliniasto-piaszczystych i piaszczystych) rozstawa niemiecka jest o 3—4 m szersza od rozstaw Skotnickiego, natomiast rozstawa według instrukcji Ministerstwa Rolnictwa jest dla gleb gliniasto-piaszczystych pośrednią między rozstawą Skotnickiego i niemiecką, dla gleb zaś piaszczystych jest najmniejszą.

Rozstawy Skotnickiego przy głębokościach 1,00 m są podobne do rozstaw niemieckich dla gleb ciężkich do piaszczysto-gliniastych włącznie i różnice wynoszą ułamki metra. Natomiast różnice są większe, podobnie jak i przy głębokościach 1,25 m, w glebach lekkich i wynoszą 2,3 — 2,9 m. Instrukcja polska nie daje rozstaw dla drenowania przy głębokości 1,00 m.

Instrukcja czeska dla gleb ciężkich i średnio-zwięzłych daje rozstawy węższe od Skotnickiego i niemieckich, natomiast na gruntach piaszczystych daje rozstawy szerokie, powyżej 20 m, a więc zbliżone do niemieckich.

Ogólną tendencją zarówno niemieckiej jak i czeskiej instrukcji, w porównaniu z instrukcją polską, jest zgęszczanie rozstaw na glebach ciężkich i średnio-zwięzłych, rozszerzanie rozstaw na glebach lekkich i piaszczystych.

Proponuję do użycia polskiego zastosować wykres dla określenia rozstawy drenów, w zależności od wyników analizy mechanicznej gleby, za-

wartej w niemieckiej „Dränanweisung”, stosując jednak, jako miarodajną, sumę cząstek kateg. I (do 0,01 mm) plus $\frac{1}{2}$ cząstek kateg. II (od 0,01 do 0,05 mm), zamiast wskazanych w instrukcji niemieckiej cząstek do 0,02 mm. W wyniku powyższego otrzymamy rozstawy prawie identyczne z rozstawami niemieckimi.

W sprawie drenowania ziem piaszczystych instrukcja niemiecka zaleca bardzo daleko idącą powściągliwość i ostrożność w drenowaniu regularnym tych ziem. Jeżeli spojrzymy na jakiś projekt drenarski niemiecki z lat ostatnich, to zobaczymy na nim dużo miejsc pustych, niezdrainowanych, lub zdrainowanych o rozstawie nawet 60 metrów, albo też duże przestrzenie, zdrainowane pojedynczymi rurociągami, idącymi brzegiem lub środkiem pola, aczkolwiek pola te, zgodnie z dokonanymi sondowaniami były zabagnione. U nas postępowało inaczej: projektodawca „krajal” całe pole podmokłe systematycznie sączkami o rozstawie 18 lub 20 m, protesty chłopów przeciwko drenowaniu piasków były przeważnie odrzucane zarówno przez wykonawców, widzących w tym utrudnienie w robocie i zmniejszenie zarobków, jak i przez kontrolerów Banku Rolnego. Nie wiedzieliśmy, że można inaczej, a nie było nikogo, kto by nas pouczył. Ministerstwo Rolnictwa milczało, wtedy, kiedy za granicą już znaleziono inne podejście do tej sprawy. Skutki nie dały długo na siebie czekać. Po kilku latach zaczęły napływać do Państwowego Banku Rolnego podania o oddłużenia, z tytułu niepotrzebnego zdrainowania piasków; petenci podkreślali, że z wylotów już dawno woda nie idzie, a w gruncie wody nie znajduje się nawet na dużych głębokościach poniżej drenów.

Czasami zdarzały się wypadki odwrotne. Pamiętam, wpłynął do Banku Rolnego projekt drenowania gruntów spółki wodnej „Kuznica Wielka” (czy też „Kuznica Stara”) w pow. Cstrzesczowskim. Projekt ten odrzuciłem, gdyż na przestrzeni kilkuset hektarów ani jedna sonda nie wykazywała śladów gliny. Projekt ten wpłynął do Banku, zbadany i zatwierdzony przez Urząd Melioracyjny, jak zresztą wszystkie projekty z Foznańskiego.

W następstwie odrzucenia projektu, zjechała do Banku delegacja spółki (sama drobna własność) z prośbą, aby jednak pożyczki im udzielić i projektu nie odrzucać, gdyż grunty ich są podmokłe i drenowania wymagają. Pojechałem na grunty i po przesondowaniu całego terenu, stwierdziłem, że rzeczywiście wszędzie jest tylko piasek. Natomiast na udzielenie pożyczki zgodzić się musiałem, gdyż wszędzie znalazłem wodę na głębokości od 40 do 80 cm; pola spółki zostały systematycznie wydrenowane, przy rozstawie, zdaje się, 20-metrowej. Niestety, na Spółce, po wykonanym drenowaniu już nie byłem i stwierdzić nie mogłem, jak dalece było tam potrzebne, lub niepotrzebne systematyczne drenowanie.

W Niemczech do drenowania, szczególnie ziem lekkich, piaszczystych, używano różdżkarzy. Nie będę o tym mówił, gdyż w praktyce tego nie widziałem. O różdżkarzach wspominał kiedyś na zebraniu Koła Melioracyjnego w Stowarzyszeniu Techników — prof. Skotnicki, sprawę „różdżki” i jej stosowania w Niemczech omawiał, w jednym

z numerów „Inżynierii Rolnej”, inż. Zdzisław Mann. W r. 1925, dr Claus, radca rolnictwa i inżynier melioracyjny, opatentował w Niemczech system drenowania za pomocą różdżki. Taki poważny autorytet, jak dr Zunker z Wrocławia, do sprawy różdżkarstwa przy drenowaniu, odnosił się wówczas pozytywnie. Rozumowanie Claus'a było następujące: woda spływa pod powierzchnią miejscami przepuszczalnymi, tworząc stopniowo regularne żyły wodne. O ile w żyłach tych dopływ jest większy, niż odpływ, to nastąpi zabagnienie. Ustalając za pomocą różdżki położenie i kierunek tych żył wodnych, Claus ujmuje je za pomocą jednego, lub kilku rurociągów, które mają kierunek i położenie nieregularne, łamane itp. Jest to znacznie tańsze, niż drenowanie systematyczne. Dr Claus zresztą od tego sposobu wyklucza gleby równomiernie zwarte, które należy dalej drenować systematycznie i to, zdaniem Claus'a, gęściej, niż dotychczas.

Analizę mechaniczną i chemiczną gleby instrukcja niemiecka traktuje raczej jako zabieg pomocniczy, lecz nie obowiązkowy. Wyznaczenie rzystawy instrukcja niemiecka pozostawia technikowi, dokonywującemu sondowania i badania gleby, w zależności od wielu czynników. Wymaga to jednak dużej inteligencji i dużego doświadczenia tej technika, bezwątpienia, że po dłuższej praktyce dojść można do tego, że na zasadzie samego dotyku i powonienia, oglądając próbkę gleby, określić można należytą rozstawę z dokładnością do 1 metra; takich jednak inżynierów w Polsce policzyć można na palcach jednej ręki. Stosując instrukcję niemiecką, do sondowań i badania gleby posyłać należałoby wybitnie doświadczonych drenarzy, podczas gdy opracowanie projektu wymaga tutaj już mniejszego doświadczenia. U nas było i jest odwrotnie. Sondowanie zleca się „zdjęciarzowi”, którego często cała wiedza polega na umiejętności obchodzenia się z niwelatorem gerlachowskim, projektowanie zaś, jako rzecz „trudniejszą”, oddaje się inżynierowi. Dlatego też uważam, że na długo jeszcze dla określenia rozstawy drenów posilkować się trzeba będzie wynikami mechanicznej i chemicznej analizy gleby.

W dalszym ciągu mojego projektu instrukcji proponuję zmniejszenie rozstaw opartych na wyniku analizy gleby o 10%, o ile teren zmusza nas do projektowania drenowania podłużnego, jakoteż przyjęcia zasady, że z reguły stosować należy drenowanie poprzeczne przy spadkach terenowych powyżej 10‰. Że drenowanie poprzeczne działa intensywniej, szczególnie w pierwszych latach, o tym już dawno Niemcy wiedzieli, u nas natomiast prawda ta dotychczas nie znalazła pełnego prawa obywatelstwa. Prof. Turczynowicz, rozpatrując instrukcję czeską i jej zalecenia płytszego drenowania, pisał: „jak wiadomo, w ciężkich glebach drenowanie w pełni działa dopiero po upływie 6—10 lat, t. j. po rozkruszeniu i przewietrzeniu całej gleby”. Ale niedziałanie drenowania w pierwszych latach powodowane było nie tylko zbyt głębokim drenowaniem, ale również zbyt podłużnym drenowaniem. Kilkakrotnie stwierdziłem, że tam, gdzie na żyłach lub gniazdach bardzo zwartej gliny (w pow. Łódzkim i Grójeckim) były zamokli-

ny, a odkopany sączek wody nie prowadził, aczkolwiek założony był najzupełniej prawidłowo, to, niezależnie od zbyt wielkiej głębokości, sączek taki zawsze był poprowadzony podłużnie, t. j. z największym spadem terenowym, a nie w poprzek, lub ukośnie do spadku. Jeżeli sączek szedłby ukośnie do spadku, to zarówno woda powierzchniowa, jak i gruntowa, która również przeważnie ma tendencję do płynięcia w kierunku równoległym do spadku terenowego, — z łatwością przedostałaby się do drenów przez ziemię zruszoną, świeżo nasypaną w rowki drenarskie, choćby nawet dreny były założone głęboko i choćby nierozkuszona i nieprzewietrzona gleba między rurociągami była bardzo nieprzepuszczalna. Nie możemy czekać 6 czy 10 lat na pełne skutki drenowania. Drenowanie winno się amortyzować całkowicie w ciągu 5—6 lat. Należy przeto drenować płyciej i poprzecznie.

Przed 1930 r. prawie wszystkie drenarki w Małopolsce Zachodniej i Środkowej wykonywał ś. p. inż. Stobiecki. Z pewnym uporem nie robił on nigdy analizy gleby, lecz stosował zawsze rozstaw 8 metrów. Na perswazję moje i ś. p. inż. Limanowskiego odpowiadał stale, że Biuro Melioracyjne Galicyjskiego Wydziału Krajowego wypraktykowało już dawno, że rozstawy szerszej niż 8 m w Małopolsce stosować nie można, że w wielu wypadkach te 8 m okazały się za szerokie. Później w Małopolsce zaczęli drenować: inż. Marian Czerwiński i inż. Hendzel, młodzi, a więc mniej konserwatywni. Stosowana przez nich rozstawa szersza 9—11 m, na glebach tych samych, lub zbliżonych do gleb drenowanych przez inż. Stobieckiego, złych wyników nie dawała, zamoklin nie było, a jeżeli były, to bardzo rzadko, rzadziej, niż w Województwach Centralnych. Podpatrywanie i porównywanie tych robót doprowadziło mnie do jedynej konkluzji: inż. Czerwiński i inż. Hendzel drenowali bardziej poprzecznie niż inż. Stobiecki, w projektach którego nazbyt często widziało się sączki poprowadzone ze spadem powyżej 90‰. Wówczas przekonałem się naocznie, jak dalece Poznańczycy mieli rację, projektując stale poprzecznie. Nie należy jednak wpadać w przesadę. Na projektach niemieckich i poznańskich widziało się często sączki zaprojektowane dokładnie wzdłuż jednej warstwy, bez żadnego spadku naturalnego, a czasami nawet pod włos, z odwrotnym spadkiem terenowym. W wyniku tego takie projektowanie powoduje konieczność nadawania sączkom sztucznego spadku i zbytniego spłycenia sączków u góry, jakoteż prowadzenia sączków z minimalnym spadkiem, co na działaniu ich potem fatalnie się odbijało. Inżynierowie, którzy pracowali podczas wojny w niemieckich Urzędach Gospodarki Wodnej, również traktowali tę sprawę zanadto przesadnie. Męczyli oni biednych projektantów stałym żądaniem zmian kierunków sączków, aby były bardziej poprzeczne, aby szły bardziej dokładnie wzdłuż warstw.

Nie należy być „plus catholique, que le pape”. Najlepszym kierunkiem dla sączków w terenie o spadach od 10‰ do 100‰ jest kierunek pod kątem 45° do warstw, czyli skośne drenowanie. Przy spadach poniżej 10‰ przejść należy, moim

zdaniem, na drenowanie bardziej podłużne, na glebach zaś z kurzawką — całkowicie podłużne. Przy spadach powyżej 100‰ należałoby stosować drenowanie bardziej poprzeczne niż pod kątem 45°. Różnica pomiędzy drenażem poprzecznym, a podłużnym, jest tak duża, że zmniejszenie rozstawy przy drenowaniu podłużnym nawet o 15%, moim zdaniem, jej nie wyrównywuje. Ze względu jednak na to, że niemiecka instrukcja zaleca tylko 10% zmniejszenia, jak również ze względu na prawdopodobny sprzeciw ze strony kolegów melioratorów, proponuję tylko 10%-owe zmniejszenie.

Następnie godnym zalecenia jest zmniejszenie rozstaw o 5% do 20%, o ile analiza wykazała większą zawartość żelaza w glebie w kurzawkach o 10%, oraz przy opadach większych niż 600 mm. Ponieważ jednak opady większe niż 600 mm są u nas tylko na podgórzu, przeto przy istniejących tam dużych spadach terenowych znacznie więcej wody spływa powierzchniowo niż na równinach z mniejszym opadem. Poza tym różnica pomiędzy dużymi opadami (powyżej 600 mm) i średnimi, skupia się w większej części w miesiącach wegetacyjnych, kiedy większy opad pochłaniany bywa przez rośliny i nie przyczynia się do nadmiernego zawilgocenia gruntu. Tak na przykład, różnica pomiędzy opadami Cieszyńska a Warszawy, wynosząca: 1020 — 541 = 479 mm w 67% rozłożona jest w miesiącach od kwietnia do sierpnia włącznie (w tych miesiącach Cieszyń ma średnio 620 mm, zaś Warszawa 300 mm). Jak wynika z powyższego, większe opady przeważnie na potrzebę zgęszczenia rozstaw wpływu mieć nie powinny. O ile jednak będziemy drenować w strefie większych opadów i wyjątkowo mieć będziemy pole o spadkach poniżej 30‰, to wskazanym jest, moim zdaniem, rozstaw zgęścić o 5% na każde 100 mm opadu powyżej 600 mm.

