

GOSPODARKA WODNA



MIESIĘCZNIK POSWIĘCONY SPRAWOM
GOSPODARKI I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK IX

WARSZAWA - MARZEC - KWIECIEŃ - MAJ 1949

NR 3-4-5

T R E Ś Ć :

Wytyczne Sześcioletniego Planu Rozwoju i Przebudowy Gospodarczej Polski	57
Prof. Dr J. Kostrzewski — Rola Wisły w czasach prehistorycznych Polski	59
Inż. W. Jarocki — Problem poprzecznej cyrkulacji wody w rzekach i jej wykorzystanie w hydrotechnice	61
Inż. A. Woźniak — Kolmatacja przy pomocy roślin wodnych dla celów regulacji rzek	72
Inż. S. Smoleński — Pojemność zbiorników retencyjnych na potokach górskich	75
Inż. S. Słomiński — Melioracje a kierunki produkcji rolnej Żuław	79
Inż. A. Obuchowski — Obliczanie ilości wody przy nawodnieniu łąk	81
Inż. S. Modrzejewski — Nawodnienia w Czechosłowacji	86
Inż. M. Ostromecka — Pasy wiatrochronne ZSRR w świetle doświadczeń	90
Inż. J. Waksman — W sprawie Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Wodnych w Polsce	94
Inż. B. Krzyszkowski — Polskie transporty wodne na drodze do racjonalnego rozwoju	95
Inż. Z. Kornacki — Taśmowa produkcja materaca jednowarstwowego na warsztacie pływającym	97
Inż. S. Rawa — Budowa kanału Warta — Gopło w okresie powojennym	99
Inż. S. Iwanicki — Budowa śluz „Gawrony” i „Koszewo” na kanale Warta — Gopło	112
Inż. S. Juniewicz — Nomogram do wyznaczania średnic rurek drenów	124
Techn. S. Pałka — Typ progę żelbetonową na palach drewnianych	125
Wspomnienia pośmiertne	127
Bibliografia	131
Przegląd czasopism	132
Kronika	133
Okladka: Budowa śluzy na kanale Warta — Gopło	

AMENAGEMENT DES EAUX

Revue mensuelle consacrée aux problèmes d'aménagement des eaux ainsi qu'aux questions d'hydrotechnique.

SOMMAIRE:

	Page
Directives du Plan Economique Sexennal de Pologne	57
Le rôle de la Vistule dans la pré-histoire de la Pologne	59
Circulation transversale de l'eau et son application en hydro-technique	61
La colmatation à l'aide des plantes aquatiques	72
Les retenues sur les torrents	75
Hydraulique agricole et la production agricole en Żuławy	79
Calculation du nombre de l'eau pour l'irrigation des pâturages	81
Irrigation en Tchecoslovaquie	86
Zones de forêts contre les vents en U.S.S.R.	90
Sur l'Association des Ingenieurs et Techniciens en Hydraulique de Pologne	94
Developement des transports fluviaux polonais	95
Production du ruban de matelas de fascine	97
Construction du canal Warta — Gopło après la guerre	99
Construction des écluses „Gawrony” et „Koszewo” sur le canal Warta — Gopło	112
Nomogramme pour les diamètres des drains	124
Le seuil de beton-armé aux pieux en bois	125
Souvenirs posthumes	127
Bibliographie	131
Revue des periodiques	132
Cronique	133
Couverture: Construction de l'écluse sur le canal Warta — Gopło	

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО

Ежемесячный журнал по делам гидротехнического хозяйства и его строительства.

СОДЕРЖАНИЕ:

	Ст.
Наставление Шестилетнего Хозяйственного Плана Польши	57
Значение Вислы с праисторических времён Польши	59
Поперечная циркуляция воды и ее использование в гидротехнике	61
Колматация при помощи водных растений	72
Ретенционные бассейны на горных потоках	75
Мелиорация и сел. хоз. продукция Жулав	79
Подсчет количества воды при наводнении лугов	81
Наводнения в Чехословакии	86
Защитные полосы в С.С.С.Р.	90
О Союзах Инженеров и Водных Техников в Польше	94
Развитие Польского водного транспорта	95
Ленточная продукция фашиновых матрацов	97
Строительство канала Варта — Гопло после войны	99
Строительство шлюзов „Гавроны” и „Кошево” на канале Варта — Гопло	112
Нограмма для определения диаметра дрена	124
Железобетонный порог на деревянных сваях	125
Посмертное воспоминание	127
Библиография	131
Обзор печати	132
Хроника	133
Обложка: Строительство шлюза на канале Варта — Гопло	

WATER-MANAGEMENT

Monthly magazine consecrated to the problems of the water-management and the water-engineering.

CONTENTS:

	Page
Guiding principles of Economic Six-year Plan in Poland	57
Role of Vistula in the prehistoric times of Poland	59
Transversal circulation of water and his application in river-regulation	61
Colmatation by water-plantes	72
Water-reservoir on the torrents	75
Melioration and the production agricultural on Żuławy	79
Calculation of the water for the irrigation of pastures	81
Irrigation in Czechoslovakia	86
Forest-zones against the wind in USSR	90
Association of water-engineerings in Poland	94
Development of the water-transport in Poland	95
Tape-production of the fascine-mattress	97
Construction of the canal Warta — Gopło after war	99
Construction of the sluices „Gawrony” and „Koszewo” on the canal Warta — Gopło	112
Nomogram for the diametres of drains	124
Threshold of concrete on the wooden-pales	125
Obituary notices	127
Bibliography	131
Review of periodicals	132
Chronicle	133
Cover: Construction of the sluice on the canal Warta — Gopło	

GOSPODARKA WODNA

MIESIĘCZNIK

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK IX

WARSZAWA, MARZEC – KWIECIEŃ – MAJ 1949 R.

Nr 3-5 (42)

WYTYCZNE SZESZCIOLETNIEGO PLANU ROZWOJU I PRZEBUDOWY GOSPODARCZEJ POLSKI

(Wyjątki z wytycznych 6-letniego planu, przyjętego przez Pierwszy Kongres Polskiej Zjednoczonej Partii Robotniczej — grudzień 1948 r.) *)

ZAŁOŻENIA OGÓLNE.

1. Zdobyć władzę polityczną przez lud pracujący i zasadniczy przewrót dokonany w ustroju gospodarczym stworzyły w Polsce warunki szybkiego postępu społecznego i gospodarczego. Unarodowienie wielkiego i średniego przemysłu, banków, transportu oraz reforma rolna zlikwidowały władztwo wielkiego kapitału i obszarnictwa w życiu gospodarczym Polski, wyzwoliły Polskę z zależności od kapitału zagranicznego, zniosły kapitalistyczne okowy krępujące rozwój sił wytwórczych, stworzyły w naszym kraju warunki wkroczenia na drogę gospodarki planowej.

11. Nowy sześciolletni plan rozwoju i przebudowy gospodarczej Polski, który będzie realizowany po zakończeniu planu trzyletniego, będzie planem budowy podstaw socjalizmu w Polsce, wielkiego rozwoju sił wytwórczych, wzrostu dobrobytu mas pracujących, rozkwitu kultury.

12. W wyniku realizacji planu sześciolletniego przemysł nasz będzie wielkim przemysłem socjalistycznym o unowocześnionym wyposażeniu technicznym. Będzie on zdolny do zapewnienia dalszego uprzemysłowienia kraju głównie w oparciu o własną produkcję maszyn i urządzeń, do zabezpieczenia pod względem technicznym i materiałowym koniecznego rozwoju innych gałęzi gospodarstwa narodowego, a w szczególności rolnictwa, komunikacji i budownictwa, oraz zaspokojenia rosnących potrzeb konsumpcyjnych ludności.

ROLNICTWO.

25. Zadaniem planu winno być osiągnięcie wzrostu produkcji rolnej w ciągu sześciu lat w granicach co najmniej od 35 do 45%

26. Aby osiągnąć ten wzrost, należy

Zasięg robót melioracyjnych zostanie zwiększony. (podkreśl. Red.).

27. Podstawowym czynnikiem podniesienia produkcji rolniczej będzie jak najszersze zastosowanie zdobyczy nowoczesnej nauki, w szczególności przodującej nauki radzieckiej, przystosowanie ich do naszych krajowych warunków przez sieć państwowych zakładów doświadczalnych oraz udostępnienie ich masom chłopskim przy pomocy państwowego aparatu instruktorskiego.

*) Hilary Minc — Osiągnięcia i plany gospodarcze, Warszawa 1949, Wydawn. „Książka i Wiedza”.

Szczególny nacisk ze względu na konieczność lepszego zaopatrzenia ludności w mięso, tłuszcze i produkty mleczne zostanie w okresie planu sześciolletniego położony na rozwój hodowli bydła i trzody chlewnej. Celem zabezpieczenia rozwoju hodowli odsetek upraw pastewnych winien być powiększony do blisko 16%, przy czym zwiększyć należy szczególnie powierzchnię uprawy koniczyny i innych roślin motylkowych. **Należy dokonać poważnego wysiłku w celu polepszenia stanu łąk i pastwisk przez meliorację, nawożenie, uprawę i podsiewy szlachetnych traw.**

(podkreśl. Red.).

TRANSPORT I ŁĄCZNOŚĆ.