Rozstaw otrzymaną w wyniku analizy mechanicznej gleby należałoby zwiększyć: 1) w razie zawartości powyżej 5% do 20% CaCO_3 w gruncie drenowanym, — do 10% na glebach zwięzłych i o 10% do 20% na glebach piaszczysto-gliniastych, 2) w razie spadku terenu w granicach od 30‰ do 100‰ rozstaw proponuję zwiększać o 5%, przy spadkach większych niż 100‰ — o 10%; zwiększania rozstaw z tytułu dużych spadów nie należy uwzględniać w obszarze większych opadów niż 600 mm, 3) rozstaw należy zwiększyć przy występowaniu w gruncie żył piasku, których obecność w większej ilości może w ogóle zakwestionować celowość wykonania systematycznego drenowania, 4) przepisane normy rozstaw należy zwiększyć przy drenowaniu łąk od 30% (na łąkach i glinach powyżej 60% cząstek kateg. I) do 100% (na glebach piaszczystych, poniżej 20% cząstek kateg. I). Dla pastwisk odnośne zwiększenia wynieść winny od 10% do 60%.

Spadki rurociągów.

Minimalny spadek drenów dla gleb bezkurzawkowych i bezżelazistych proponuję pocztawić ten sam, co dotychczas, t. j. 3,5‰ dla drenów o świetle i 4 cm i 2,5‰ dla rur o świetle 5 cm. Natomiast dopuszczalny dotychczas minimalny spadek dla zbieraczy o świetle od 7,5 cm wzwyż, t. j. 2‰,

proponuję pozostawić tylko dla kalibrów 7,5 cm i 10 cm, dla rur zaś większych dozwoląć spadek 1,5‰. Spadek taki w praktyce wykonać się da, a szybkość przy nim w rurze o świetle 12,5 cm wyniesie 26 cm/sek. (wg Kuttera), a więc znacznie więcej niż szybkość przy dozwolonych spadkach 3,5‰ i 2,5‰ dla rur o świetle 4 cm i 5 cm, która wynosi 15 cm/sek. i więcej niż szybkość w rurze o świetle 10 cm, przy spadzie 2‰, która wynosi 24 cm/sek. Dla rur o świetle powyżej 20 cm można z powodzeniem stosować nawet spadek 1,0‰, gdyż zachodząca tutaj możliwość wadliwego, bez spadu, ułożenia jednej lub dwóch rur istotnym niebezpieczeństwem nie grozi, wobec dużej przeciętnej szybkości w całym rurociągu, wynoszącej 30 cm/sek.

Co się tyczy maksymalnych spadów dla poszczególnych kalibrów, t. j. wywołanych przez nie maksymalnych szybkości wody w rurociągach, to dotychczas obowiązujące instrukcje Ministerstwa Rolnictwa nic o tym nie mówi. W praktyce starano się o to, aby maksymalna szybkość wody nie przekroczyła 1 m/sek. Niemiecka instrukcja mówi o maksymalnej szybkości 1,0 do 1,5 m/sek., nie wyjaśnia jednak zupełnie, kiedy można zastosować 1,0 m/sek., a kiedy 1,5 m/sek., a rozpiętość przecieź bardzo duża. „Dränanweisung” dopuszcza nawet większe szybkości, pod warunkiem opapowania styków.

Dla szybkości tak wielkich niema faktycznie usprawiedliwienia. Dlatego też proponuję zachować dotychczas przyjętą granicę 1 m/sek.

Dla obliczenia szybkości należy używać formuły Kuttera, która daje szybkości cośkolwiek mniejsze, niż dotychczas używana Eytelwein-Vincent'a.

K u r z a w k a.

W kurzawkach proponuję środki zaradcze, które w dotychczasowej praktyce naszej stosowane były: zwiększenie kalibrów, spadów, papowanie lub okładanie styków dren mchem, sieczką, igliwem, studzienki co 500 metrów. Celowość studzенок była kwestionowana. Prof. Turczynowicz pisał „o smutnej praktyce studzенок kontrolnych i zbiorczych”, prof. Zakaszewski w ogóle ich nie uznaje, gdyż nie wspomina o studzienkach w swoim podręczniku. Jednak zalecają je zarówno instrukcja czeska, jak i niemiecka. Z praktyki przekonałem się, że nie odpowiadają swemu celowi studzienki wgłębne, pod terenem. Rolnik nie kwapi się z ich odkopywaniem i czyszczeniem, przeważnie nawet nie wie, gdzie się znajdują. Natomiast zdała egzamin studzienka kontrolna i zbiorcza, wyprowadzona ponad teren, stosowana w Poznaniu, pod warunkiem, że ma przykrycie i jest zamykana na klucz. Chłop, wiedząc gdzie ona się znajduje, z samej ciekawości od czasu do czasu ją otworzy i z piasku wyczyści, o ile w dodatku konieczność tego przedtem mu się wytlomaczy.

W kurzawkach stosować należy sączki o świetle 5 cm i zbieracze od 7,5 cm. Spadek dla sączków najmniej 10‰, w razie potrzeby — sztuczny. Spadek dla zbieraczy taki, aby szybkość wody w rurze wynosiła przynajmniej 35 cm/sek.

Gleby żelaziste.

Przy drenowaniu gleb żelazistych instrukcja niemiecka zaleca: sączki o świetle rur 5 cm, dla zbieraczy od 8 cm, spadek dla sączków minimum 4,5‰, długość sączków najwyżej 100 m. Instrukcja czeska idzie dalej: sączki 6,5 cm, spadek min. 5‰, długość sączków 60 m.

We wszystkie te środki ja osobiście nie wierzę. Zatamowanie wody w rurach, wywołane złoгами związków żelaza, następuje niezależnie od kalibru rur i niezależnie od spadku. Złogi te powstają wskutek utleniania związków żelaza, czy też wskutek procesów bakteriologicznych, i na procesy te potrzeba pewnego czasu i powietrza; dlatego też złogi tworzą się w zbieraczach, a w sączkach tylko wtedy, o ile są one bardzo długie. W świetle powyższego niecelową wydaje się rada, aby rurki układać w łożysku, utworzonym z wrzósów lub mchów. Związki żelaza jakoby osiadają wtedy w obrębie łożyska, a do rurki dostaje się czysta woda. Złogi związków żelaza nie tworzą się przy wejściu do rurki sączka, lecz znacznie niżej, przeważnie w zbieraczu, po przepłynięciu dłuższej przestrzeni. Dopiero po zupełnym zatkaniu się zbieraczy, złogi zaczynają się tworzyć w krótkich sączkach.

Instrukcja niemiecka otwarcie mówi, że dotychczas nie zbadano, jakie środki są celowe dla zapobieżenia lub zmniejszania złożeń żelaza: zamknięcie dostępu powietrza przez zatapianie wyłotów, stosowanie połączeń dolnych i bocznych, zamiast górnych, wprowadzanie bakteriobójczych materiałów do rurek (opilki miedzi, lub drut miedziany i t. p.).

Sam widziałem dreny zatkane złoгами związków żelaza wiele razy. Szczególnie pamiętam obiekt Opypy w pow. Błońskim, Chełmno w pow. Kaliskim i Walenczów, czy którąś z pobliskich spółek w pow. Częstochowskim. W Opypach drenowanie badali i naprawiali prawie wszyscy inżynierowie Banku Rolnego, w końcu każdy przyznał się, że jest bezradny. Jak dalece technika w powyższej sprawie była bezradna, dowodzi najlepiej artykuł prof. Turczynowicza w „Inżynierii Rolnej” Nr. 1/1927. Cytuję wyjątki: „Więcej natomiast złożeń będzie osiadało w drenach z gruntów o wydzielających się związkach żelaza, w których też zaleca się stosowanie rurek 4-centymetrowych (prócz innych środków ostrożności, jak zwiększanie spadków, zanurzanie wyłotów w wodę i t. d.)”. W dalszym ciągu: „natomiast rurki 4-centymetrowe mogą być stosowane nadal bez obawy o skutki drenowania na glebach lżejszych, o spadkach większych oraz na glebach, na których można się spodziewać osadzeń żelaza. W sprawie kalibru sączków jest to rada wprost przeciwna zaleceniom instrukcji czeskiej, która wyszła zaledwie cztery lata później.

Wiemy, że osady żelaza po pewnym czasie, w kilka lat po odwodnieniu, znikają. W Niemczech, po dwukrotnym lub trzykrotnym przedrenowaniu gruntu, rurki były czyste. Nas nie stać na trzykrotne drenowanie, dlatego też proponuję ziem żelazistych nie drenować w ogóle, a na-przód spóbować je odżelazić gęstą siecią rowów.

Po kilku latach, wg wszelkiego prawdopodobieństwa, będzie można rowy zastąpić drenami.

Instrukcja niemiecka wspomina o możliwości drenowania gleb żelazistych rurkami szklanymi. Nie wyobrażam sobie jednak sączków szklanych, umożliwiających osączenie się wody. Styki w rurkach szklanych będą albo bardzo ściśle, woda wtedy przesączać się nie będzie, albo zrobione źle, wichrowate, z dużymi szparami, przez które przedostający się piasek wkrótce zapiaszczy drewny. Ponieważ jednak złoży żelaza tworzą się dopiero w zbieraczach, a nie w krótkich sączkach, przeto celowym wydawałoby się zastosowanie nadal rurek glinianych dla sączków, a szkła dla zbieraczy, które służyłyby wyłącznie dla odprowadzania wody do wylotu. W tym wypadku należałoby wzdłuż zbieraczy prowadzić sączki w odległości $\frac{1}{2}$ rozstawy. Rurki szklane nadawałyby się bardziej do drenowania gleb żelazistych, niż rurki gliniane, gdyż mając ścianki gładkie, a nie chropowate, nie powodują zatrzymywania się złogów żelaza, które przyczepiają się do ścianek chropowatych rurek glinianych.

Długość sączków.

Proponuję pozostawienie dawnego przepisu o maksymalnej długości sączków 200 m.

Połączenia.

Proponuję nowy przepis, aby połączenia sączków ze zbieraczami w piasku i w kurzawce były oprócz oskuropowania również zacementowane. Przepis ten wziętem z praktyki. Mógłby on być niezastosowany przy połączeniach w piasku, o ile połączenia te byłyby wykonywane prawidłowo i rurki dobrze dotarte. Ale połączenia dobrze wykonane widziałem tylko w Małopolsce, u majstrów starej szkoły Biura Melioracyjnego Wydziału Krajowego. W Centralnych Województwach, a szczególnie w Poznańskim (o Pomorzu już nie mówiąc), były one wykonywane dość niedbale przez wybite uderzeniami młotka mniej lub więcej nieregularnej dziury w sączku i zbieraczu i ułożeniu tych dziur na siebie. Jedynie przez należyte oskuropowanie i ocementowanie takich połączeń zapobiegnie się zapiaszczeniu i zatłokowaniu rurek. Cementowanie radziłbym stosować nawet na glebach zwięźlejszych, aczkolwiek projekt instrukcji o tym nie mówi. W przeciwnym razie, naszych układaczy należy uczyć, jak połączenia robić należyście i płać im za to osobno, gdyż zrobienie dobrego połączenia, z dotarciem rurek, wymaga czasu.

Zmienne szybkości wody w zbieraczach.

Proponuję nowy przepis w instrukcji: „przy projektowaniu przestrzegać należy, aby szybkość wody w biegu swym do wylotu nie zmniejszała się. Należy przez odpowiednie projektowanie spadków dążyć do tego, aby szybkość wody od góry zbieracza do wylotu stale się zwiększała, lub pozostawała w przybliżeniu jednakowa”.

Stosowanie tej zasady widziałem poraz pierwszy w projektach ś. p. inż. Machera z Kutna. Nawiasem dodam, że roboty inż. Machera były najlepszymi w Polsce, o ile chodziło o ich funkcjono-

wanie. Nie było na nich reklamacji i oddłużenia z tytułu złego działania. Należały poza tym do robot najtańszych.

Macher rysował stale profile podłużne wszystkich zbieraczy, obliczając dla każdego załamu spadku kaliber i szybkość, bacząc pilnie na to, aby szybkość nie zmniejszała się od góry do dołu zbieracza. Stosowanie tej zasady zabezpieczało przed osiadaniem piasku, w rurach zbieracza, spowodowanego zmniejszeniem szybkości wody i dawało, jak praktyka wykazała, bardzo dobre rezultaty. Niemcy za czasów okupacji także żądali rysowania profili podłużnych, ale na szarmonizowanie szybkości wody w zbieraczach tak bardzo uwagi nie zwracali.

Spływ wody drenami z ha/sek.

Mój projekt, podobnie, jak i instrukcja niemiecka, przewiduje przy obliczeniu odpływu drenami z ha/sek., różne wielkości, w zależności od większej lub mniejszej zwięzłości gleby. Zrozumiałą jest rzeczą, że odpływ z ha, obliczony w litrach na sekundę, w glebach ciężkich będzie mniejszy, niż w glebach piaszczystych. Instrukcja Ministerstwa Rolnictwa tego nie uwzględnia, lub uwzględnia za mało, mówiąc, że: „trzeba odprowadzić w ciągu sekundy z każdego ha w równinach z nieznacznymi opadami 0,65 litra wody, a w okolicach ze znacznymi opadami, lub w gruntach przepuszczalnych 0,80 do 1,00 litra.

Cyfry 0,65 i 0,80 do 1,00 l/sek/ha wzięte są z instrukcji śląskiej. Doświadczeń w sprawie spływu z drenów było bardzo mało, a wyniki tych badań były bardzo rozbieżne (w skali od 0,33 l/sek/ha dla bardzo ciężkich glin wg Mollendorfa, Wägego i Johna, do 2,10 l/sek/ha dla bardziej przepuszczalnych ziem według Spöttle'a). Wymienione doświadczenia są już bardzo stare i pochodzą z dziewiętnastego stulecia. Późniejsze: Krüger w 1921 r. podaje w zależności od wielkości opadów (500 — 1000 mm), i przepuszczalności ziemi, spływ na 0,312 do 0,785 l/sek/ha. Podobne cyfry podaje Sikorski.

Instrukcja niemiecka podaje wielkości odpływów znacznie mniejsze, niż instrukcja naszego Ministerstwa Rolnictwa; dla ciężkich i średnio-zwięzłych gleb przy opadach do 650 mm., a więc przy opadach większych niż na Helu, w Białymstoku, Bydgoszczy, Poznaniu i w Warszawie, spływ dla gleb zwięzłych przyjęty został zaledwie na 0,40 l/sek/ha, dla gleb lekkich — 0,55 l/sek/ha, przy opadach 650 — 750 mm (odpowiadających opadom w Krakowie i w Tarnowie), dla gleb ciężkich 0,40 — 0,55 l/sek/ha, dla lekkich 0,55 — 0,70 l/sek/ha, przy opadach powyżej 750 mm. (u nas Cieszyn, Zakopane, południowa część Dolnego Śląska), dla gleb ciężkich 0,55 — 0,70 l/sek/ha, dla lekkich 0,70 — 1,00 l/sek/ha.

U nas stale liczono 0,65 l/sek/ha dla województw Centralnych, Zachodnich i Wschodnich, oraz 1,00 l/sek/ha w Małopolsce, a więc dużo więcej. Zupełnie niesłusznie, gdyż trudno było znaleźć drenowanie, na których szła woda w $\frac{3}{4}$ przekroju rur.

W swoim projekcie proponuję normy odpływu w litrach z ha na sek. cokolwiek większe niż in-

strukcja niemiecka, a to ze względów raczej ostrożności, niż przekonania.

Proponowane normy spływu.

Sredni roczny opad	Gleby ciężkie i średnio-zwięzłe. zawierające powyżej 30% cząstek kateg. I	Gleby lekkie i średnio-zwięzłe. zawierające poniżej 30% cząstek kateg. I
Poniżej 600 mm	0,50 l/sek./ha	0,60 l/sek./ha
600 — 750 mm	0,50 — 0,65 l/sek./ha	0,60 — 0,80 l/sek./ha
Powyżej 750 mm	0,65 — 0,80 l/sek./ha	0,80 — 1,00 l/sek./ha

Kaliber sączków.

Na kilka lat przed wojną zaczęto u nas prawie wyłącznie dla sączków stosować rurki o świetle 5 cm, zamiast dawnych 4 cm, lub 3,75 cm przed normalizacją rurek drenarskich. Moim zdaniem, nowy ten zwyczaj, w bardzo wielu wypadkach nie jest usprawiedliwiony. Na drenowaniach źle funkcjonujących, lub podejrzanych o złe działanie nigdzie nie doszedłem do przekonania, że winę ponosił za mały kaliber czwórek. Nie mówię oczywiście o glebie zupełnie piaszczystej lub kurzawce, na glebach jednak ciężkich i średniozwięzłych, bez drobnego piasku i kurzawki, czwórki z powodzeniem stosowane być powinny. Do używania czwórek skłania nas oszczędność, gdyż różnica kosztów pomiędzy drenowaniem piątkami i czwórkami wynosi jednak około 10, albo i więcej procentów.

Wyloty.

Ujścia zbieraczy winny znajdować się przynajmniej na głębokości 80 cm, pod powierzchnią gruntu i przynajmniej o 30 cm ponad dnem rowu odpływowego, a w każdym razie ponad średnim poziomem wód w rowie odpływowym. Dawna norma 20 cm wylotu ponad dnem rowu, z powodu niedostatecznej konserwacji, wydaje się zbyt małą.

Zabezpieczenie zbieraczy przydrożnych.

Instrukcja Ministerstwa Rolnictwa nie mówi, w jakiej odległości od drogi obsadzonej drzewami, winny być prowadzone zbieracze. W praktyce sto-

sowano 1½ rozstawy (sączek w odległości ½ rozstawy od drogi, potem zbieracz). Wskutek zmniejszenia obecnie rozstaw na ziemiach zwięzłych, odległość ta może być zbyt mała. Sam widziałem zbieracz o świetle 12,5 cm, zarośnięty całkowicie korzeniami wierzby, w odległości 18 m od pnia drzewa. Wierzby są specjalnie niebezpieczne dla drenów. Raz do Banku Rolnego przywieziono jako curiosum rurę drenarską o świetle 20 cm, tak szczelnie zarośniętą warkoczem drobnych korzeni wierzbowych, że nie sposób było palca wcisnąć.

Proponuję minimalną odległość zbieraczy od dróg, zwykle obsadzanych drzewami, ustanowić na 20 m.

Drenowanie sadów owocowych.

Drenowanie sadów jest złem koniecznym, reperującym błędy niekompetentnego ogrodnika, który wybrał niewłaściwe miejsce pod sad owocowy. Drenowanie sadów powinno być głębokie, gdyż drzewa owocowe, za wyjątkiem śliw, wymagają poziomu wody gruntowej 1,50 — 1,60 m. Na tej głębokości drenowanie gleb zwięzłych w ogóle już nie działa, lub działa bardzo powoli, a głębokość ta i tak nie chroni przed zarośnięciem rurek korzeniami drzew. Stosowane dotychczas środki ochronne przed zarastaniem, carbolineum i papa, są paliatywami krótkotrwałymi. Wg prof. Zakaszewskiego, carbolineum zostaje z rurek wylugowana po 2 — 3 latach. Sam widziałem w Kaliskim dreny zarośnięte w trzecim roku drenowania. Papa jest także krótkotrwała, póki nie zbutwieje. Można te środki odrzucić, jako nie prowadzące do celu. Dobrym środkiem ochronnym jest żużel, trzeba go jednak mieć w odpowiedniej ilości i obsypać nie tylko boki drenów, lecz i przykryć z wierzchu warstwą, przynajmniej 15 cm. W tym celu rowki drenarskie muszą być kopane szerzej.

Właściwym drenowaniem sadów owocowych byłyby dreny z kamienia, które nie zarastają. Muszą one jednak mieć duży spad, aby się nie замуłyły. Prof. Zakaszewski nie radzi ich stosowania, niemiecka instrukcja natomiast stosowanie to zaleca.

Drenowanie sadów owocowych systemem Rerolle'a jest bardzo kosztowne.

INŻ. JAN WOKROJ

Sytuacja zlodzenia rzek w Polsce w zimie 1946—47 roku *)

Na ogół ciepła jesień 1946 r. opóźniła tej zimy zamarzanie rzek. Wprawdzie w połowie listopada ub. r. była krótkotrwała fala mrozu, która na rzekach dorzecza Wisły spowodowała wystąpienie przez kilka dni śryżu, lecz już w następnych dniach ponowne ocieplenie uwolniło rzeki od zjawisk lodowych. Dopiero z początkiem drugiej dekady grudnia pojawiły się ponownie silniejsze mrozy, powodując początkowo śryżilód brzegowy, a następnie zamarznięcie rzek przy stanach wyjątkowo niskich. Grubość lodu narastała dość szybko. Obecnie (koniec stycznia) grubość lodu wynosi 30—60 cm. Nadto lokalnie wystąpiły lody denne. Silne zamarznięcie gruntu

objęło całe dorzecze Polski wskutek braku śniegu w okresie pierwszych mrozów. W drugiej połowie grudnia pojawił się na większych obszarach śnieg, tworząc warstwę kilkucentymetrową. Jedynie na Śnieżce opady śnieżne były znaczne, gdyż przekraczały 1 metr grubości, zaś w Tatrach i Karpatach opady utrzymywały się nikłe, jak zresztą w pozostałej części kraju.

Pod wpływem odwilży w pierwszej dekadzie stycznia w dorzeczu Odry lody uległy lokalnym przesunięciom, a na niektórych dopływach Odry spłynęły na dłuższych odcinkach. I tak Nysa Kłodzka w połowie stycznia była wolna od lodu z wyjątkiem zbiornika w Odmuchowie i odcinka

*) W chwili oddawania numeru na maszynę drukarską, ogólna sytuacja dotychczasowego przebiegu pochodu lodów zgodna jest z przewidywaniami Autora (przyp. Red.).

kilkukilometrowego powyżej. Z powodu braku fa-
li wezbrania Odra nie uwolniła się z lodu, a lo-
kalne przesunięcia mogą być początkiem groź-
nych zatorów w przyszłości. Nadto leżące kon-
strukcje zwalonych mostów i zabudowanie profi-
lów konstrukcjami tymczasowymi, oraz brak lo-
dołamaczy w dolnym biegu rzeki Odry, stwarza-
ją w tym roku wyjątkowo trudne warunki zejścia
lodu. Obecnie ponowne mrozy oraz śniegi zapo-
wiadają przedłużenie się zimy, która może się
skończyć przy znacznym wezbraniu groźnym po-
chodem lodu. Tym bardziej obrona mostów tego
roku może być trudna, gdyż szybkie zmiany tem-
peratur w bieżącym roku mogą dać wezbrania
wiosenne nagle.

W razie przedłużenia się zimy sytuacja jeszcze
się bardziej może zaostriżyć, może się zwiększyć

ilość śniegu, a późniejsza odwilż może być gwał-
towniejsza. Obecnie już do zagrożonych miejsc
trudnych do obrony zaliczyć można niektóre odcin-
ki rzek, a w szczególności dorzecze Odry przy uj-
ściach rzek Nysy Łużyckiej, Noteci i Warty oraz
dolnej Odry, a z mostów wyliczyć można: most
prowizoryczny w Szczecinie na Odrze oraz most
kolejowy w Opaleniu na Wiśle.

W ogóle obrona wszystkich mostów prowizo-
rycznych przed pochodem lodów już teraz musi
być poważnie wzięta pod uwagę, wobec wyjątko-
wo niekorzystnie zapowiadających się warunków
tegorocznego wiosennego wezbrania.

Szczególnie trudnymi odcinkami do obrony
będą odcinki rzek przy ujściach dopływów oraz
dolna Odra i Wisła wskutek braku odpowiednich
ilości lodołamaczy.

Inż. MIECZYSLAW ZAJBERT

Próby zastosowania sztucznego kamienia w regulacji rzek

Tak się u nas składało, że sztuczny kamień be-
tonowy dotychczas stale pozostawał pod przewagą
kamienia naturalnego, w wypadkach zastosowania
go do regulacji rzek. Działo się to na skutek zbyt
wąskiego podejścia do tego zagadnienia.

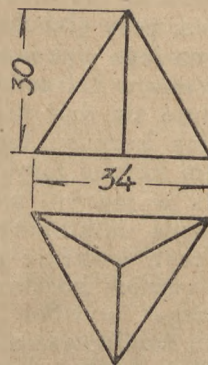
Sztuczny kamień stosowano przeważnie tam,
gdzie niemożliwe było sprowadzenie kamienia na-
turalnego z powodu dużych kosztów. Rozstrzyga-
jącą była kwestia kosztów jednostki objętości ka-
mienia. Nie zwracano często dostatecznej uwagi
na wyższą wartość kamienia betonowego, a już
prawie wcale nie przywiązywano wagi do faktu,
że kamień sztuczny można formować w dowolne
prawie kształty, co jak się okazało, ma niezmiernie
doniosłe znaczenie w regulacji rzek — gdzie
występują siły hydrodynamiczne, tak czułe na
kształty ciał, na które działają.

Jeśli silono się na rozwiązywanie sprawy
kształtów kamienia sztucznego, który wypadło z
tych czy innych powodów stosować, to kształty
te przystosowywano jedynie do geometrycznych
kształtów budowli, czy ich przekrojów, wybiera-
jąc przy tym kształty kamieni sztucznych ze wzo-
rów stosowanych w innych dziedzinach budownic-
twa. Stąd też pochodzą, stosowane w regulacji
mniejszych rzek, płaskie płyty betonowe, kwadra-
towe lub prostokątne, używane na okładziny skarp,
albo też stosowane do okładzin tam regulacyjnych
kostki czworokątne, lub sześciokątne (oba kształ-
ty wzięte z budownictwa drogowego). Nie zwraca-
no uwagi na potrzebę przystosowania kształ-
tów tych kamieni do zadań, jakie mają spełniać
w budowlach wodnej, tak odmiennej od nawierzchni
drogowej. Pewne modyfikacje tych kształtów, jak:
dodawanie listew płytom płaskim, albo wykształ-
canie kuliste górnych powierzchni kostek nie były
rozwiązaniem podstawowym. Sprawę kształtów
należało potraktować jako problem zasadniczej
wagi przy rozwiązywaniu poszczególnych wypad-
ków stosowania kamienia sztucznego do budowli
regulacyjnych.

Jako przykłady niech posłużą przytoczone ni-
żej wypadki zastosowania sztucznego kamienia

betonowego, z których jeden zaczerpnięty został
z amerykańskiej praktyki.

W pierwszym wypadku chodzi o użycie tetrai-
dów (tetraedrów), przy regulacji rzeki Mississippi
dla ubezpieczania brzegów, oraz przy konstruowa-
niu tam regulacyjnych (rys. 1).



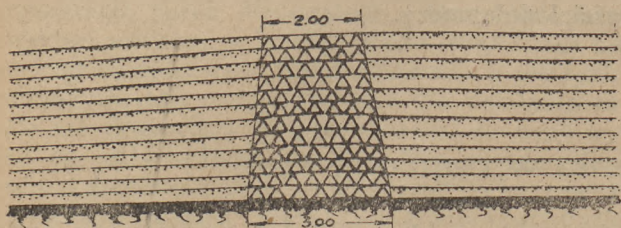
Rys. 1. Tetraedr.