35. Transport i łączność w okresie sześciolecia winny ulec znacznemu usprawnieniu i rozbudowie, aby sprostać rosnącym potrzebom życia gospodarczego kraju.

W zakresie dróg wodnych śródlądowych należy doprowadzić do stanu pełnej sprawności istniejące na Odrze urządzenia żeglugowe i rozpocząć wraz z Czechosłowacją wspólnymi siłami budowę pierwszego odcinka kanału Odra-Dunaj oraz zapoczątkować budowę zbiorników retencyjnych. (podkreśl. Red.).

INWESTYCJE.

41. Realizacja zadań planu sześciolletniwymaga znacznych nakładów inwestycyjnych.

Należy dążyć do maksymalnego zwiększenia efektu produkcyjnego i użytkowania inwestycji przez koncentrowanie wysiłku na decydujących dla całej gospodarki narodowej odcinkach i obiektach, przez usuwanie marnotrawstwa i zbytku w projektach inwestycyjnych, ograniczenie do minimum nakładów inwestycyjnych na potrzeby administracyjne oraz maksymalne skrócenie czasu trwania robót inwestycyjnych.

42. W okresie planu sześciolletniego należy rozwinąć nowoczesny przemysł budowlany, opierający się na mocnej podbudowie technicznej. Bez dokonania technicznej rekonstrukcji budownictwa niemożliwa jest realizacja olbrzymich zadań inwestycyjnych planu.

W celu wykonania tego zadania należy podjąć walkę o opanowanie nowej techniki budownictwa, o właściwą organizację i kierownictwo techniczne robót budowlanych.

ZATRUDNIENIE I SZKOLENIE.

44. W okresie sześciolecia należy przeszkolić w zawodach nierolniczych 800—900 tys. robotników, 80—100 tys. techników i ok. 24 tys. inżynierów.

ROZWÓJ OŚWIATY, KULTURY, OCHRONY ZDROWIA I OCHRONY PRACY.

48. Szkoły politechniczne dadzą gospodarstwu narodowemu ok. 4 tys. inżynierów rocznie.

W toku realizacji planu wzrośnie znacznie liczebność inteligencji, powstaną kadry nowej inteligencji pochodzenia robotniczego i chłopskiego. Inteligencja ta stanie do wspólnej pracy ze starą inteligencją i wiązać ją będzie ściślej z masami ludowymi. Wzrośnie inteligencja wiejska oraz kadry wykwalifikowanych sił na wsi.

Osiągnięcie zamierzonego tempa produkcji przemysłowej i rolniej oraz podniesienie kultury wymaga jednoczesnego rozwoju techniki i nauki. Dlatego jednym z zadań planu sześciolletniego winno być obok forsownej rozbudowy i odbudowy wyższych uczelni, zwłaszcza technicznych, rozbudowa instytutów naukowo-badawczych, laboratoriów fabrycznych, biur projektowych oraz popieranie wszelkimi możliwymi środkami rozwoju myśli naukowej i technicznej i wszechstronną pomoc dla uczonych i twórców.

56. Podstawowym czynnikiem realizacji zadań wytkniętych w planie będzie wszechstronne wzmoczenie aktywności mas robotniczych i chłopskich w walce o wykonanie planu.

58. Wielką dźwignią wydajności pracy jest masowy ruch współzawodnictwa. Zadaniem organizacji partyjnych jest kierowanie ruchem współzawodnictwa pracy, podnoszenie go na coraz to wyższy poziom i wyjaśnianie masom robotniczym, że plan będzie można realizować tylko w walce z niedbalym stosunkiem do środków produkcji, w walce z marnotrawstwem i stratami, z biurokracją w aparacie państwowym i gospodarczym.

Racjonalizacja pracy i postęp techniczny związany jest z ruchem nowatorstwa, z rozwojem robotniczej wynalazczości. Powiązanie wysiłków kadr inteligencji technicznej z inicjatywą mas robotniczych — stanowić będzie zadanie organizacji partyjnych.

60. W okresie planu sześcioletniego inteligencja uzyska jeszcze szersze możliwości twórczej pracy w służbie ludu pracującego. W rezultacie dopływu nowych kadr wywodzących się z ludu, inteligencja wzmocni swoją więź z masami pracującymi.

63. Plan sześcioletni stanowić będzie program działania i walki Polskiej Zjednoczonej Partii Robotniczej, klasy robotniczej, inteligencji pracującej i mas biednego i średniorolnego chłopstwa. Plan będzie wyrazem najgłębszych interesów Polski Ludowej.

Milionowe masy pracujących będą żyły sprawą wykonania planu sześcioletniego, planu wielkiego postępu i marszu ku Socjalizmowi.

PROF. DR JÓZEF KOSTRZEWSKI

Uniwersytet Poznański

Rola Wisły w czasach prehistorycznych Polski¹⁾

Przy badaniu stosunków prehistorycznych coraz częściej zwraca się obecnie uwagę na rolę czynników geograficznych. Jeżeli chodzi w szczególności o znaczenie rzek dla człowieka prehistorycznego, to od czasów książki Sado wskiego: „Drogi handlowe greckie i rzymskie” (Kraków, 1876) coraz wyraźniej badacze zdają sobie sprawę z wielkiej roli, jaką odegrały rzeki jako główne drogi komunikacyjne, a stąd i ważne szlaki handlowe, zarazem coraz silniej uwypukla się znaczenie dolin rzecznych dla osadnictwa dawnego oraz rola rzek w wędrówkach i ekspansjach ludów prehistorycznych. Oczywiście nie wszystkie rzeki miały równe znaczenie dla człowieka prehistorycznego, dużo zależało od wielkości i spławności rzeki, od dostępności jej brzegów, od jakości gleby nad jej brzegami, od tego, czy w pobliżu rzeki istniały tereny posiadające ważne dla człowieka prehistorycznego surowce, od tego, czy łączyła ona terytoria kulturalne wyżej rozwinięte z zacofanymi pod tym względem i od wielu innych czynników. Co do Wisły, to z góry można było się

domyśleć, że odegrała ona ważną rolę w prehistorii ziem polskich, przez środek których przepływa. Źródła jej znajdują się w pobliżu Bramy Morawskiej, dogodnego i ważnego połączenia Polski z Czechosłowacją i niziną węgierską, naturalnej bramy wpadowej dla różnych migracji południowych. W górnym swym biegu przepływa Wisła przez urodzajne tereny lessowe Małopolski, nad dolnym jej biegiem leżą żyzne obszary czarnoziemów kujawskich i chełmińskich. Brzegi rzeki są na ogół suche i dostępne, w pobliżu górnego biegu znajdują się obfite złoża doskonałego krzemienia, ujście rzeki leży niedaleko bursztynowych wybrzeży Sambii, naprzeciw skalistej Skandynawii, wysyłającej nierzadko nadmiar swej przedsiębiorczej ludności poza morze, stąd słusznie już przez Jordana nazwanej „officina gentium”. Istotnie dokładniejsze zbadanie roli, jaką odegrała główna rzeka Polski w pradziejach naszego kraju, dowodzi, że rola ta była bardzo ważna.

Już w młodszym paleolicie gromady myśliwców, przebywające w Małopolsce, skupiały się szczególnie chętnie nad szeroko rozlaną Prawisłą, jak wskazują na to wykopaliska. Gdy po ostatecznym cofnięciu

¹⁾ Streszczenie artykułu pod tym tytułem, opublikowanego w „Przeglądzie Archeologicznym” Tom 5, zes. 1. Poznań 1935. (Z. M.)

się lodowca z niziny polskiej dalsze obszary Polski stały się podatne do zamieszkania i koryto Wisły ustaliło się w formie dzisiejszej, pierwsze gromady ludzkie, pojawiające się na tym terytorium, posuwały się w znacznej części wzdłuż rzeki ku północy. Wisła była nie tylko ważną drogą ekspansji ówczesnej kultury, lecz służyła zarazem jako droga handlowa, którą sprowadzano doskonały krzemień z Małopolski na Mazowsze i Podlasie, służący do wyrobu narzędzi. Podobnie ekspansja kultury młodszej epoki kamiennej z terytoriów lessowych Małopolski ku północy, dokonywa się prawie wyłącznie wzdłuż Wisły. W rezultacie nad dolną Wisłą, na urodzajnych Kujawach i w Ziemi Chełmińskiej kultura ta wytwarza drugie ważne centrum osadnicze w Polsce. Wykonywane w okresie neolitu narzędzia krzemienne rozchodzą się daleko na północ Polski; przeważnie transportowano je drogą wodną, w dół Wisły, dochodząc aż do jej ujścia i sięgając na Prusy Wschodnie. Podobny ruch odbywał się z ziem południowo - wschodnich Polski wzdłuż Bugu.

Wzajemian za doskonały surowiec krzemienisty dostarczała ludność, mieszkająca na Pomorzu i w Prusach Wschodnich przede wszystkim bursztynu, który znowu wzdłuż Wisły i jej dopływów dociera z jednej strony aż do okolic Krakowa, z drugiej zaś wzdłuż Sanu i Dniestru na Ukrainę.