Dla zbadania wartości tego kształtu kamieni
zostały wykonane na terenie Dyr. Dróg Wodnych
w Warszawie, w ubiegłym sezonie budowlanym,
próby przy budowie ostróg.

Przed opisaniem przeprowadzonych doświad-
czeń podam ważniejsze właściwości stosowanych
kamieni: tetraedr, czyli ostrosłup trójkątny o wszy-
stkich czterech ścianach równych, posiadając śro-
dek ciężkości blisko podstawy, a wierzchołki sze-
roko rozstawione, przy jednocześnie niewielkiej
masie, jest wielce stateczny i nie daje się to-
czyć przez płynącą wodę; jeżeli dodamy, że nie
jest on także przez wodę podmywany, gdyż dobrze
siedzi na swej obszernej podstawie, a strugi wo-
dy, atakujące go, kieruje swymi skośnymi ścianami
niżej działanie, które zawdzięcza swym kształtom.

Budując regulacyjną tamę poprzeczną z tetrae-
drów postępujemy następująco: wzdłuż projekto-
wanej tamy poprzecznej, zaczynając od brzegu,

w kierunku do środka koryta rzeki, rozścielamy jedną warstwę tetraedrów, wrzucając je po prostu do wody; warstwa posiada szerokość od 2 do 4 m, w zależności od głębokości koryta rzeki, prędkości i naporu wody; tetraedry stercząc wierzchołkiem do góry powodują osadzanie wleczonego rumowiska, tak w obrębie pasa jaki zalegają, jak i w przestrzeniach koryta bezpośrednio przyległych do tego pasa, skutkiem czego zostają w krótkim czasie zasypane piaskiem, czasem nawet w kilka czy w kilkanaście godzin; na tak zasypaną piaskiem pierwszą warstwę narzucamy następną, która daje nam taki efekt jak i pierwsza, dalej narzucamy trzecią, czwartą warstwę itd., aż do osiągnięcia zwierciadła wody (rys. 2).



Rys. 2. Schemat układania tetraedrów.

Korzyści tak wykonanej tamy w stosunku do wykonania innych uwidaczniają się nam jasno dopiero przy obliczeniu kosztów budowy. Otóż na jeden metr przestrzenny korpusu tetraedrowego zużywa się do 0,25 m³ masy betonu. Licząc objętość 1 mb korpusu, przy głębokości 4 m, na ok. 10 mp, zużywamy na jego wykonanie ok. 2 m³ betonu, który wyrobiony w tetraedrach i wbudowany w tamę kalkuluje się dziś na ok. 2.000 zł za 1 m³. Zatem 1 mb korpusu tamy kosztuje ok. 4.000 zł, tymczasem korpus tamy faszynowej, czy kamiennej, zawiera w jednym mb ok. 30 mp faszynady, lub kamienia naturalnego, w cenie wyższej niż 400 zł, czyli kosztuje ok. 12.000 zł za mb. Jak widzimy, różnica kosztów warta jest zachodu zwiększonego wysiłku organizacyjnego oraz przemyslenia i dopilnowania wykonania, gdyż budowa korpusu tetraedrowego posiada pewne swoje strony ujemne, na które trzeba pilnie zwracać uwagę, aby zadanie należycie wykonać.

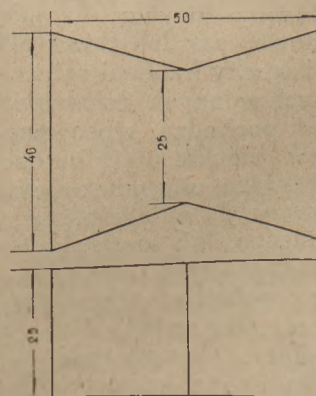
W ciągu ostatniego sezonu budowlanego wykonał Państwowy Zarząd Wodny w Warszawie, na rz. Wiśle w km 538, kilka tam poprzecznych z tetraedrów, wybudowując ok. 180.000 szt. tych kamieni o wymiarach: wysokość 30 cm, dług. krawędzi ok. 34 cm. Jakkolwiek nie wszystkie tamy zostały wyciągnięte do zw. wody w oczekiwaniu zamulania kolejnych warstw, co nie wszędzie z jednakową szybkością następowało (zresztą tamy nie były budowane jednocześnie i nie wszystkie mogły być przed zimą wykończone), jednak wykonane doświadczenia pozwalają już na wyciągnięcie pewnych konkretnych wniosków i uwag, w szczególności:

- 1) nie w każdym miejscu koryta rzeki można budować tamę z tetraedrów; nie można jej budować w miejscach gdzie istnieje duży napór wody i duże prędkości, gdyż tam nie następuje zasypywanie kamieni, a także układanie

kamieni w pasie regularnym jest nie do osiągnięcia; nie można jej budować w miejscach gdzie powodowałaby ona znaczne piętrzenie wody, gdyż to wywołałoby duże prędkości w rejonie układanych pasów kamieni; na tzw. spokojnej wodzie budowa także się nie udaje;

- 2) w wypadku gdy dno rzeki, wzdłuż budowanej tamy jest nieregularne, mianowicie posiada zakłębienia, wówczas w czasie budowy należy się starać kolmatować w pierwszej kolejności miejsca głębsze, dla wyrównania profilu podłużnego tamy, gdyż w miarę zabudowywania przekroju w miejscach zakłębień powstają leje przelewowe, które powodują znaczne prędkości wody w rejonie tych lejów, nie sprzyjające kolmatacji;
- 3) szerokość pasa tetraedrów nie może być przyjęta jako stała dla wszystkich tam, ale winna być uzależniona od: tendencji rzeki do sprzyjania kolmatacji w danym miejscu koryta, od prędkości wody i głębokości;
- 4) połączenie tamy z brzegiem musi być dodatkowo zabudowane oraz zabezpieczone, gdyż na tym połączeniu brzeg bywa rozmywany a także bywa obrywany przez powstające wiry od strony dolnej wody;
- 5) głowica tamy musi być również specjalnie zabudowana i ubezpieczana od rozmycia;
- 6) do układania kamieni warstwami niezbędne jest specjalne urządzenie, gdyż wrzucanie pojedynczych kamieni do płynącej wody nie może dać należytych wyników, na skutek nieregularnego unoszenia pojedynczych kamieni.

Inny w swym rodzaju przykład stosowania sztucznego kamienia betonowego, charakterystycznego w kształtach, to kamień „dyblowy” lub „podwójny jaskółczy ogon”, który wykazał bardzo dobrą pracę w okładzinie tam regulacyjnych i to w bardzo ciężkich warunkach, bo na rz. Dunajcu w miejscach, w których corocznie wielkie wody czyniły duże szkody w budowlach regulacyjnych (rys. 3).



Rys. 3. Kamień „dyblowy”.

Silne naogół tamy faszynowe z ciężkim narzutem kamiennym nie wytrzymały dłużej jak kilka lat. Obraz takich uszkodzeń przedstawia nam fotografia (rys. 4). Widzimy jak ciężka tama faszynowa naszpikowana gęsto obciążeniem składającym się z granitowych kulaków dunajcowych zo-

stała poprzerywana i poćcinana. Kamień łamany o wymiarach ponad 30 cm przerzucany był przez koronę tamy i unoszony.



Rys. 4. Tama poprzeczna z koronką faszynową po przejściu lodów i wody wiosennej (rz. Dunajec).

Dla poskromienia tej kosztownej swawoli zastosowano tu rodzimego pomysłu okładzinę, wedle wzoru jak na fotografii. Okazało się, że trafiono znakomicie, gdyż poza drobnymi poprawkami, jakich wymagał bruk po przejściu wielkich



Rys. 5. Tama podłużna z poprzeczkami w końcowej fazie remontu z okładziną betonową.

wód, a powstałych na skutek osiadania faszynady, przez następne lata nie obserwowano najmniejszych uszkodzeń, a obecnie przeważna część zabudowanego koryta jest zakolmatowana: porośnięta wikliną.

W najbliższym czasie możliwym będzie zdjęcie części omawianych okładzin, które spełniły już swe zadanie, gdyż wytrzymały do zakolmatowania tych części tam, które leżą poza trasą wód brzegowych i stały się zbędne. Będzie je można użyć na okładziny nowych budowli.

Wymiary zastosowanych w opisanym wypadku kamieni były następujące: długość 50 cm, szerokość na krawędzi 40 cm, szerokość w środku 25 cm i wysokość 25 cm. Kamieni takich liczy się 24 szt. na 1 m³, a ciężar jednego kamienia wy-

nosi ok. 80 kg. Stosowano tak ciężkie kamienie z powodu dużych sił unoszenia, zaś kamieni tych używano także do ubezpieczeń skarp tam regulacyjnych w formie narzutów luźnych, które bardzo dobrze pracowały, gdyż kamienie te charakteryzują się dużym momentem bezwładności



Rys. 6. Tama podłużna z koronką betonową po przejściu lodów i wody wiosennej.

względem środka ciężkości i mają szeroko rozstawione krawędzie, co przeciwdziała staczaniu się ich nawet ze stromych skarp.

W zależności od warunków pracy kamieni winno się dobierać ich wymiary, a przede wszystkim w zależności od siły unoszenia.

Jeśli chodzi o skład mieszaniny betonu, to przy tetraedrach stosowano piasek wiślan z cementem, przy zawartości cementu 250 do 300 kg na 1 m³, wody dodawano tyle, aby świeże kamienie nie rozpadały się po wyjęciu z formy. Wobec tego, że od tych kamieni nie wymaga się dużych wytrzymałości na ściskanie, ani twardości i t. p., przeto mogą być formowane także ze słabszych betonów, a stosując betony wibrowane można byłoby zaoszczędzić znacznie na cemencie. Przy kamieniach okładzinowych stosowano mieszaninę pospółki szutrowej wedle krzywej przesiewu, otrzymując doskonały beton przy zawartości 200 do 250 kg cementu na 1 m³. Warunki ku temu były znakomite, gdyż szutrowiska dunajcowe dawały w każdym prawie miejscu pospółkę o prawidłowej krzywej przesiewu. Zaznaczyć należy, że dla utwardnienia i wygładzenia powierzchni kamieni okładzinowych stosowano cieniutką wyprawę z zaprawy cementowej 1:3, ale nie grubszą od 5 mm, by nie ulegała pękaniu przy twardnieniu kamieni. Okazało się bowiem, że wyprawa taka nie wpływała na koszt kamieni, a podnosiła wybitnie ich wartość.

Koszty wyrobu 1 m³ tetroidów wyniosły ponad 1.000 zł, zaś 1 m³ jaskółczych ogonów około 350 zł. Na tak znaczną różnicę kosztów wpływa przede wszystkim stosunek wielkości pojedynczych kamieni. W kosztach tych uwzględnione są koszty robocizny oraz część kosztów urządzenia placu budowy (te ostatnie są przeważnie małe).

Przeprowadzenie pogłębiarki „Gironde” przez spadek 4-o metrowy na kanale Warta – Gopło

W toku robót wykonywanych w 1946 r. na kanale Warta — Gopło powstał pewien rzadki i ciekawy problem techniczny, który został rozwiązany w dość niezwykły sposób, niemający, o ile wiadomo, precedensu w praktyce europejskiej. Interesująca ta sprawa zasługuje na utrwalenie w naszej literaturze technicznej.

Jak wiadomo, będąca w budowie droga wodna Warta — Gopło składa się z 3-ch zasadniczych odcinków:

- 1) kanału sztucznego dług. 8,4 km od Warty do jezior, — stanowiącego południowy stok drogi wodnej, pokonywany przy pomocy 2 śluz komorowych;
- 2) grupy jezior (Fątnowskie, Mikorzyńskie i Ślesińskie, połączone z sobą, oraz jez. Czarne połączone ze Ślesińskim przekopem długości 2 km) stanowiących stanowisko szczytowe długości 15,8 km;
- 3) kanału sztucznego dług. 8,1 km od jez. Czarnego do jez. Gopła, stanowiącego północny stok drogi wodnej, pokonywany za pomocą 2 śluz komorowych.

Do wojny zostały wykonane wszystkie zasadnicze roboty na odcinku I-szym, poza tym około 80% robót na przekopie pomiędzy jez. Ślesińskim i Czarnym oraz doprowadzono na ogół do zwierciadła wody gruntowej wykopy na odcinku III-cim.

Działalność okupanta ograniczyła się do wybudowania 1 mostu drogowego na odcinku I-szym oraz do wykonania przy pomocy jeńców angielskich dalszych 10% robót na przekopie łączącym jez. Ślesińskie z Czarnym. Niemcom zdarzył się wypadek, który uniemożliwił wykorzystanie prawie gotowego przekopu dla połączenia z sobą tych 2-ch jezior i wyrównania w nich poziomu wody. Podczas powodzi wiosennej w 1949 r. wody Warty przerwały poniżej Koła prawobrzeżny wał powodziowy, dostały się na stanowisko szczytowe i spowodowały katastrofalny wylew jezior zarówno w stronę Warty jak i Gopła. Wylew w stronę Warty unieszkodliwiono przez wysadzenie w powietrze części wału ochronnego przy wlocie do kanału, wylew jednak w stronę Gopła zanim został zatrzymany, zdołał rozmyć groblę Nr 1 zamykającą wejście z jez. Ślesińskiego do przekopu, groblę Nr 2 zamykającą koniec przekopu (pod jez. Czarnym), przepełnić jez. Czarne i rozmyć głęboko wał morenowy, stanowiący naturalne zamknięcie tego jeziora od północy. Przez powstałą szeroką wyrwę spłynęła taka ilość wody z jez. Czarnego, że poziom jego opadł o około 2,5 m i na tym poziomie pozostał już od tej pory, wyrwa bowiem jest zbyt wielka, aby opłacało się ją zawałić. Od czasu tej katastrofy woda w jez. Czarnym utrzymuje się na poziomie 4 m niższym od poziomu wielkich jezior stanowiska szczytowego, przekop zaś mający stanowić połączenie musi być stale zamknięty solidnymi groblami (Nr 1 i Nr 2), aby po-

ziom tych wielkich jezior mógł być utrzymany, bez obawy powtórzenia się katastrofy. Po wybudowaniu, ściśle w miejscu powstałej wyrwy za jez. Czarnym, śluzy komorowej Nr 3, zwanej śluzą w Gawronach, obawa spływu wód jeziornych w stronę Gopła przestała istnieć i wtedy będzie można podnieść w jez. Czarnym wodę trwale do takiego samego poziomu, jaki one posiadają.