Znaczenie Wisły jako szlaku handlowego wykupła się znów w pewnej mierze przy rozpatrywaniu dróg, którymi dostawał się do Polski pierwszy metal, miedź. Jakkolwiek większe znaczenie miała droga idąca przez Śląsk i Wielkopolskę zachodnią, to jednak wyznacza się równocześnie druga droga, idąca przez Małopolską i Mazowsze wzdłuż Wisły. Nie da się jednak zaprzeczyć, że z początkiem epoki brązowej znaczenie Wisły dla handlu i ruchów ludnościowych Polski prehistorycznej uległo znacznemu osłabieniu. W przeciwstawieniu do epoki kamiennej rola Wisły w epoce brązowej najwyraźniej zmalała, co pozostaje prawdopodobnie w związku z tym, że zamiast ruchów ludności skierowanych z południa na północ, odpowiadających za tym biegiem rzek i odwrotnie, mamy w tej epoce do czynienia z ekspansją kultury przedłużyckiej i lużyckiej z zachodu ku wschodowi.

Dopiero we wczesnej epoce żelaznej Wisła odzyskuje dawne znaczenie, głównie skutkiem szerzących się ruchów ludnościowych (wypieranie kultury lużyckiej przez kulturę grobów skrzynkowych). Równocześnie Wisła służy jako szlak handlowy, którym rozchodzą się z Kujaw wytworzone tam formy ozdób kultury lużyckiej (nagolenniki, naszyjniki itp.). Wyroby te z jednej strony rozchodzą się wzdłuż Wisły do Małopolski i stąd aż do Orawy, z drugiej zaś wzdłuż Wisły i Bugu docierają aż do jego górnego dorzecza.

W okresie rzymskim odgrywa Wisła podwójną rolę: szlaku handlowego oraz drogi ekspansji i wędrówek. Szerzy się gocka kultura grobów szkieletowych, dochodząc od ujścia Wisły aż do okolic Płocka, przyczem do Grudziądza skupiska ludzkie grupowały się na lewym brzegu, zaś od Grudziądza do

Torunia, na prawym. Przypuszczalnie odegrały tu rolę warunki fizjograficzne, mianowicie korzystniejsze ukształtowanie brzegów, raz po jednej, raz po drugiej stronie rzeki i urodzajność gleb. I dziś z czterech miast leżących nad tą częścią rzeki, trzy położone są na prawym (Toruń, Chełmno, Grudziądz) a tylko jedno na lewym (Świecie). W połowie trzeciego wieku po Chr. odbywa się wzdłuż Wisły i Bugu wędrówka ludności gocko-epickiej ku Morzu Czarnemu, wówczas to dostają się do Polski przedmioty, wyrabiane w Europie zachodniej, importowane drogą morską.

Okres wczesnohistoryczny (w. X — XI) uwydatnia znów wyraźnie rolę Wisły, która ponownie staje się ważnym szlakiem handlowym. Wyroby w kiniskie docierają ze Szwecji w głąb Polski, na Mazowsze i Małopolskę. Z drugiej strony z południowego wschodu Polski i Ukrainy przedostają się na Mazowsze i Podlasie różne przedmioty ozdobne, jak szklane, brązowe i srebrne pierścionki, przęśliki, pisanki gliniane i inne.

Z przytoczonych tu spostrzeżeń, które nie dają jeszcze pełnego obrazu roli Wisły w pradziejach Polski, widzimy, że rzeka ta poczynając już od najmłodszego paleolitu służyła jako szlak handlowy, łączący poszczególne części Polski między sobą oraz ziemie polskie z innymi krajami. Z drugiej strony fakty przytoczone wyżej dowodzą, że nowe ludy, zjawiające się nad górnym biegiem Wisły, mają tendencję do postuwania się wzdłuż rzeki ku północy. Podobnie kultury wytwarzające się na Pomorzu, lub przybývające tu w towarzystwie obcej ludności, wykazują skłonność do przenikania z biegiem Wisły w głąb Polski. Zjawiska te powtarzają się też w czasach historycznych. Państwo Polskie posiadające w swym ręku górne i środkowe dorzecze Wisły, z konieczności dążyło też do opanowania ujścia rzeki, z drugiej strony najazdy obce, którym udało się opanować Pomorze, wykazywały tendencję do zagarnięcia także reszty ziem polskich nad Wisłą. Doniosłe znaczenie handlowe Wisły w czasach historycznych, szczególnie dla polskiego handlu zbożem, jest tak znane, że nie potrzeba go tu osobno podkreślać. Wszystkie te fakty wskazują zgodnie na ogromną rolę, jaką odegrała ta główna arteria komunikacyjna ziem polskich, łącząca ziemie Polski południowej z Mazowszem, Kujawami i Pomorzem, a przez Pomorze z Bałtykiem.

„Wisła—jako szlak komunikacyjny spełniała doniosłą rolę w czasach prehistorycznych; w okresach późniejszych znaczenie jej osłabło i rozbiory Polski oraz długoletnie zaniedbanie porozbiorowe sprawiły, że rola Wisły ograniczyła się jedynie do odprowadzania wód opadowych z dorzecza w sposób niezmienne kapryśny i zmienny, powodując olbrzymie szkody powodziowe. Obecnie do zagadnień komunikacyjnych dochodzą problemy: energetyczny, melioracyjny i inne, przyczem ograniczone do niedawna pojęcie „Wisła” jedynie do jej koryta, rozszerzyło się na całe dorzecze” (przyp. Red.).

CZYTAJCIE I ROZPOWSZECZAJCIE „GOSPODARKĘ WODNĄ”

Problem poprzecznej cyrkulacji wody w rzekach i jej wykorzystanie w hydrotechnice

(Opracowanie według najnowszej literatury rosyjskiej).

T r o ś ć: I. Wstęp. II. Systemy i typy elementów, służących do wywołania sztucznej poprzecznej cyrkulacji. III. Badania laboratoryjne zasadniczych właściwości poprzecznej cyrkulacji. IV. Badania laboratoryjne oraz dobór elementów i systemów do praktycznego zastosowania sztucznej poprzecznej cyrkulacji. V. Zakończenie.

I. W S T Ę P.

Najwybitniejsi hydrotechnicy krajowi i zagraniczni zajmują się obecnie opracowaniem racjonalnych metod regulacji rzek.

Ciekawe są prace rosyjskich inżynierów, którzy badali ostatnio możliwość przeprowadzania regulacji rzek przez sztuczne kierowanie strug wody w potrzebnym kierunku, przy pomocy tanich i nieskomplikowanych budowli. Ponieważ proponowane przez inżynierów rosyjskich metody są nowe i u nas mało znane, warto jest z nimi bliżej zapoznać się i spróbować stosować na naszych rzekach. Przy opracowaniu tego zagadnienia wykorzystałem przede wszystkim ostatnie prace i artykuły inż. inż. Potapowa, Łosjewskiego, Pyszkina i Chaczatriana.

Jeżeli zjawiska niszczące łóżysko powstają na skutek nadmiaru lub braku na danym odcinku energii wodnej, to najczęściej wzmacnia się w tych miejscach koryto rzeki lub usuwa się odkłady sposobem mechanicznym.

Jednak zazwyczaj energia wody działa niesymetrycznie, powodując w tym samym przekroju poprzecznym rozmycie jednego brzegu i osadzanie się materiału przy drugim.

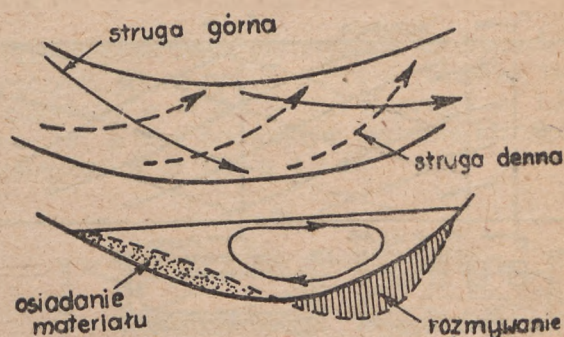
To niesymetryczne działanie wody przy jednakowej strukturze łóżyska powstaje na skutek niesymetrycznego rozłożenia prędkości wewnątrz potoku, czyli na skutek poprzecznej cyrkulacji wody.

W tym wypadku wchodzi w grę wewnętrzne, poprzeczne, zamknięte prądy, które w pewnych określonych warunkach powstają w potokach i, sumując się z zasadniczym podłużnym prądem, powodują ruch strug śrubowy, a nie równoległy.

Jako przykład takiego ruchu może służyć przepływ wody w korycie zakrzywionym. Na wszystkie cząsteczki cieczy działają wtedy siły odśrodkowe, dążące do odrzucenia tych cząsteczek w kierunku promienia, tj. od brzegu wypukłego ku wklęsłemu. Na powierzchni potoku prędkości podłużne prądu są większe niż przy dnie i dlatego też wielkość siły odśrodkowej będzie różna: warstwa wierzchnia dąży do brzegu wklęsłego z większą siłą i tu, opuszczając się w dół, wyciska w kierunku brzegu wypukłego warstwę denną, na którą działa mniejsza siła odśrodkowa i ta warstwa, po dojściu do brzegu wypukłego, podnosi się do góry (rys. 1).

W ten sposób, jednocześnie ze strugami równoległymi powstają w korycie zakrzywionym poprzeczne prądy, które wprawiają cały potok w ruch śrubowy.

Podłużne prędkości na dnie zwiększają się przy brzegu wklęsłym, a zmniejszają się przy brzegu wypukłym i w rezultacie tego koryto przy brzegu wklęsłym podlega rozmyciu, a wleczony materiał przenosi się po dnie do brzegu wypukłego i tu osiada.