Opisane wyżej okoliczności miały zasadniczy wpływ na powstanie i rozwiązanie wspomnianego na wstępie problemu technicznego. Problem ten przedstawiał się następująco. W czerwcu 1946 r. oddano z przetargu do budowy ostatnie 2 śluzy komorowe na kanale, w tej liczbie śluzę Nr 3 w Gawronach. Około 90% pozostałych do wykonania na kanale robót ziemnych znajduje się portleż tych, blisko siebie położonych, śluz i wynosi około 1.000.000 m³. Roboty te, stanowiące wykopy poniżej lustra wody gruntowej, mogą być wykonane najprędzej i najtaniej przy pomocy pogłębiarek. Od strony Gopła możnaby sprowadzić tylko bardzo małą pogłębiarkę, ponieważ śluzy na górnej Noteci mają tylko 5-metrowe światło. Tymczasem na stanowisku szczytowym, na jez. Fątnowskim, została z czasów przedwojennych wspaniała pogłębiarka refulerowa „Gironde”, o wydajności około 400 m³/godzinę, należąca do firmy belgijskiej „Ackermans i van Haaren”, która przed wojną budowała kanał.

Pozostawało tylko znaleźć jakieś rozwiązanie, w jakiś sposób przerzucić pogłębiarkę „Gironde” poza miejsce budowy śluzy komorowej w Gawronach, gdzie 1.000.000 m³ wykopu mogło być przez nią wykonane w ciągu 1 sezonu budowlanego. Przeszkodą pozornie nie do pokonania była wspomniana wyżej 4-metrowa deniwelacja pomiędzy poziomem jezior szczytowych i jez. Czarnego, przez którą musiałaby przejść pogłębiarka dążąc do swej pracy. Oczywiście najprościej byłoby poczekać z pogłębiarką, aż do czasu wybudowania śluzy w Gawronach i podniesienia poziomu wody w jez. Czarnym o te 4 metry; takie jednak rozwiązanie było równoznaczne z przesunięciem terminu ukończenia kanału co najmniej o 1 rok, a prawdopodobnie o jeszcze więcej, wobec trudnego — w obecnych warunkach do przewidzenia — istotnego terminu zakończenia budowy śluzy. Poza tym przy takim rozwiązaniu dla cennej pogłębiarki nie możnaby znaleźć zatrudnienia, wobec wielkich kosztów przeprowadzenia jej na inne roboty.

Sytuacja przedstawiała się o tyle trudniej jeszcze, że miejsce budowy śluzy komorowej w Gawronach leży w ciasnym wąwozie, ograniczonym obustronnie przez wysokie wzgórza. Gdyby więc nawet udało się doprowadzić pogłębiarkę do tego miejsca, to musiałaby ona przejść następnie, przez sam dół fundamentowy śluzy, bowiem o przekopaniu się obok mowy być nie mogło. Oczywiście przejście przez dół fundamentowy by-

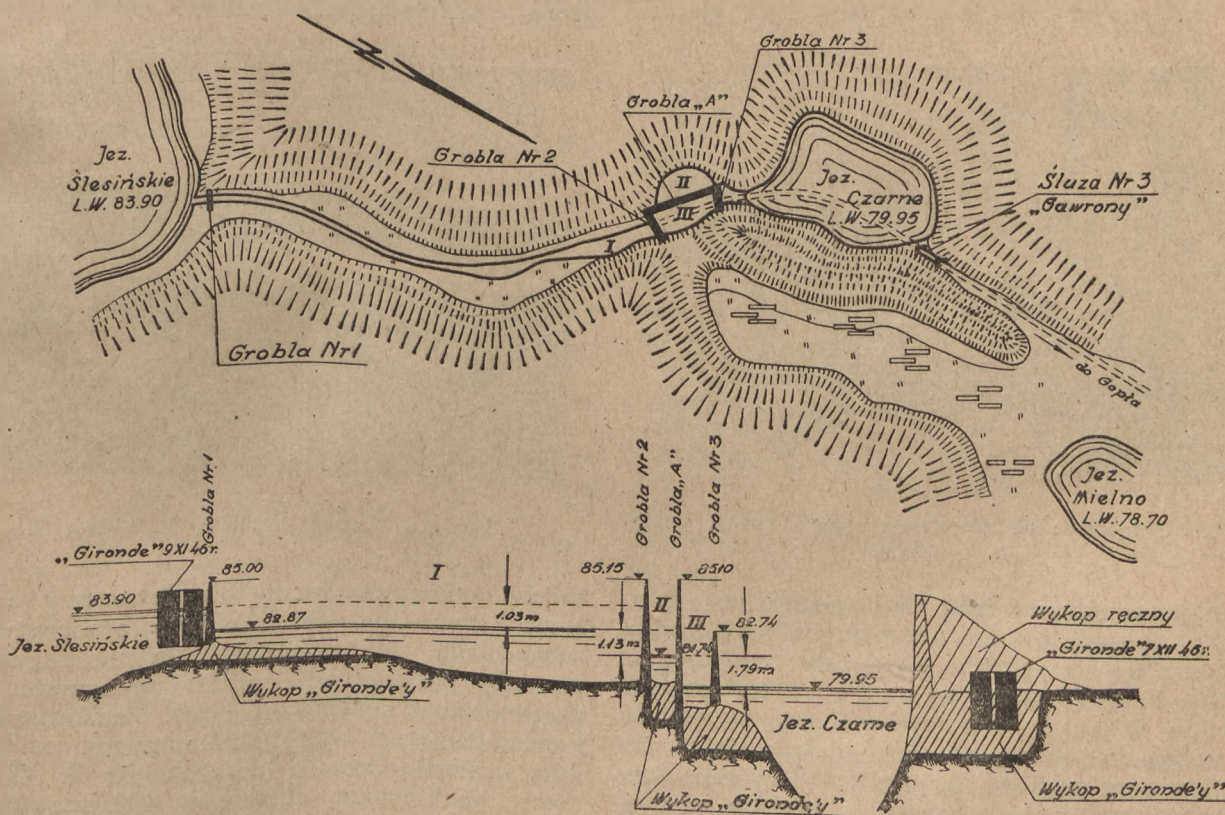
łoby możliwe tylko w okresie przed zabiciem w nim ścian szczelnych, do czego firma miała przystąpić w myśl harmonogramu w październiku 1946 r. Frzejskie pogłębiarki przez następną służę, położoną dalej o 1,5 km nie miało nastęrczać trudności, służa ta bowiem, budowana na płaskim terenie, mogła być ominięta bocznym przekopem.

Jak z tego widać, dla przedostania się z maszyną do milionowego wykopu należało nie tylko pokonać spad 4-metrowy, lecz i przeprowadzić ją przez plac budowy przed październikiem 1946 r. Tymczasem pertraktacje z firmą Ackermanns i van Haaren w sprawie kupna względnie dzierżawy pogłębiarki trwały nadal i do wyżej podanych trudności wypadło jeszcze dodać wyścig z czasem, budowa bowiem w Gawronach zaczęła się rozwijać, na szczęście nie w tempie przewidzianym w harmonogramie.

Beznadziejna pozornie sprawa pokonania spadku 4-metrowego bez służy dała się po szczegółowym zbadaniu sprawy na miejscu, stosunkowo łatwo rozwiązać, przez zastosowanie 3-ch improvizowanych śluz ziemnych, na których cały spadek mógł być stracony, przy czym należało pobudować tylko 1 dodatkową groblę o długości około 30 mb (t. zw. grobla Nr 3).

cięta od kanału podłużną groblą A, dała się doskonale wykorzystać jako następny basen służowy (II-gi). Ponieważ grobla A, wykonana przeważnie z torfu, wydawała się zbyt słaba, aby mogła utrzymać większe spiętrzenie wody, postanowiono wytworzyć jeszcze jeden basen (III-ci), którego woda podtapiałaaby od dołu groblą A. Basen ten powstał przez wybudowanie w naturalnym przewężeniu wąwozu, stanowiącego przedłużenie przekopu, grobli Nr 3, o średniej wysokości 2 m, długości 30 mb i szer. korony 6 m.

W basenie I-szym postanowiono opuścić pogłębiarkę o ca 1 m, w basenie II-gim o ca 1,30 m. w basenie III-cim o ca 1,70 m. Na 2 tygodnie przed wejściem pogłębiarki, wszystkie baseny miały być napełnione wodą do właściwych poziomów i groble piętrzące poddane bacznej obserwacji. W razie wystąpienia intensywniejszych przecieków, wadliwe miejsca miały być uszczelnione fartuchem z gliny. Basen I-szy miał być napełniony wodą z jez. Ślesińskiego (doprowadzenie płytkim umocnionym rowem), basen II-gi — wodą z przekopu (doprowadzenie j. w.), basen III-ci — wodą z własnych źródeł, które po wybudowaniu grobli Nr 3 straciły odpływ.



Rys. 1. Szkic sytuacyjny i przekrój podłużny trasy pogłębiarki „Gironde“.

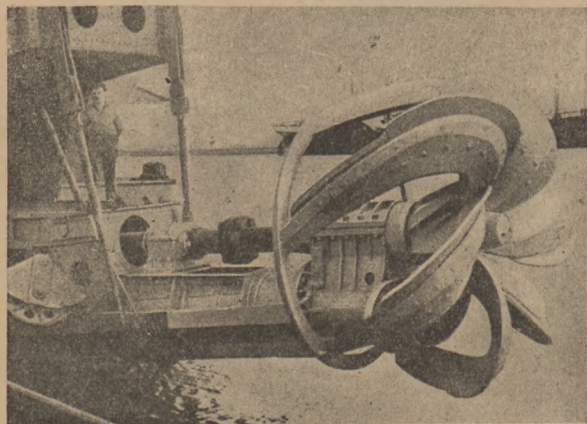
Przyjętą koncepcję śluzowania „Gironde'y” objaśniają powyższe szkice, rysowane w skali nieco skązonej, dla uwypuklenia ważniejszych szczegółów.

Koncepcja ta polegała na następującym: Wykorzystując groble istniejące na przekopie łączącym jez. Ślesińskie i jez. Czarne, postanowiono użyć go jako basen służowy I-szy. Przylegająca do jego końca z lewej strony naturalna kotlinka, od-

Pogłębiarka miała być wprowadzona do każdego basenu dopiero po uprzednim wyrównaniu w nim poziomu wody do poziomu górnego stanowiska, przy czym przerywanie oddzielającej baseny grobli miała wykonać sama pogłębiarka. Po wejściu do każdego basenu pogłębiarka miała zaizolować wykopaną przez nią przerwę w grobli górnej, przejść jak najbliżej następnej grobli działowej (bagrując w razie potrzeby dno na potrzeb-

na głębokość 2,20 m), przepompować refulerem taką ilość wody ze swego basenu na zewnątrz, aby pogłębiarka opadła wraz z wodą o wielkość założoną (pogłębiarka musiała każdorazowo wykopać pod sobą odpowiednio głęboki dół, aby po opadnięciu wody nie siadła na dnie) i po stwierdzeniu, że opuszczony poziom wody wyrównał się z poziomem wody w następnym basenie, cała operacja rozpoczynać się miała na nowo. Po przekopaniu grobli Nr 3 pogłębiarka miała wybagrować sobie kinetę do jez. Czarnego (około 40 mb), spłynąć następnie na jego północny koniec, przerwać nasyp kolejki roboczej firmy budującej służę komorową, wejść do dołu fundamentowego, wyrefulować zeń resztę wykopu, wyrefulować do pełnej niwelety dolny awanport służy i kopać dalej kanał w kierunku następnej służy, obniżając się stopniowo w miarę opadania terenu.

Ponieważ baseny II i III musiały z konieczności posiadać b. niewielkie rozmiary (ca 2.500 m³) z pogłębiarką zaś musiał służyć się należący do niej tabor (cysterna na ropę o pojemn. 150 ton, 80 mb rur 550 mm na pływakach, łódź robocza), musiano uprzednio dokładnie przemyśleć wszystkie zwroty i manewry, jakie pogłębiarka miała wykonać w tych basenach, posługując się w tym celu dokładnym zdjęciem sytuacji i makietami



Rys. 2. Urządzenie do odpajania gruntu (krój) pogłębiarki „Gironde”.

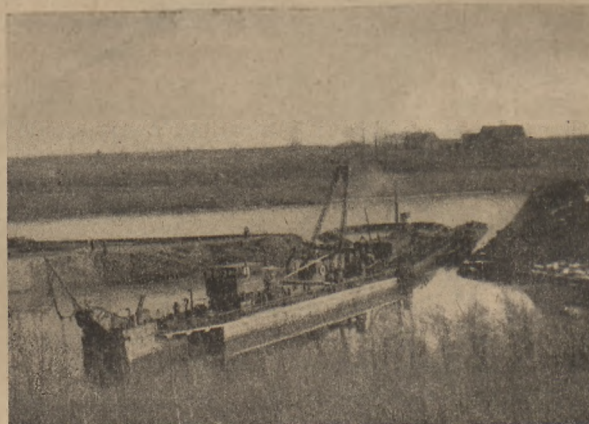
objektów w odpowiedniej skali (pogłębiarka składa się z 2 obiektów o zanurzeniu 1,80 m połączonych z sobą nie sztywno, o łącznej długości ca 80 mb). Należało poza tym ustalić dla tych małych basenów w jaki sposób zapewnić dla pogłębiarki potrzebną do refulowania ilość wody, zużywa ona bowiem przy refulowaniu gruntu 0,8 m³/sek. Przy małych rozmiarach basenów zachodziła obawa, że pogłębiarka wyrefuluje z nich całą wodę zanim zdąży przekopać dla siebie kinetę do następnej grobli. Trudność tę pokonano w ten sposób, że grunt miał być refulowany na zbocza otaczające baseny, tak aby woda mogła ściekać do nich z powrotem. Rozwiązanie to w praktyce okazało się dobre, jedynie w basenie III-cim były momenty trudne, gdy masy torfowego szlamu i drobnego piasku spływające ze zboczy zaatakowały kinetę żłobioną przez pogłębiarkę.

Wyżej przedstawiony program opuszczenia pogłębiarki na poziom jez. Czarnego rozwiązywał

cały problem w sposób prosty, nieryzykowny i tani, wymagał jednak na zrealizowanie około 1 m-ca czasu, w założeniu, że wszystkie baseny będą uprzednio całkowicie przygotowane. Większość czasu miało zająć bagrowanie kinety 15-metrowej przez pogłębiarkę w górnej części basenu I-go, który był niedokopany i zamulony na przestrzeni około 1 km (przez powódź w 1940 r.) oraz w następnych basenach.

Okres pertraktacji z firmą „Ackermanns i van Haaren” o kupno lub dzierżawę pogłębiarki został wykorzystany przez Kierownictwo Budowy Kanału na wykonanie basenów oraz licznych prac dodatkowych, związanych z przeprowadzeniem pogłębiarki z miejsca jej postoju (km 8 + 400) na koniec jez. Ślesińskiego (km 21+700). Prace te, polegające na przebudowie mostów i przebagrowaniu połączeń pomiędzy jeziorami, były konieczne jednak nie tylko dla przejścia pogłębiarki, lecz również dla uruchomienia żeglugi na przestrzeni od km 0+00 do km 23 + 350 kanału (dostawa sprzętu i materiałów do budowy obu służ komorowych).

15.IX. 1946 r. pogłębiarkę doprowadzono do grobli Nr 1 za jez. Ślesińskim, pertraktacje jednak z firmą „Ackermanns” nie były jeszcze zakończone. Groble Nr 1 rozerwano przy pomocy prowadzonej z Warty małej pogłębiarki „Gopłc” i zaczę-



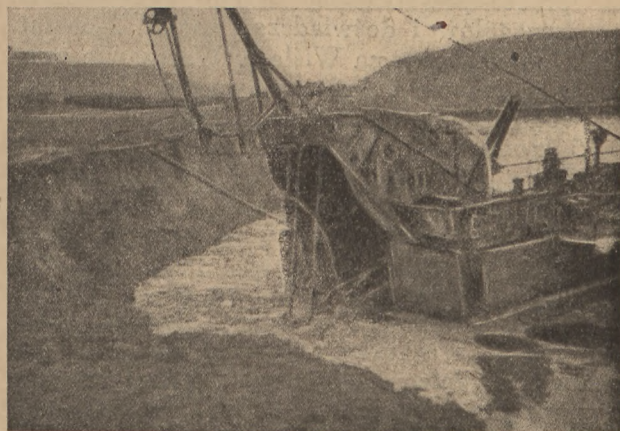
Rys. 3. „Gironde” wchodzi do basenu II.

to nią wykonywać kinetę dla „Gironde’y” w basenie I-szym, aby choć jako tako rozpocząć realizację planu. Okres oczekiwania przeciągnął się na cały październik i został wykorzystany do przewiezienia połączonym z jez. Ślesińskim przekopem (basenem I-szym) kilku tysięcy ton ładunków w stronę Gawron (do grobli Nr 2). W tym, nieco ryzykownym, okresie ca 100 mio m³ wód połączonych ze sobą jezior wododziałowych utrzymywała od spłynięcia w stronę Gopła tylko grobla Nr 2, strzeżona dniem i nocą przez specjalny posterunek wartowniczy Kierownictwa Budowy. Potężna ta grobla o koronie 12 m szerokiej zdała ten egzamin doskonale (różnica poziomów wody początkowo ca 3,50 m, po zalaniu basenu III-go—ca 2,20 m). W końcu października sytuacja zdawała się wręcz beznadziejna, nadchodziła zima, i w razie wczesnych mrozów, cały skomplikowany plan przeprowadzenia „Gironde’y” poza służę, był już skazany na niepowodzenie.

Wreszcie 30.X.46 została podpisana umowa z firmą „Ackermanns” na dzierżawę „Gironde’y”. Pomimo niewielkiej już szansy powodzenia zdecydowano się próbować szczęścia. 9.XI.46 pogłębiarka ruszyła do pracy, wyposażona w doskonałą obsługę belgijską, dostarczoną przez firmę. Na wstępie zaraz wypadło pogodzić się z nieprzewidzianą zwłoką, bowiem wobec konieczności przepuszczenia jeszcze kilku transportów cegły i drewna, pogłębiarka nie mogła zarefutować zaraz przerwy w grobli Nr 1, przez którą weszła do basenu I-go. Zrobiła to dopiero po przebagrowaniu całej kinety (15 m szer., 1 m pogłębienia) na dług. 870 mb fazem około 13.000 m³ wykopu, co zostało wykonane do 15.XI.46 r. — 16 i 17.XI przeciągano pogłębiarkę (nie ma własnego napędu) z powrotem do grobli Nr 1. 18.XI „Gironde” zarefutowała w ciągu 3 godzin przerwę w grobli do wysokości 0,50 m nad zwierciadło wody. Nasyp był tak zbity, że chodząc natychmiast po nim nie pozostawiało się odcisków butów. Szerokość górą wyniosła 28 m. 19.XI „Gironde” znalazła się już pod groblą Nr 2 i następnego dnia zaczęła wypompowywać wodę z basenu I-go, zgodnie z programem. Pompowanie skończono 21.XI. W ciągu 28 godzin efektywnej pracy wydalone z kanału około 90.000 m³ wody i obniżono w nim poziom wody o 1,03 m, to jest do poziomu wody w basenie II-gim. 22.XI „Gironde” przystąpiła do forsowania basenu II-go, prując sobie kinetę u stopy wzgórza poza lewym końcem grobli Nr 2. 25.XI pogłębiarka wraz z całym taborem weszła do basenu II-go, a 26.XI stanęła już pod groblą A, wykopując ogółem w tym basenie około 12.000 m³ ziemi. 27.XI „Gironde” zaczęła żłobić przejście w grobli A, przetłaczając wybagrowany materiał na zarefutowanie stojącego dotychczas otworem przejścia z basenu I-go do II-giego. I ta wielka 20 m wyrwa, o głębokości 2,5 m, została zarefutowana w 3 godziny. „Gironde” spompowała wodę w basenie II-gim o 1,16 m dla zrównania z poziomem wody w basenie III-cim (w programie przewidziano 1,30 m), przerwała cienką już groblę A i 28.XI weszła do basenu III-go. 3.XII pogłębiarka oparła się już swym świdrem o groblę Nr 3 wykopując w basenie III-cim ca 10.500 m³. Kierownictwo budowy uznało za zbyt duże zarefutować otwarte połączenie pomiędzy basenem II i III, wobec małej i tak kubatury wody do odpompowania i braku wszelkiego ryzyka. Od 4.XII do 6.XII „Gironde” po spompowaniu wody z basenu II i III o 1,76 m przekopywała groblę Nr 3 i 80-metrowy odcinek trasy, częściowo położony już w jez. Czarnym, by móc spłynąć na głęboką wodę jeziora. Na tej partii wybagrowano ca 6.000 m³.

Przy silnym wichrze północno-wschodnim i nadchodzącym mrozie przeciągnięto na linach pogłębiarkę przez jez. Czarne i wieczorem 6.XII ustawiono ją pod groblą, zamykającą dół fundamentowy śluzy. Na szczęście firma nie przystąpiła jeszcze do bicia ścian szczelnych. Przy tężącym mrozie, pogłębiarka w dniach 7 i 8.XII, przeszła dół fundamentowy i dolny awanport śluzy, refutując ca 10.000 m³ wykopu, którego firma nie zdążyła usunąć.

Ostatnie godziny pracy dnia 8.XII miały dramatyczne napięcie. Mróz doszedł do 15° C, pokrywa lodowa wokół pogłębiarki grubiała w oczach i nadszedł moment, że z obawy uszkodzenia kadłuba pogłębiarka musiała stanąć. Wówczas miała dopiero dolną głowę śluzy, cały zaś prowadzony tabor stał jeszcze w dole fundamentowym. Gdyby w tym położeniu cały pociąg zamarzał, pra-



Rys. 4. Przerywanie grobli „A” przez pogłębiarkę.

ca firmy budującej służyć byłąby do wiosny niemożliwiona, co groziło nie tylko zwłoką, lecz i uszkodowaniem. Należało za wszelką cenę przesunąć cały zamarzający pociąg jeszcze o 60 mb naprzód i to nie tracąc chwili czasu, aby nie zamarły rury refulerowe. Kierownictwo zmobilizowało swój personel i wszystkie siły na placu budowy śluzy do rąbania lodu przed pogłębiarką. Brygada ta, z Kierownikiem Budowy na czele, inż. St. Rawą, po kilkugodzinnej walce odniosła zupełne zwycięstwo. Ogon taboru pogłębiarki wyszedł 40 mb poza granice dołu fundamentowego.

W ten sposób program został zrealizowany całkowicie.

Przejście pogłębiarki poza służę w Gawronach trwało ściśle 1 miesiąc jak przewidziano, początkowa bowiem zwłoka została nadrobiona. Pogłębiarka pracowała w tym okresie efektywnie tylko 133 godziny i wykopała ogółem ca 50.000 m³ ziemi (przeważnie torf i drobny piasek).

Odliczając koszty robót o wartości trwałej, ogólny koszt przeprowadzenia pogłębiarki wypadł około 800.000 zł, licząc w tym tenutę dzierżawną, którą wypadłoby i tak zapłacić, gdyby pogłębiarka stała bezczynnie.

Pogłębiarka ma teraz przed sobą niczym już nie utrudniony wykop 1.000.000 m³ ziemi. W stosunku do kosztów tego wykopu, które prawdopodobnie nie będą niższe niż ca 45 zł/m³, obciążenie z tytułu kosztów przeprowadzenia pogłębiarki będzie znikome, a przyspieszenie o conajmniej 1 rok momentu oddania kanału do eksploatacji da na kosztach zakładowych i ich oprocentowaniu b. poważną oszczędność.

Belgijczycy obsługujący „Gironde”, doświadczeni bagiermiśrce, twierdzą, że w praktyce europejskiej jest to pierwszy wypadek przeprowadzenia tak wielkiego obiektu przez spadek kilkometrowy bez śluzy komorowej.

Akcja przeciwpowodziowa w Warszawie w zimie 1944 – 45 r.

Koniec zimy roku 1944/45 był zupełnie wyjątkowy, jeśli chodzi o prace przeciwpowodziowe, które w Warszawie, jak zresztą i gdzieindziej, napotykały na niespotykane dotąd trudności. Przebieg fali wezbrań Wisły miał momenty pełne grozy. Może dlatego w okresie obecnej „normalnej” akcji przeciwpowodziowej warto przypomnieć nieco szczegółów i doświadczeń sprzed 2-ch lat.

Fala powodziowa na Wiśle w Warszawie osiągnęła w momencie kulminacyjnym dnia 2.III.1945 r. na wodowskazie na moście Kierbedzia poziom + 5,75 (notowania z 1934 r. + 5,49, 1924 r. + 5,58, 1844 r. + 6,55). Od chwili ustania działań wojennych do pamiętnego dnia 2.III upłynęło zaledwie 44 dni. Czasu jednak na przygotowanie się do oczekiwanego wezbrania było znacznie mniej, gdyż dopiero 1.II został na nowo powołany Wydział Wodno-Melioracyjny Zarządu Miejskiego m. st. Warszawy, któremu zlecono zająć się zabezpieczeniem wałów wiślanych i ochronę Warszawy przed powodzią. Dnia 4.II przystąpiono do robót, a po 26-ciu dniach (dla kierownictwa technicznego i nocach) wyęteżonej pracy i napięcia nerwów nastąpiło westchnienie ulgi: katastrofę powodzi, która wydawała się nieuniknioną – zażegnano.

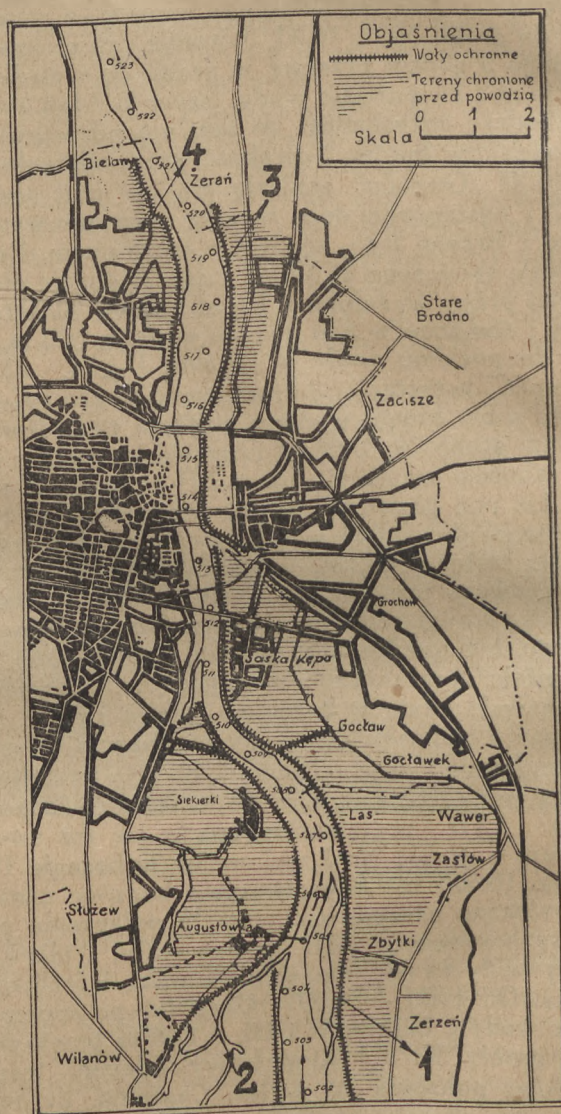
Jedyne poważne uszkodzenie nastąpiło na wale Czerniakowskim w pobliżu portu, gdzie wsteczny napór lodów spowodował przerwanie przekopywanego i zaminowanego wału i wtargnięcie wód na teren osadnika wodociągów warszawskich. Objętość ziemi do wypełnienia powstałej wyrwy i odbudowy wału wynosiła 12.000 m³.