Rys. 1. Naturalna poprzeczna cyrkulacja w korycie zakrzywionym.

Obserwując działanie poprzecznej cyrkulacji, zaczęto się zastanawiać nad możliwością wykorzystania tego zjawiska przy regulacji potoków.

Już w starożytności, przy budowie kanałów odwodniających starano się zakładać je od strony wklęsłych brzegów, ponieważ rozumiano, że w tym wypadku będą one najmniej narażone na zasypywanie materiałem wleczonym, który na skutek poprzecznej cyrkulacji skieruje się ku brzegowi wypukłemu.

W dziale regulacji rzek żeglownych inż. Girardon zalecał w ubiegłym stuleciu wykonywanie trasy regulacyjnej w postaci krzywych, połączonych ze sobą przy pomocy łagodniejszych przejść.

Zaprojektowany przez inż. Wolfa typ budowli lekkich lub wiszących (tarcze Wolfa), oprócz zasadniczego swego działania na wielkość podłużnych prędkości, może również nadawać kierunek strugom wodnym, jeżeli tarcze te będą umieszczone pod pewnym kątem do kierunku prądu.

Późniejsze doświadczenia wykazały, że przez zastosowanie tarcz różnych systemów i rozmaicie ukształtowanych istnieje możliwość wywołania takiej poprzecznej cyrkulacji, która spowoduje działanie korzystne dla łóżysk potoków, jakiego nie można było osiągnąć innymi metodami.

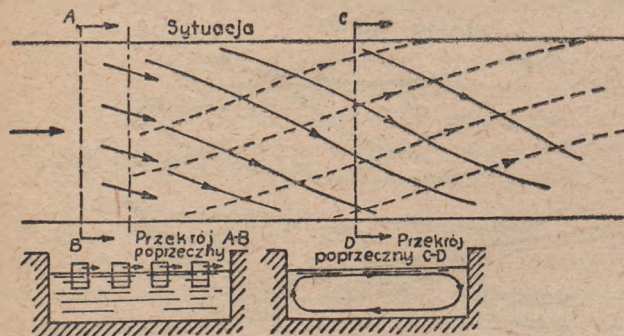
II. SYSTEMY I TYPY ELEMENTÓW, SŁUŻĄCYCH DO WYWOŁANIA SZTUCZNEJ POPRZECZNEJ CYRKULACJI.

Zasadniczym zadaniem sztucznej poprzecznej cyrkulacji jest wywołanie potrzebnego dla naszych

celów kierunku strug wody bez względu na usytuowanie potoku; osiągamy to przez umieszczenie w potoku tarcz kierujących — mogą one być umieszczone w górnej warstwie potoku (powierzchniowe kierujące), w środkowej (wewnętrzne kierujące) i w dolnej (denne kierujące). Mogą również być kombinacje tych typów, powstające przeważnie na skutek połączenia powierzchniowych i dennych kierujących.

Tarcze kierujące umieszcza się w potoku pojedynczo lub grupami, tworząc całe systemy kierujące.

Działanie powierzchniowych kierujących jest przedstawione na rys. 2. Po przejściu przez ten system wytwarza się w potoku ruch śrubowy, w rezultacie strugi powierzchniowe odchylają się w prawo (linie ciągłe), a strugi denne w lewo (linie kreskowane). W przekroju poprzecznym powstaje wtedy cyrkulacja



Rys. 2. Sztuczna poprzeczna cyrkulacja pod działaniem kierujących powierzchniowych.

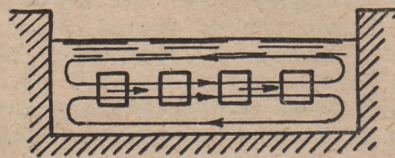
kulacja zgodna z kierunkiem ruchu wskazówki zegara; oczywiście, że intensywność jej, w miarę oddalania się od systemu kierującego, stopniowo zmniejsza się i w rezultacie powstaje ruch równoległy do osi potoku.

Przy tym systemie część materiału dennego będzie kierowana do brzegu lewego, a ciała pływające na powierzchni do brzegu prawego. Dno przy prawym brzegu będzie rozmywane bardzo intensywnie, a przy lewym — mniej, a nawet może powstać osiadanie materiału. W tym wypadku prawy brzeg będzie odpowiadać brzegowi wklęsłemu potoku zakrzywionego, a lewy — brzegowi wypukłemu.

Działanie dennych kierujących w swoich skutkach nie różni się zasadniczo od działania kierujących powierzchniowych, jednak te ostatnie wywołują intensywniejszą poprzeczną cyrkulację, powstającą na skutek tego, że w tym wypadku górne warstwy wody posiadają większą energię kinetyczną niż warstwy dolne. Praktycznie biorąc, denne kierujące mają tę zaletę, że nie są one narażone na niszczące działanie lodu lub innych pływających przedmiotów. Wadą ich jest natomiast to, że zatrzymując materiał ruchomy, bywają przez ten materiał same zasypane lub w innych wypadkach podmyte.

Powierzchniowe kierujące nie przeszkadzają poruszaniu materiału dennego i mogą one być budowane w postaci konstrukcji pływających, co daje możliwość zmiany systemu dla otrzymania najlepszych wyników.

Wewnętrzne kierujące dzielą potok na trzy warstwy i powodują podwójny ruch śrubowy na głębokości potoku, pod działaniem którego, zarówno denny materiał, jak i cała pływająca kierowane bywają do jednego brzegu (rys. 3).



Rys. 3. Sztuczna poprzeczna cyrkulacja pod działaniem wewnętrznych kierujących.

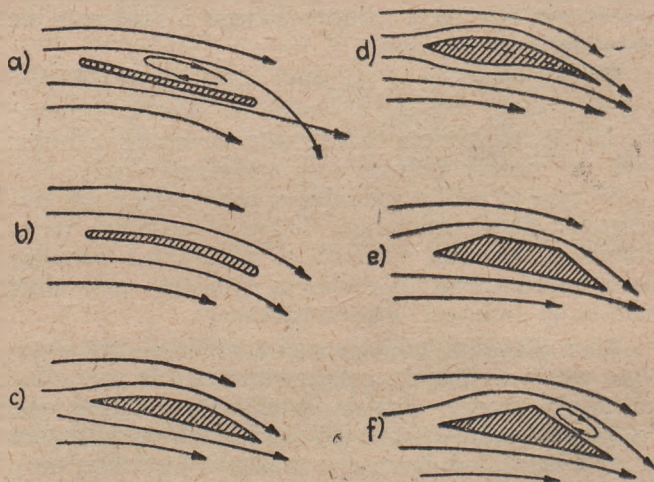
System kierujący składa się zasadniczo z elementów, które będziemy nazywać tarczami.

Każda tarcza powoduje pewien opór, w rezultacie którego powstaje spiętrzenie wody, zużywające się częściowo na wywołanie poprzecznej cyrkulacji. Aby pozostała część spiętrzenia była minimalna, tarcza musi być tak wykonana, żeby wywoływała ona najmniejszy opór, a wejście wody na tarczę i zejście z niej odbywało się bez skoków, wirów i przecięcia strug. Dlatego też najracjonalniej jest stosować tarcze cienkie o odpowiednim kształcie.

Najczęściej są stosowane następujące typy:

1. Tarcza płaska (rys. 4a), najprostsza pod względem konstrukcyjnym, jest niekorzystna z punktu widzenia hydraulicznego. System kierujący wykonany z tarcz płaskich wywołuje znaczne spiętrzenie, a prąd wody poniżej otrzymuje bardzo niespokojny kształt.

Przy małych prędkościach, do 1,0 m/sek., zjawisko to nie jest bardzo szkodliwe, natomiast przy większych prędkościach gwałtownie zwiększa się, tak że przy prędkości 1,5 — 2,0 m/sek. stosowanie płaskich tarcz nie jest wskazane.



Rys. 4. Przekroje tarcz kierujących w rzucie poziomym.

2. Tarcza zakrzywiona (rys. 4b) jest z hydraulicznego punktu widzenia o wiele korzystniejsza, ponieważ daje ona przy zastosowaniu dosyć dużych promieni zakrzywienia tarczy łagodne odchylenie.

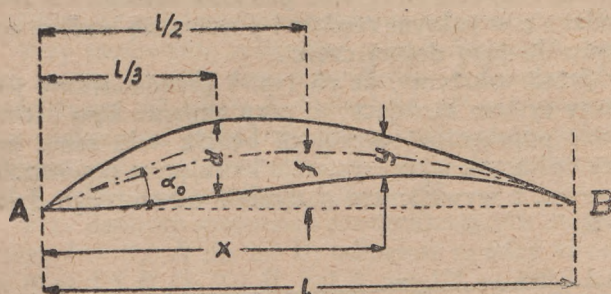
3. Podane na rys. 4c i d dwa typy tarcz kierujących o kształcie opływowym są najkorzystniejsze dla ruchu wody, przy czym typ 4d, gwarantujący łagodny spływ wody, jest jednym z najdoskonalszych pod względem hydraulicznym.