Niziny warszawskie (Saska Kępa, Gocławek, Siekierki, Marymont, Pelcowizna, Gołędzinów oraz przyległe wsie Las i Zbytki) chroni przed powodzią 34 km wałów: na prawym brzegu Wisły od Wólki Zerzeńskiej do Żerania i na lewym od Wilanowa do Bielan, z przerwą od Solca do ul. Krasińskiego na Żoliborzu.

Po działaniach wojennych wały, jako ochrona przed powodzią, były w stanie, budzącym największy niepokój. Służąc walczącym wojskom jako osłona, były wykorzystane do zbudowania w nich gniazd broni, schronów i rowów strzeleckich. Dużo uszkodzeń wałów powstało też od pocisków. Największym zagrożeniem na wypadek dużego wezbrania Wisły były przekopy wałów, sięgające często ich podstawy. Przekopy i schrony były przeważnie wykonane sposobem tunelowym i solidnie wyszalowane. Schrony miały wymiary około 2 x 3 m, przekopy przeciętnie około 1 m szerokości, niektóre znacznie szersze, gdyż służyły jednocześnie do przetaczania małych dział. Rowy strzeleckie i łącznikowe były kopane w koronie wałów, w skarpach i u podnóża po stronie odladowej. Różnorodnych przerw w wałach i miejsc osłabionych przez wykopy było b. dużo, szczególnie w wałach Miedzeszyńskim i Siekierskim. W wale Miedzeszyńskim od mostu Poniatowskiego w górę Wisły, na długości 2,7 km, samych przekopów tunelowych, niekiedy rozgałęzionych, było około 60-ciu. Dodatkowe niebezpieczeństwo

kryło się w tym, że niektóre przekopy, będąc dobrze zamaskowane, w warunkach pośpiesznej pracy mogły zostać pominięte. Dla ludzi pracujących na wałach poważnym zagrożeniem były miny, niewypały i porzucone materiały wybuchowe.

Trudności wykonania zabezpieczeń wałów na czas, tj. w ciągu kilku tygodni, które pozostawały do spodziewanego w końcu lutego lub w pierwszych dniach marca ruszenia lodów, potęgowały się wskutek braku dostatecznej ilości odpowiednich sił roboczych i narzędzi oraz wskutek zamar-



Rys. 1. Szkic sytuacyjny wałów wiślanych w Warszawie.

zniesienia ziemi i trwającej wciąż mroźnej i wietrznej pogody. Biorąc pod uwagę wszystkie te okoliczności, trzeba stwierdzić, że ogrom zadania, który spadł na kierownictwo akcji przeciwpowodziowej w okresie organizowania się życia w Warszawie po jej wyzwoleniu 17.I.1945 r. był zupełnie bezprzykładowy. Pomimo wszystkich wysiłków, jakie były czynione, groźba powodzi była wielka, tym bardziej, że przesła wysadzonych mostów na Wiśle mogły łatwo spowodować zatory, co też

istotnie w pewnym stopniu nastąpiło. Dlatego też kierownik akcji zażądał przede wszystkim wysadzenia zwalonych do Wisły prześel mostowych, co zostało natychmiast w granicach możliwości technicznych przez władze wojskowe dokonane.

Poziom wody przy wodowskazie na moście Kierbedzia w dniu kulminacji 2.III był następujący:

przed ruszeniem lodów	+ 2,70
godz. 7.00	+ 3,54
" 8.00	+ 4,72
" 9.00	+ 5,10
" 10.00	+ 5,50
" 10.20	+ 5,70
" 10.40	+ 5,75
" 10.50	+ 5,70
" 11.20	+ 5,60

Powyżej mostu Poniatowskiego, wg poczynionych obserwacji, poziom wody wskutek piętrzenia, powstałego na mostach Średnicowym i Poniatowskiego, podniósł się do rzędnej około + 6,70 w odniesieniu do zera wodowskazu.

Do robót przy naprawie wału powołano świeżo zorganizowane w Warszawie brygady pracy oraz szarwark mieszkańców z pobliskich nadrzecznych wsi. Poza tym zaangażowano przez Wydział Wodno-Melioracyjny Zarządu Miejskiego m. st. Warszawy pewną ilość robotników i stworzono pogotowie ochotnicze z mieszkańców przyległych do Wisły dzielnic miasta. Na miejskich odcinkach wału praca opierała się przede wszystkim na brygadach pracy, składających się z robotników, w 90% z kobiet, zupełnie nieprzygotowanych pod względem siły, wyrobienia, odzieży, obuwia o odżywienia do robót ziemnych. Brak kuchni polowych i w ogóle możliwości dożywiania ludzi pracujących na wałach w dużym stopniu przyczyniały się do obniżenia wydajności pracy, która była istotnie niesłychanie niska, bo wynosiła zaledwie niewielki % normalnej wydajności robotnika dniówkowego. Nie można się było zresztą temu dziwić i wiele wymagać, widząc stale wzdłuż wałów grupy zziębniętych robotnic i robotników, suszących obuwie i grzejących się przy ogniskach, podtrzymywanych przez cały dzień drzewem z bunkrów. Uzyskano pomoc w związku z interwencją poselstwa Radzieckiego od władz wojskowych w postaci dorywczo przysyłanych oddziałów wojska z łopatami i oskardami oraz furmanek szarwarkowych. Wspomniane wyżej brygady pracy wysyłały na wał codziennie od 300 do 700 robotników. W dniu ruszenia lodów zmobilizowano do pracy przeszło 2.000 ludzi.

Akcja przeciwpowodziowa, koordynowana przez ogólne kierownictwo, prowadzona była niezależnie na czterech odcinkach: 1) na wale Miedzeszyńskim od mostu Średnicowego do wsi Wólka Zerzeńska i na wale wstecznym Gocławskim, 2) na wale Siekierskim i Czerniakowskim, 3) na wale Gołędzinowskim i 4) na wale Potockim.

Organizacja i natężenie prac na wszystkich wałach były mniej więcej jednakowe, największą jednak uwagę skierowano na wał Miedzeszyński, gdyż w razie jego przerwania nastąpiłoby zalanie

Saskiej Kępy, co byłoby prawdziwą katastrofą i spowodowałoby olbrzymie straty.

Według przewidywań, opartych na obserwacjach miejscowych i sprowadzanych na prośbę Kierownictwa akcji przez wojskowe władze Radzieckie drogą lotniczą z góry Wisły, już około 20 lutego spodziewano się, że ruszenie lodów na Wiśle nastąpi między 2—4 marca.

Usiłowania kierownictwa technicznego zmierzały do zabezpieczenia do tego czasu wszystkich przekopów otwartych i tunelowych w poprzek wału na szerokości conajmniej 2—3 m w koronie. Pracę tę rozłożono w czasie w ten sposób, że z początku na całej długości wałów usypywano grobelki po stronie odwodnej, o szerokości w koronie 0,5 do 1,0 m, przy skarpie odwodnej takiej samej jak istniejąca, a odlądowej 1:1, następnie zaś poszerzano koronę tej grobli do 2, następnie do 3 m, a w końcu do 5—6 m, czyli do pełnej szerokości korony wałów. Na odcinku miejskim wału Miedzeszyńskiego trzeba było ponadto rozkuć jezdnię asfaltową na bruku nad przekopami tunelowymi, żeby móc obserwować przecieki podczas przyboru Wisły i mieć możliwość doraźnego ubezpieczenia w wypadku groźby przerwania wału w świeżo zasypanych otworach. O całkowitym zabezpieczeniu wału mowy być nie mogło, wobec zbyt krótkiego czasu i braku możliwości zorganizowania należycie przygotowanych i technicznie zaopatrzonych robotników i wobec zorientowania się, że prace te wymagają wykonania około 100.000 m³ nasypów. Trudności potęgowały się wskutek bardzo złych warunków atmosferycznych. Mimo to wszystkie zamierzone główne roboty ubezpieczające zarówno na odcinku miejskim, gdzie pracowały brygady pracy i przez kilka dni oddziały wojskowe, jak i na odcinku powiatowym, gdzie pracowała miejscowa ludność, zostały wykonane do dnia 1.III.

Na odcinku miejskim do ochrony od powodzi Saskiej Kępy wciągnięte do współpracy zostały również komitety obywatelskie, z którymi utrzymywano stałą łączność i od których zażądano wysłania na wał w razie alarmu gotowych do pracy obywateli w ilości 100—200 ludzi, w miarę możliwości z własnymi narzędziami i z pewną ilością wózków, rowerów i latarni. Zapewniona była również pomoc i współpraca Milicji Obywatelskiej w szczególności Komisariatu Rzecznego. Stały personel Wydziału Wodno-Melioracyjnego przydzielony do robót na wale Miedzeszyńskim, Gocławskim i Średnicowym (10 km), składający się z 1 inżyniera, 4 techników i 18 robotników, był oczywiście ciągle na posterunku. W okresie pogotowia skompletowana została grupa 10-ciu mieszkańców Saskiej Kępy, doświadczonych wodniaków (piaskarzy, rybaków), którzy zgłosili się ochotniczo i podjęli się strzeżenia najbardziej zagrożonych odcinków wału od mostu Poniatowskiego do wału Gocławskiego. Każdy z nich miał na własną rękę dobrać pomocników do pracy i objąć nadzór nad 4—5 przekopami. Wszyscy ci grupowi otrzymali odpowiednie zaświadczenia i będąc w stałej dyspozycji kierownictwa technicznego, zaczęli pełnić służbę od dnia 28 lutego.

Kierownictwo techniczne zarządziło za pośrednictwem Komitetów Obywatelskich i Milicji Obywatelskiej pogotowie alarmowe dnia 1.III. Przygotowane zostały worki do piasku w ilości zaledwie około 2.000 sztuk, 3 łodzie, narzędzia, latarnie oraz suchy prowiant (chleb, marmolada) dla ludzi stale czynnych w akcji. Nawiązano ściślejszą łączność z Komitetem Obywatelskim Grochowa, którego przedstawiciele przyrzekli wysłać na wały dnia 2.III około 2.000 ludzi. Kierownictwo techniczne zdecydowało, w razie przybycia większej ilości ochotników z Grochowa, połowę zostawić na odcinku miejskim wału do pomocy dotychczas pracującym brygadam pracy, połowę zaś skierować na odcinek powiatowy, gdzie dotąd nad niebezpieczeństwem wału pracowali jedynie szarwarkowo mieszkańcy przyległych wsi, w zbyt szczupłej ilości kilkudziesięciu ludzi. Na odcinek powiatowy zażądano za pośrednictwem sołtysów i wójtów zwołanie większej ilości robotników ze wsi gmin Wawerskiej i Falenickiej. Niestety, zamiast przewidywanych licznych zastępów zmobilizowanych obywateli Grochowa i Pragi, stawilo się do pracy z tych obwodów zaledwie niewielu, tak że odcinek powiatowy mógł być ratowany tylko przez mieszkańców bezpośrednio zagrożonych powodzią terenów. Przyręczone przez władze wojskowe oddziały wojska w krytycznym dniu 2 marca nie mogły przybyć, wysłano tylko 22 podwody. Ostatecznie w chwili zarządzenia pogotowia, kierownictwo techniczne mogło liczyć na brygady pracy od 8 rano, a w razie nocnego alarmu tylko na szczupłe pogotowie Saskiej Kępy.

Lody na Wiśle ruszyły i zaraz stanęły o godz. 3-ej rano dnia 2.III. Natychmiast zarządzony został alarm. Wkrótce pogotowie „wodniaków” było na swoich posterunkach, powiadomiono Milicję Obyw., obudzono furmanów. O godz. 6.30 lody ruszyły na dobre. Pogoda była fatalna: wiatr, mróz i zadymka. Wkrótce przybyło na wał pogotowie z Saskiej Kępy w ilości 57 osób. Około godz. 8-ej zaczęli nadchodzić robotnicy brygad pracy. Na odcinku powiatowym stanęli do pracy mieszkańcy przyległych wsi pod przewodnictwem sołtysów wsi Las i Zbytki, którzy bez wytchnienia trwali na swoich posterunkach, pilnując najbardziej zagrożonych miejsc, aż do chwili minięcia niebezpieczeństwa. Trzeba stwierdzić, że cały personel techniczny, pogotowie „wodniaków”, mieszkańcy wsi, pogotowie Saskiej Kępy i niektóre grupy brygad pracy stanęły na wysokości zadania i dały z siebie maksimum wysiłku.

W miarę przyboru wody i piętrzenia się lodów, przy i na wale sytuacja stawała się coraz krytyczniejsza, gdyż trzeba wziąć pod uwagę, że woda na Wiśle doszła do poziomu o 1,5 m ponad poziom dna niektórych przekopów tunelowych, zasypanych zaledwie częściowo przez niefachowych robotników i do tego ziemią zmarzniętą. Były momenty kiedy tylko natychmiastowe zatkanie workami z ziemią i zabicie ścianek zapobiegło przerwaniu kilku przekopów. Jak groźne i bliskie było niebezpieczeństwo wiedzą tylko ci, którzy sami byli w miejscach zagrożonych i obserwo-

wali wciąż zwiększający się przybór wody, niezwykle silny nacisk lodów na skarpy wałów. Półzator przy moście kolejowym spowodował spiętrzenie wody przy wale Miedzeszyńskim, do poziomu nie notowanego dotąd. Katastrofa wydawała się bardzo bliska i prawdopodobna.

W czasie prac na wale Miedzeszyńskim, gdzie pracowało ochotniczo pogotowie Saskiej Kępy, zaszedł około godz. 11-tej niezwykle tragiczny wypadek. Z baterii, która stała około mostu Poniatowskiego na lewym brzegu i rozbijała kry na środku Wisły, pocisk trafił w chodnik wału Miedzeszyńskiego w sąsiedztwie kierownictwa technicznego około ul. Obrońców, zabijając na miejscu 2 osoby, ciężko raniąc 3 osoby i kilka lekko. Spowodowało to taką depresję wśród pracujących na wale, że wszyscy w pobliżu porzucili pracę. Tragizm sytuacji polegał, poza poniesionymi ofiarami, na tym, że woda w tym momencie utrzymywała się na najwyższym poziomie, co spowodowało konieczność dalszego pilnego czuwania i umacniania słabo zabezpieczonego wału, a jednocześnie nie można było narażać biorących udział w akcji na dalsze ofiary, tym bardziej, że po chwili — zanim zdołano się skomunikować z drugą stroną — pociski znów padły na wał. Na szczęście ten odcinek wału był już jako tako zabezpieczony i przecieków nie zauważono.

Mimo, że woda na Wiśle zaczęła opadać, od godz. 11-ej wytężona praca trwała bez przerwy, gdyż niebezpieczeństwo przerwania wałów było w dalszym ciągu wielkie, a możliwość powstania zatoru i ponowny przybór wody nie był wyłączony. Gdy poziom wody obniżył się o 0,5 m około godz. 14-tej, praca była już mniej gorączkowa, a dopiero pod wieczór dnia 2.III można było z ulgą stwierdzić, że największe niebezpieczeństwo minęło. Pomimo wyczerpania fizycznego i nerwowego personelu technicznego, ochotniczego pogotowia „wodniaków” i mieszkańców wsi z sołtysami na czele, czuwanie nie ustało przez noc 2—3 marca, cały następny dzień i noc 3—4 marca. Na noc 2—3.III przysłano do dyspozycji kierownictwa oddział straży pożarnej w ilości 24 ludzi, którzy byli w pogotowiu na wypadek nocnego alarmu, lecz do robót użyci nie byli. Poza tym przymaszerował późnym wieczorem 3.III oddział żołnierzy, którzy przetrwali mroźną i wietrzną noc na wale, czuwając nad jego bezpieczeństwem. Jeszcze raz trzeba podkreślić, że w czasie właściwej akcji przeciwpowodziowej panowała niezwykle przykra pogoda, przez co praca i przebywanie na wałach były bardzo uciążliwe.

Po krytycznych momentach w dniach 2—3 marca akcja przeciwpowodziowa wobec długiego utrzymywania się fali powodziowej trwała jeszcze na terenie Warszawy do końca marca 1945 r., była jednak już prowadzona spokojniej w kierunku dalszego zabezpieczenia zniszczonych wałów w przekonaniu, że wobec przetrzymania punktu kulminacyjnego, większe niebezpieczeństwo nie może już grozić.

S.

Wspomnienia pośmiertne

S. P. Prof. Dr Inż. Maksymilian Matakiewicz.

Szkole-Politechnice, którą tak ukochał, poświęcił życie swoje. Zaiste całe swe życie poświęcił dla dobra kraju, zapatrzony w szczytne posłannictwo zawodu inżyniera i jego nauczyciela.

Dnia 3 lutego 1940 r. nieubłagana śmierć wyrwała Go nagle i bezpośrednio po codziennych zajęciach naukowych i trzech w dniu tym egzaminach, w które, jak nam Jego uczniom dobrze wiadomo, wkładał moc energii, aby nie tylko wydobyc maksimum wiadomości, ale dać jeszcze studentowi ostatnią lekcję fachową — sumienności.



Urodzony w 1875 r. w Niepołomicach, ukończył w 1893 r. szkołę średnią w Krakowie, po czym studia na wydziale inżynierii Politechniki Lwowskiej. Po asystenturze przy katedrze budownictwa wodnego, wstępuje w 1900 roku do służby krajowej w dziale regulacji rzek, budowy portu w Nadbrzeziu a wreszcie budowy wodociągu w Tarnowie. W międzyczasie odbył dłuższe podróże naukowe, a w 1905 r. uzyskał stopień doktora nauk technicznych. W 1908 r. powołany na profesora budownictwa wodnego Politechniki Lwowskiej pracuje niezmordowanie dla nauki polskiej, od czego Go nie odrywają piastowane urzędy rektora, zastępcy komisarza m. Lwowa,

czy ministra — za wyjątkiem służby wojskowej w obronie Lwowa w r. 1918/19.

Pełen szlachetnego zapału dla wszystkiego co piękne i dobre, poświęcał każdą wolną swą chwilę dla dobra młodzieży, będąc nie tylko nominalnie opiekunem Związku Studentów Inżynierii Politechniki Lwowskiej i kuratorem Stowarzyszenia Asystentów Politechniki Lwowskiej, ale służył pomocą w ich pracach naukowych.

Bolesna strata dla nauki polskiej tkwi w pionierskiej Jego pracy naukowej, która wyraża się niezwykle cennymi oryginalnymi przyczynkami naukowymi w liczbie ponad 50 i powyżej 1000 referatów, dotyczących hydrauliki, budownictwa wodnego, potrzeb robót publicznych i innych, a ten bogaty dorobek Jego koronuje siedem cennych podręczników naukowych. Równocześnie bierze czynny udział w Radzie Technicznej przy Ministerstwie Robót Publicznych i Komunikacji, referując lub opiniując cały szereg doniosłych projektów budowli inżynierskich.

Wielką Jego zasługą dla gospodarstwa narodowego i rozwoju ekonomicznego kraju jest odrzucenie koncesji dla konsorcjum zagranicznego na monopol elektryfikacji kraju na niesłychanie niekorzystnych warunkach, przygotowanych przez zakłamaną kampanię prasową. Swoim stanowiskiem zdołał zaimponować przedstawicielom koncernu, uznającym na pożegnalnej wizycie słuszość decyzji.

Umie też s. p. prof. M. Matakiewicz znaleźć jeszcze czas dla wybitnej działalności w skupiającym cały świat techniczny Polskim Towarzystwie Politechnicznym i w jego organie Czasopiśmie Technicznym, jak również w Towarzystwie Naukowym we Lwowie. W wyróżnieniu swej pracy naukowej w 1930 r. zostaje prezesem Akademii Nauk Technicznych w Warszawie. Nic też dziwnego, że w czasie zawieruchy wojennej zgonowi tej świetlanej postaci towarzyszył ogólny żal społeczeństwa lwowskiego.

Czas upływa, ale wspomnienia i cześć w sercach licznych rzesz inżynierskich i społeczeństwa kraju pozostaną na zawsze.

Inż. Wiktor Mamak.

WYKAZ PRAC PROF. DR INŻ. M. MATAKIEWICZA.

I. Oryginalne przyczynki naukowe:

1. Regulacja rzek i urządzenia dla żeglugi w południowych Niemczech, Szwajcarii i Voralbergu (Lwów, 1902); 2. Próby ustawienia wzorów empirycznych na przepływ wody w łóżykach przyrodzonych (Lwów, 1906); 3. Sprawozdanie techniczne z robót przygotowawczych w celu zaopatrzenia miasta Tarnowa w wodę (Tarnów, 1908); 4. Stan sprawy zapobiegania wylewom rzek za pomocą systemu zbiorników (Warszawa, 1909); 5. Nowe badania empiryczne nad związkiem elementów ruchu

w łóżykach przyrodzonych (Lwów, 1910); 6. Drogi wodne w Polsce (Lwów, 1917); 7. Orzeczenie w sprawie wydajności terenu wodonośnego budżyńsko-cholerzyńskiego (Kraków, 1917); 8. Badania nad związkiem między chylnością średnią i powierzchnią w łóżykach rzecznych (Lwów, 1918); 9. Regulacja Wisły (Warszawa, 1920); 10. Światowe drogi wodne a regulacja Wisły (Lwów, 1920); 11. Hydrologiczna miara żeglowności (Lwów, 1923); 12. Straty wody w kanałach żeglugi (Warszawa, 1925); 13. Ogólna formuła na średnią chylność przepływu w łóżykach rzecznych i kanałowych (Lwów—Warszawa, 1925); 14. Formuły na średnią prędkość przepływu i pro-

niem prędkości przy bardzo małych głębokościach (Lwów, 1927); 15. Droga wodna Bałtyk — Morze Czarne (Warszawa, 1927); 16. Sur l'uniformisation des methodes de la determination des coefficients dans la formule de Chézy (Tallin, 1928); 17. Badania nad związkiem między prędkością średnią profilu a największą prędkością powierzchniową w łóżyskach sztucznych (Warszawa, 1931); 18. Formuła na średnią prędkość dla łóżysk naturalnych i wielkich spadków (Warszawa, 1931); 19. Dalsze badania nad formułą prędkości i krytyka nowszych zapatrywań nad jej budową (Lwów, 1931); 20. Przepływ przez obszary zalewne rzek (Lwów, 1931).

(Z powyższych 9 prac wydano po raz drugi w językach obcych).

KRONIKA

KOMUNIKAT POLSKIEGO ZWIĄZKU INŻYNIERÓW BUDOWLAN- NYCH.

W dniach 19., 20 i 21 kwietnia 1947 r. odbędzie się w Warszawie pod protektoratem Ministra Odbudowy prof. M. Kaczorowskiego i JM. Rektora Politechniki Warszawskiej prof. Warchałowskiego pierwszy powojenny Zjazd Naukowy Polskiego Związku Inżynierów Budowlanych pod hasłem: „Organizacja i Technika Odbudowy”. Obrady toczyć się będą w trzech sekcjach: zagadnień ogólnych, zagadnień technicznych i zagadnień organizacyjno-programowych. Tematy, które będą poruszane na Zjeździe, to: zagadnienie planu gospodarczego, sił fachowych, materiałów i sprzętu budowlanego, organizacji środków (finansowanie) oraz badań naukowych budownictwa, zagadnienia właściwego zużytkowania materiałów, organizacji i mechanizacji robót, nowych materiałów i nowych badań, nowoczesnych metod budownictwa i zagadnień naukowo-konstrukcyjnych. Referaty będą wydane w formie Księgi Zjazdowej, którą każdy uczestnik otrzyma przed Zjazdem, celem zapoznania się z poruszonymi zagadnieniami i umożliwienia w ten sposób dyskusji na poszczególne tematy.

Jednocześnie na Zjeździe odbędzie się Konferencja Statyków-Konstruktorów, gdzie będą poruszone nowe zagadnienia i nowe prace w tej dziedzinie, przeżyłszy i przepracowane w ciągu lat wojny i w czasie ostatnim. Uczestnikiem Zjazdu może być każdy, kogo interesuje odbudowa Kraju.

II. Podręczniki:

1. Zasady budowy wodociągów (Lwów, 1914, część I i V dzieła zbiorowego, 128 + 8 str.); 2. Budowa jazów (Lwów, 1920, 164 str., 20 tablic); 3. Regulacja rzek (Lwów, 1923, 459 str.); 4. Żegluga śródlądowa i budowa dróg wodnych (Warszawa, 1931, XVI + 540 str., 8 tablic); 5. Pomiary wodne, budowa jazów i ustawa wodna (Lwów, 1926 i 1932, jako część Podręcznika Inżynierskiego 32 + 32 + 40 str.); 6. Zasady wyzyskania sił wodnych. Pomiary i obliczenia wodne (Lwów, 1936).

III. Około 1020 mniejszych prac, artykułów i referatów poza wyżej wymienionymi ogłoszono drukiem w różnych czasopismach technicznych.

Informacji udziela Sekretariat Generalny Zjazdu w Warszawie ul. Narbutta 26, II p., lub oddziały Polskiego Związku Inżynierów Budowlanych w Gdańsku, Katowicach, Lublinie, Łodzi, Poznaniu, Szczecinie i Wrocławiu.

NORMY WYNAGRODZEŃ ZA PRACE INŻYNIERSKIE W ZAKRESIE DOMOWYCH INSTALACJI WEWNĘTRZNYCH.

Ministerstwo Odbudowy wydało Okólnik Nr 31 z dnia 28 listopada 1946 r. treści następującej:

Uchylając okólnik Nr 3 z dnia 16.II.1946 r. poz. 13 (Dz. U. M. O. Nr 1. 1946 r.) w sprawie stosowania norm tymczasowych za prace inżynierskie w zakresie domowych instalacji wewnętrznych, ustalam zasady obliczenia wynagrodzeń za prace wod.-kanalizacyjne, centralnego ogrzewania, gazu i elektryczne, wykonywane dla urzędów, instytucji i przedsiębiorstw państwowych wg załączonych norm.

Wynagrodzenie za powyższe prace winno być obliczone z zastosowaniem mnożnika 15, przyjętego za obowiązujący okólnikiem Min. Odb. Nr 19 z dnia 18.VII.46 r. L. dz. V — 578/46, przy dzielniku dla robót wod. kan., c. o. i gazu 22, dla robót elektrycznych 25.

Za Ministra

(—) inż. St. Pietrusiewicz
Podsekretarz Stanu

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.

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.

Nr. 1171 Druk: Robotnicza Spółdzielnia Graficzna, Targowa 80. B-20062