4. Przejściowe formy konstrukcji, od płaskich do opływowych, przedstawiono na rys. 4e, f.

Na rys. 5 pokazana jest tarcza kierująca kształtu opływowego o najkorzystniejszych wymiarach. Oś tarczy kierującej najlepiej jest projektować w postaci łuku kołowego lub sinusoïdy, a jej kształt otrzymamy odkładając do góry i do dołu od osi szerokość $\frac{y}{2}$, wyliczoną ze wzoru:

$$y = \frac{27}{4} \cdot d \cdot \frac{x}{l} \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right)^2$$

gdzie d — największa szerokość tarczy w odległości $1/3 l$ od początku, zwykle większa od $0,15 l$, α_0 — kąt między styczną do osi tarczy, a cięciwą, obierany w granicach od 10° do 15° .



Rys. 5. Najracjonalniejszy kształt opływowej kierującej.

Jeżeli początkowy rzeczywisty kierunek prądu jest równoznaczny z dwusieczną kąta na początku tarczy kierującej i linie prądu pod jej działaniem odchyla się, otrzymując kierunek stycznej do dwusiecznej na jej końcu, to kąt odchylenia wyniesie $\alpha = 2\alpha_0$, czyli w wypadku $\alpha_0 = 10^\circ - 15^\circ$, kąt odchylenia $\alpha = 20^\circ - 30^\circ$.

Dla zmiany kąta α , tarczę można odchylić w jedną lub drugą stronę z zachowaniem warunku, że kierunek prądu będzie trafiał między dwie styczne, wprowadzone z wierzchołka tarczy.

Ustalono doświadczalnie, że szerokość pasa występowania poprzecznej cyrkulacji, przy zastosowaniu tarczy pojedynczej, równa jest w przybliżeniu głębokości potoku H . Intensywność i trwałość tej cyrkulacji zależy od długości, głębokości usadowienia i kąta β — między tarczą, a osią potoku.

Dla płaskich tarcz kąt $\beta = 12^\circ - 24^\circ$, średnio 18° . Ze zmniejszeniem kąta β cyrkulacja jest spokojniejsza i słabsza, ze zwiększeniem zaś tego kąta cyrkulacja również się zwiększa, jednak tylko do pewnych granic.

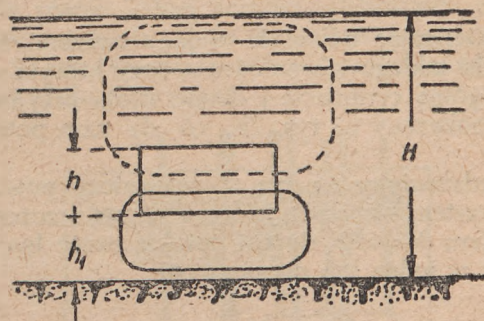
Zaznacza się, że mniejsze kąty należy stosować dla prędkości mniejszych od $1,5$ m/sek.

Długość tarczy kierującej $l = 1,0 H - 1,5 H$ dla $\beta = 18^\circ - 24^\circ$ i $l = 1,5 H - 2,0 H$ dla $\beta = 12^\circ - 18^\circ$.

Głębokość zanurzenia tarczy powierzchniowej lub wysokość tarczy dennej h przyjmuje się średnio $= 1/3 H$. Przy ochronie przed rozmyciem mocno zakrzywionych brzegów, dobrze jest zwiększyć h do wielkości $1/2 H$.

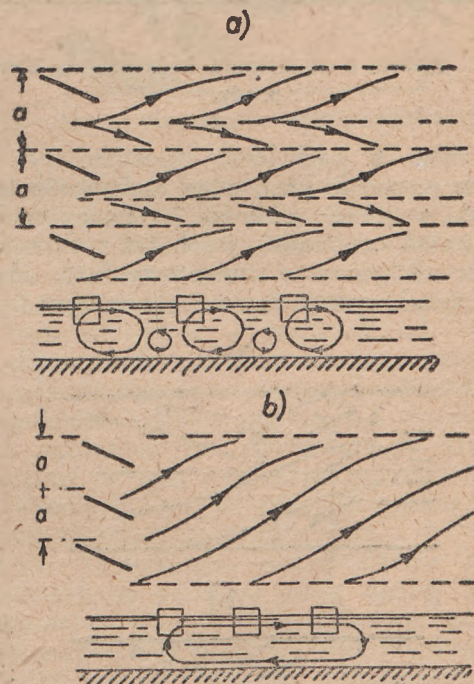
Wewnętrzne tarcze dają najlepsze rezultaty, gdy $h = h_1 = 1/3 H$ (rys. 6).

Jeżeli dążymy do wywołania cyrkulacji na większej szerokości potoku, to należy dać kilka tarcz, tworzących system kierujący. W tym wypadku bardzo ważnym jest dobranie odpowiedniej odległości między tarczami.



Rys. 6. Działanie na potok wewnętrznej kierującej.

Przy poprzecznym usytuowaniu kierujących pojedynczych, jak na rys. 7, zaleca się ustawiać tarcze w odległości $a = 0,8 - 0,9 H$ przy $l = 1,5 H$ i $\beta = 18^\circ$, a przy podwójnym systemie kierujących w odległości $a = 1,0 - 1,2 H$.



Rys. 7. Działanie tarcz poprzecznych a) niewłaściwe, b) właściwe.

Wielkość maksymalnego kąta φ_m odchylenia dennych lub powierzchniowych prądów od elementów systemu kierującego przyjmuje się w przybliżeniu przy systemie:

pojedynczym

$$\operatorname{tg} \varphi_m = 2 \frac{h}{H} \left(1 - \frac{h}{H}\right) \sin \alpha$$

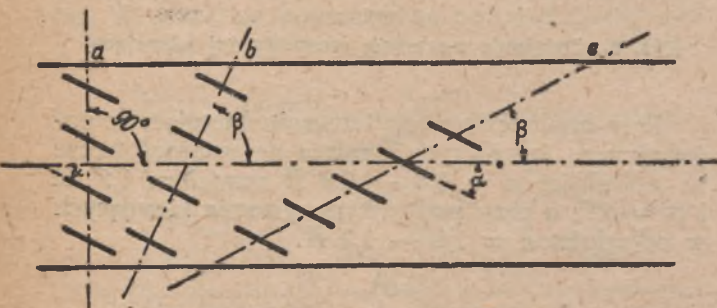
podwójnym

$$\operatorname{tg} \varphi_m = 4 \frac{h}{H} \left(1 - \frac{h}{H}\right) \sin \alpha.$$

Jak wynika z rys. 7a zbyt duża odległość między tarczami wywołuje ruch śrubowy zasadniczy, rozdzielony wirami śrubowymi wtórnymi. Pod działaniem tak ustawionego systemu kierującego będą na dnie gromadzić się rzędy osadów podłużnych, poruszających się w tym samym kierunku co poprzednio (bez tarcz).

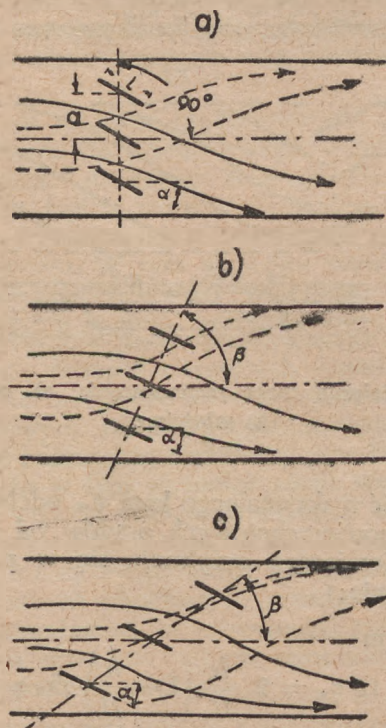
Zmniejszając odległość między tarczami, dochodzimy do takiego ich położenia, przy którym wywołana się ogólna cyrkulację i denne strugi przyjmą kierunek pokazany na rys. 7b, co da nam potrzebny efekt.

Przedstawiony na rys. 7 zasadniczy powierzchniowy system kierujący, którego oś umieszczona jest pod kątem $\beta = 90^\circ$ do osi potoku, może być przechylony w jedną lub drugą stronę.



Rys. 8. System o nachyleniu dodatnim do kierunku prądu.

Systemem o nachyleniu dodatnim (rys. 8 i 9) nazwemy wypadek, kiedy przy zachowaniu tego samego kąta α zmniejsza się kąt β (między osią systemu, a kierunkiem prądu), jeżeli zaś system kierujący będzie odchylony w stronę przeciwną od zasadniczego, to taki system nazwiemy ujemnym (rys. 10).



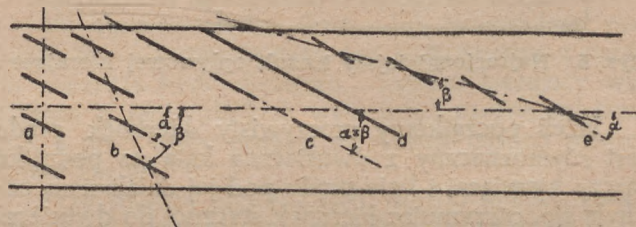
Rys. 9. Działanie powierzchniowego systemu dodatniego (toki denne — kreskowane linie, powierzchniowe — ciągłe).

Zmniejszenie kąta β w systemie dodatnim powierzchniowym nie zmniejsza intensywności cyrkulacji, a jednocześnie wywołuje zbliżenie do siebie linii dennych strug, które przy kącie β , równym maksymalnemu kątowi odchylenia tych strug φ_m , zlewają się w jedną linię.

W tym wypadku system kierujący zamienia się w powierzchniową linię przegradzającą, która otrzymała szerokie zastosowanie przy zabezpieczeniu ujęcia wody od dennych osadów, ponieważ jest ona linią przegradzającą dla dennych strug, a więc i dla dennych osadów, i w rezultacie powoduje w odciętych obszarze całkowitą poprzeczną cyrkulację w całym przekroju.

Denne strugi powstają wzdłuż systemu kierującego na całej jego długości i dlatego materiał denny, zbliżając się do systemu i poruszając się zgodnie z linią dennych strug, nie przecina systemu, a gromadzi się w jednym rzędzie i posuwa się wzdłuż systemu do jego dolnej części.

Jeżeli założymy, że na rys. 8 przedstawiony jest denný system kierujący, to przy zmianie kąta β charakter poprzecznej cyrkulacji będzie taki sam, jak przy opisanym wyżej systemie kierującym powierzchniowym, z wywołaniem naturalnie odwrotnego działania.



Rys. 10. System o nachyleniu ujemnym

Jeżeli przedstawiony na rys. 8 i 9 system kierujący powierzchniowy miał za zadanie wywołanie odchylenia dennych strug od prawego brzegu i skierowanie do niego strug powierzchniowych, to w wypadku podobnie usytuowanego systemu dennego, ku brzegowi prawemu będą się kierować denne strugi, a odchyłać się powierzchniowe.

O ile jednak przedstawiony na rys. 10 zasadniczy system kierujący będziemy odchyłać w drugą stronę, zmniejszając kąt β (który w tym wypadku jest równoznaczny z kątem α), to zauważymy wybitne zmniejszenie cyrkulacji poprzecznej, a w położeniu przedstawionym na rys. 10 c ($\alpha = \beta$) powstaną osobne prądy śrubowe, oddzielone od siebie dodatkowymi prądami tego samego rodzaju. Jeżeli usuniemy przestrzeń między tarczami, system zamieni się w jedną długą kierującą.

Przy zastosowaniu systemu powierzchniowego o nachyleniu ujemnym, strugi powierzchniowe, zbliżając się do systemu, nieco się odchyłają, a następnie zniżają się i przechodzą pod systemem, strugi denne natomiast odchyłają się w odwrotną stronę, a następnie prostują i posuwają się zasadniczo równolegle do osi potoku.

Wynika z tego, że system ten przy regulacji ruchu dennych namulów nie może dać dodatnich wyników.

Jeżeli jednak założymy, że na rys. 10 przedstawiony jest system denný, to umieszczając go zgodnie

z rys. 10 d i e stworzy się pewna linia przegradzająca dla dennego materiału. Denna ciągła ścianka jest z powodu nieskomplikowanej konstrukcji, zgodnie z twierdzeniem inż. Łosjewskiego, bardzo korzystna i zalecana do stosowania przy zachowaniu następujących warunków:

a) obecności dobrego gruntu dla fundowania ścianki,

b) obecności materiału o ruchu wybitnie dennym (włęczonym i dalekim od stanu unoszenia),

c) nie ma potrzeby wywołania poprzecznej cyrkulacji w obszarze położonym poniżej systemu.

Denna ciągła ścianka była stosowana na przemianach i dała bardzo dobre wyniki.

Jeżeli jednak materiał włęczony ma tendencję łatwego unoszenia się do góry, to należy wywołać pełną poprzeczną cyrkulację z dennymi strugami, skierowanymi od brzegu, i w tym wypadku zaleca się projektować powierzchniowe kierujące według rys. 9c.

Przy stosowaniu systemów przegradzających, bardzo ważną kwestią jest prawidłowe dobranie odległości tarcz „a” i kąta β . Odległość „a” nie powinna być większa od głębokości H ; najracjonalniej jednak przyjmować „a” równe $0,7 H - 0,8 H$, natomiast kąt β obierać w granicach $12^\circ - 18^\circ$.

Przy dennych systemach przegradzających długość tarczy $l = 1,0 H$ do $2,0 H$, odległość między tarczami $a = 1,5 H$ do $2,0 H$, kąt $\beta = 12^\circ - 18^\circ$ i $\alpha = 15^\circ - 25^\circ$.

Przy długich systemach dobrze jest stosować różne kąty β , zmieniające się od 15° do 18° w górnej części systemu i od 10° do 12° w części dolnej. Niekiedy zachodzi konieczność budowy dwóch równoległych systemów kierujących dla uzyskania lepszych rezultatów.

Racjonalny wybór „a” jest zazwyczaj trudniejszy, jeżeli wahania zwierciadła wody posiadają dość znaczną amplitudę. Należy wybierać „a” dla głębokości najmniejszej, przy której system już musi pracować; wtedy przy wysokich stanach wielkość $\frac{a}{H}$ wypadnie nieduża, system kierujący będzie jednak skutecznie pracować do pewnych granic, powyżej których zajdzie konieczność stosowania tarcz podnoszonych lub całkowitego ich zatopienia, przy którym będą one pracować jak wewnętrzne kierujące, dzieląc potok nie na dwie, a na trzy warstwy.

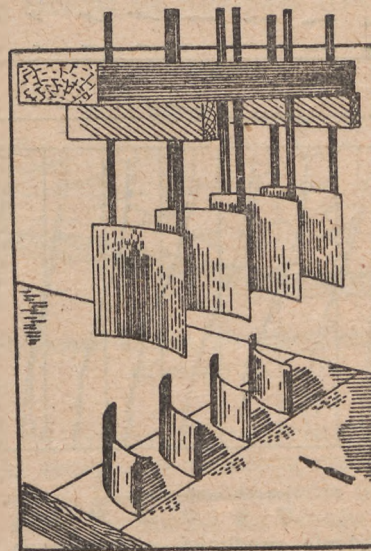
Jeżeli założymy, że przy minimalnej głębokości potoku H_1 tarcza powierzchniowa zanurzy się na głębokość $0,2 H_1$, a przy maksymalnej głębokości H_2 powstanie zanurzenie $0,6 H_2$, to otrzymamy zależność $H_2 = 2 H_1$, przy której można jeszcze stosować tarcze nieruchome.

Jak już było wspomniane wyżej, jednoczesne stosowanie powierzchniowych i dennych kierujących zwiększa poprzeczną cyrkulację i dlatego w ważniejszych wypadkach należy jednocześnie stosować oba rodzaje kierujących.

III. BADANIA LABORATORYJNE ZASADNICZYCH WŁAŚCIWOŚCI POPRZECZNEJ CYRKULACJI.

Po uzasadnieniu w laboratoriach hydraulicznych możliwości wywołania sztucznej poprzecznej cyrkulacji w potokach, inż. Wagabow przystąpił do zbadania kinematyki tego ruchu.

Przy tych badaniach poprzeczna cyrkulacja była wywoływana przy pomocy aparatu, umieszczonego w korycie hydraulicznym i składającego się z powierzchniowych i dennych płytek o kształcie łukowym (rys. 11), przy czym kierunek strug wypływających tworzył z osią potoku kąt 60° . Wysokość płytek była równa jednej trzeciej głębokości potoku, która się zmieniała od 10 do 30 cm przy szerokości koryta 50 cm; średnia prędkość podłużna zmieniała się od 0,15 do 0,50 m/sek.



Rys. 11. Aparat kierujący w korycie hydraulicznym.

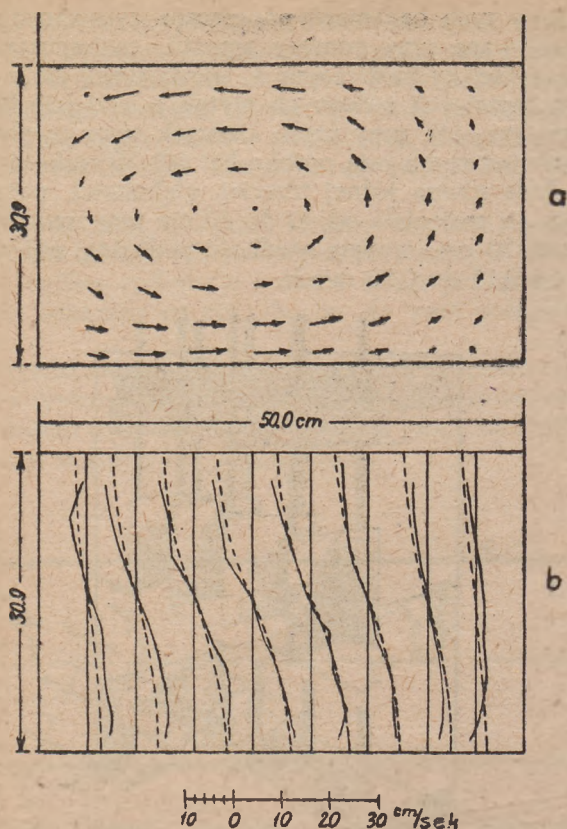
Stan potoku był badany na drodze zmiany wielkości prędkości i jej kierunku, tj. kątów powstających pomiędzy wektorem prędkości, a osiami współrzędnych w kilku przekrojach poniżej aparatu kierującego. Liczba punktów badanych w każdym przekroju była zmieniana w granicach od 25 do 64. W każdej serii doświadczeń mierzono kąty odchylenia prędkości dennej od osi potoku. Kierunek wektora prędkości w danym punkcie był określany przy pomocy jedwabnej nici, równoległej do której był umieszczony, w tym samym punkcie, koniec rurki Pitota. Kierunek dennych strug otrzymano przy pomocy nici umieszczonych przy dnie.

Na rys. 12 pokazane jest położenie prędkości poprzecznych po przejściu przez aparat kierujący, umieszczony w korycie hydraulicznym, przy czym rys. 12a przedstawia rzuty wektora prędkości v_x na płaszczyznę poprzeczną, a rys. 12b — wykresy w 8 pionach poziomej poprzecznej składowej prędkości v .

Z doświadczeń wynika, że cały potok przechodzi w stan systematycznego ruchu śrubowego, malejącego w miarę oddalania się od systemu kierującego, przy jednoczesnym wyrównaniu się prędkości podłużnych, które — gdy zanika ruch śrubowy — stają się jednakowymi dla całego przekroju.

Na rys. 13 przedstawione jest pole prędkości w korycie trójkątnym, przy działaniu cyrkulacji pojedynczej i podwójnej.

Badano również działanie dynamiczne potoku na system kierujący. Badania te wykonywano sposobem dynamicznym przez pomiar wielkości ciągnięcia w niciach, które utrzymywały model oraz sposobem piezometrycznym, określając wielkość ciśnienia na powierzchni tarcz kierujących.



Rys. 12. Położenie prędkości poprzecznych w korycie hydraulicznym.

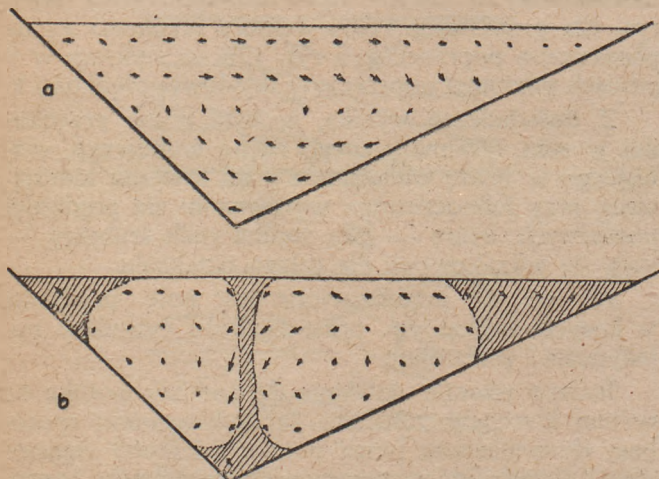
Na podstawie tych studiów otrzymano następujące wnioski:

a) wypadkowa hydrodynamicznego ciśnienia na tarczę jest zaczepiona w środku ciężkości jej części zanurzonej i posiada kierunek prostopadły do płaszczyzny przechodzącej przez dwie krawędzie boczne i środek tarczy,

b) wielkość wypadkowej jest następująca:

$$P = 1,4 \frac{\gamma v^2}{2g} F \sin \alpha$$

gdzie v — prędkość prądu wody, F — pole powierzchni znajdującej się pod ciśnieniem, γ — ciężar właściwy wody i α — kąt między tarczą a kierunkiem prądu.



Rys. 13. Pole prędkości w korycie trójkątnym. a) cyrkulacja pojedyncza, b) podwójna.

Wyrażenie to jest ważne wtedy, kiedy tarcza badana jest dostatecznie oddalona od tarczy sąsiedniej, jeżeli zaś tarcza sąsiednia wywiera wpływ na tarczę badaną, to ciśnienie będzie mniejsze.

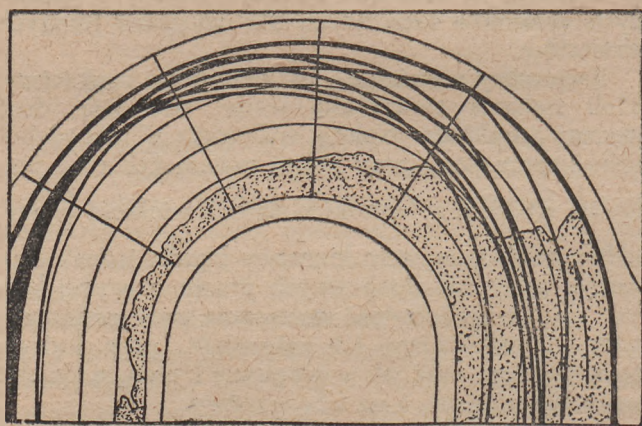
Oprócz ciśnienia poziomego zauważono również pewne zagłębienie się tarczy w dno potoku.

IV. BADANIA LABORATORYJNE ORAZ DOBÓR ELEMENTÓW I SYSTEMÓW DO PRAKTYCZNEGO ZASTOSOWANIA SZTUCZNEJ POPRZECZNEJ CYRKULACJI.

1. Ochrona brzegów od rozmycia.

Doświadczenia laboratoryjne, mające na celu zbadanie możliwości rozmywania brzegu wypukłego i osiadania materiału przy brzegu wklęsłym, wykonywane były przez inż. Daniela w korycie hydraulicznym prostokątnym, o szerokości 40 cm, zakrzywionym pod kątem 180° , przy zastosowaniu wewnętrznego promienia zakrzywienia 40 cm i zewnętrznego 80 cm. Długość części prostej koryta, doprowadzającej wodę wynosiła 4 m, a części odprowadzającej 1 m.

Zadaniem pierwszej serii doświadczeń było przestudiowanie struktury hydraulicznej i zachowania się części zakrzywionej koryta pod wpływem prądu wody. W rezultacie tych studiów rozwiązano kwestię rozmieszczenia podłużnych i poprzecznych prędkości oraz ciśnienia wody w 3 przekrojach, położonych pod kątem 30° , 90° i 150° od początku zakrzywienia.



Rys. 14. Rozmycie koryta w łuku (grube linie — trajektorie toków powierzchniowych).

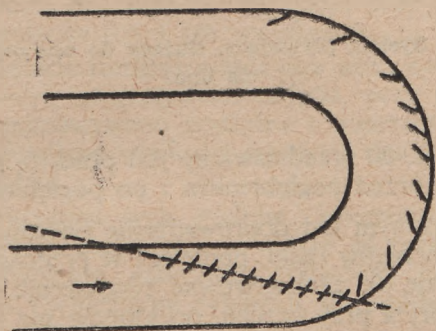
Na podstawie pomiarów wykonywanych przy pomocy rurki Pitota, przy średniej prędkości 0,2 — 0,3 m/sec. i innych oraz przy głębokości wody 12 cm stwierdzono, że przy zmianie prędkości, lecz przy stałej głębokości, trajektorie dennych prądów prawie się nie zmieniają, natomiast przy zmniejszeniu głębokości potoku zaobserwowano zmniejszenie kąta odchylenia strug.

Prędkość podłużna we wszystkich trzech przekrojach zmniejszała się od brzegu wypukłego do wklęsłego, natomiast w pionach była prawie jednokowa. Ciśnienie potoku wzrastało od brzegu wypukłego do wklęsłego.

Pierwszą serię studiów zakończono trzykrotnym badaniem materiału dennego w postaci węgla, otrzy-

mując w każdym wypadku rozmycie brzegu wklęsłego i powstawanie osadów u brzegu wypukłego. Na rys. 14 pokazano osiadanie materiału dennego i trajektorie strug powierzchniowych.

Drugą serię doświadczeń wykonano dla dobrania systemu kierującego, który powodowałby na zakrzywieniu odwrotną sztuczną cyrkulację. Po wykonaniu szeregu prób otrzymano w końcu najlepsze wyniki przy zastosowaniu systemu według schematu przedstawionego na rys. 15, gdzie system powierzchniowych kierujących, składający się z 10 płaskich tarcz, umieszczonych na początku zakrzywienia, wywołuje w łuku poprzeczną cyrkulację, odwrotną do naturalnej. Umieszczenie dodatkowych tarcz przy brzegu wklęsłym jest niezbędne do rozprzestrzenienia tej cyrkulacji na całą długość łuku.



Rys. 15. Schemat powierzchniowych kierujących w łuku.

Zostało również zbadane działanie dennych kierujących, jednak było ono mniej skuteczne.

Przy jednoczesnym zastosowaniu powierzchniowych i dennych kierujących otrzymano największy efekt i całkowite wstrzymanie rozmycia brzegu wklęsłego.

Reasumując wyniki tych studiów i szeregu innych (nż. Altunin), wyciągnięto następujące wnioski:

- a) Długość tarcz musi być nie mniejsza od głębokości średniej i nie większa od półtorakrotnej głębokości w czasie największych stanów.
- b) Kąt β należy stosować od 70° do 90° (najlepiej 90°), kąt α od 15° do 20° (najlepiej $18,5^\circ$).
- c) Najlepsze działanie powodują tarcze przy zanurzeniu na głębokość $h = 1/3 - 1/2 H$; zanurzenie $h = 1/5 H$ nie wywiera prawie żadnego wpływu.
- d) Odległość między tarczami musi wynosić od $0,8 H$ do $1,0 H$.

e) Długość systemu powinna być nie mniejsza od $7 H$, czyli musi się składać z 8—9 tarcz, najlepiej jednak jeżeli zakryje całe koryto.

f) Odstęp między systemami powinien być nie większy od $4 l$, gdzie l jest rzutem długości systemu na płaszczyznę prostopadłą do prądu.

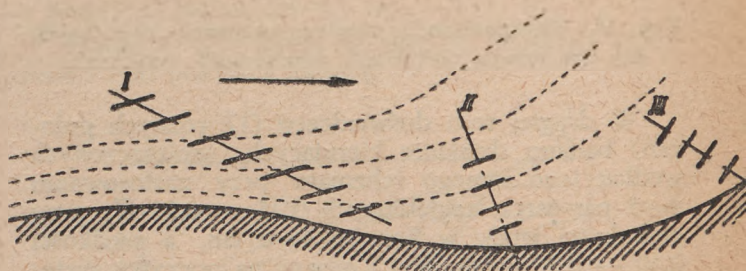
g) Nie zaleca się stosować dennych kierujących, ponieważ działanie ich jest małe, a praca niejasna.

Jeżeli z powodu wielkiej szerokości rzek (lub na rzekach żeglownych) utrudnione jest umieszczenie kierujących w całym korycie, można walczyć z rozmyciem brzegu przez użycie systemów, powodujących poprzeczną cyrkulację u brzegu rozmywanego na pewnej określonej szerokości potoku.

Jeżeli rozmywany brzeg składa się z grubego materiału, który nie przechodzi w stan unoszony przy istniejących prędkościach prądu i przedtem był

on odnoszony w bok na skutek dennych prądów naturalnej poprzecznej cyrkulacji, obnażając podstawę brzegu dla ponownego rozmycia, to przy wywołaniu sztucznej cyrkulacji materiał ten zostanie przyciśnięty do brzegu i będzie się poruszał wzdłuż niego, osłabiając tym samym lub zupełnie uniemożliwiając rozmycie brzegu.

Bardzo ważnym jest rozpoczynanie walki z rozmyciem w takich punktach, gdzie potok dennych materiałów jest jeszcze przyciśnięty do tego brzegu, który niżej zaczyna się rozmywać (rys. 16).



Rys. 16. Pływający system kierujący, chroniący brzeg od rozmycia.

Na rys. 16, system I kieruje materiał do rozmywanej części brzegu, co zmniejsza erozję lub powoduje akumulację. Dla uniemożliwienia odchylenia się materiału, który się zbliżył do brzegu rozmywanego, należy ustawić krótkie systemy kierujące (II i III na rys. 16), które będą utrzymywać materiał w pobliżu brzegu.

Jeżeli rozmycie jest małe, to wystarczy zastosować system II i III, bez umieszczenia systemu I.

W wypadku, kiedy doprowadzony do brzegu materiał nie zatrzymuje się na skutek wielkich prędkości i brzeg podlega nadal rozmyciu, wskazanym jest wytworzyć przy brzegu obszar spokoju przez umieszczenie drzew, krzaków, siatek itp.

2. Wywołanie osłowego rozmycia dna.

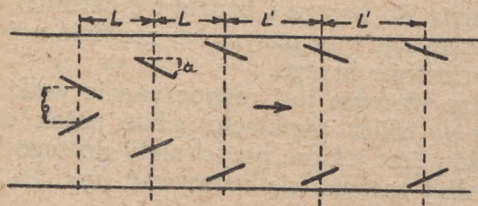
Badania w celu wywołania osiowego rozmywania koryta i ochrony brzegów wykonywane były przez inż. Chaczatriana w korycie hydraulicznym z dnem poziomym o szerokości $0,40 m$ i długości $7,50 m$ przy głębokości wody w korycie $4-8 cm$ i prędkości $0,10 - 0,30 m/sec$.

W tym wypadku obserwowano prądy denne, wywołane przez powierzchniowe tarcze w postaci płytek metalowych o długości $10 cm$.

Przy prędkościach około $0,10 m/sec$ kierunek dennych prądów określano przy pomocy farby anilinowej lub mieszaniny akwareli z gliceryną. Przy prędkościach około $0,20 m/sec$ używano jako dennego materiału węgla drzewnego, a przy $0,30 m/sec$ — rzecznego piasku.

W pierwszej serii doświadczeń umieszczono 2—3 pary kierujących, przy zagłębieniu $0,5 h = 2 cm$ w różnych odległościach w pobliżu krawędzi koryta, pod kątem $20-45^\circ$ do osi potoku oraz zaobserwowano, że ruch śrubowy powstaje tylko obok krawędzi, nie rozprzestrzeniając się na cały przekrój. Po ustawieniu natomiast kierujących w osi koryta w odstępach $10 cm$ (na szerokości) otrzymano dwa prądy śrubowe w środkowej części koryta, które nie

sięgały ścianek. Podwójną poprzeczną cyrkulację w całym przekroju otrzymano po umieszczeniu kierujących, jak wskazano na rys. 17.



Rys. 17. Rozmieszczenie powierzchniowych kierujących dla otrzymania podwójnej poprzecznej cyrkulacji.

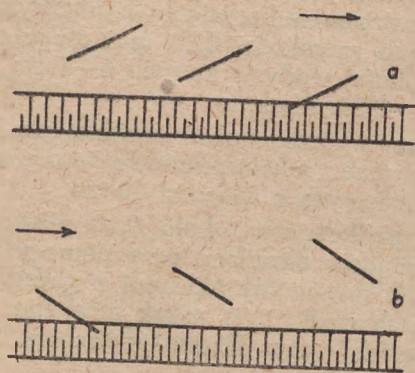
W drugiej serii doświadczeń (17 różnych położeń) badano działanie kierujących, umieszczonych według tego samego schematu przy zastosowaniu 4—5 par tarcz, zagłębionych 0,25 — 0,33 H , przy głębokości wody w korycie 4—8 cm, a prędkości 0,10 — 0,30 m/sek. Kąt α równy na początku systemu 10° , zwiększano w dół potoku do 15° . Odległość kierujących L zmieniano w granicach 20 — 40 cm, a L' od 60 do 150 cm. Odstęp tarcz b wynosił 7 cm dla pierwszej pary, 18 cm dla drugiej i 30 cm dla następnych.

Maksymalny odstęp ostatnich par tarcz, przy którym materiał nie odchyłał się jeszcze od ścian koryta wynosił $L_1 = 120$ cm, czyli 4 b .

Trzecią serię doświadczeń wykonano w korycie, którego dno było pokryte warstwą piasku rzeczno-o średnicy ziarn do 1,5 mm.

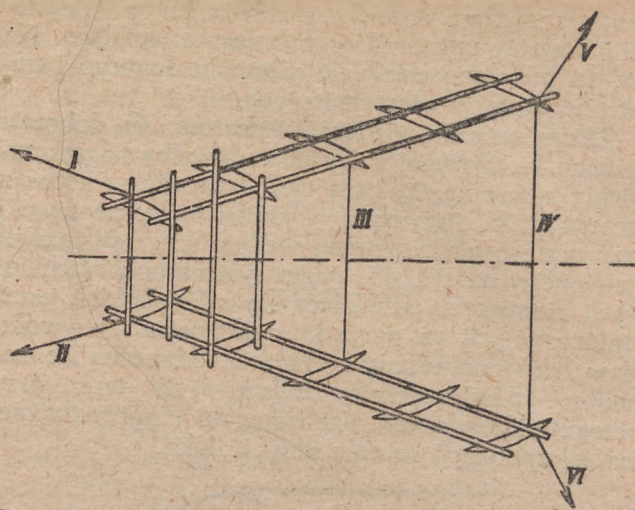
We wszystkich tych wypadkach zaobserwowano rozmycie dna w osi koryta pod działaniem podwójnej poprzecznej cyrkulacji z rozbieżnymi dennymi prądami. Część wymytego materiału osadzała się u brzegów koryta, a druga część była unoszona w dół potoku.

Dwa doświadczenia w czwartej serii poświęcono ochronie jednego brzegu od rozmycia (rys. 18a), a dwa następne — wywołaniu rozmywania brzegu (rys. 18b).



Rys. 18. Schemat umieszczenia kierujących dla: a) ochrony brzegów, b) rozmycia brzegów.

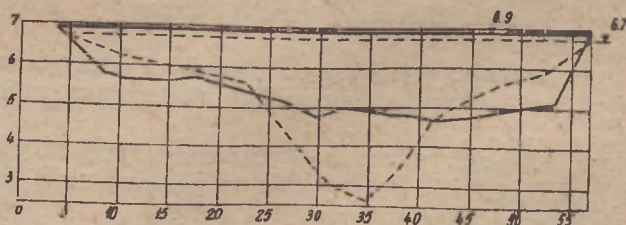
Na podstawie przytoczonych wyżej badań laboratoryjnych zaprojektowano typ rozbieżnego systemu kierującego (rys. 19), który z dobrym wynikiem był używany w praktyce w celu rozmycia dna w osi potoku.



Rys. 19. System pływający, służący do osiowego rozmycia dna.

Na rys. 20 przedstawiony jest przekrój poprzeczny rzeki przed pogłębieniem i po pogłębieniu.

Wskazany jest doprowadzenie systemu (rys. 19) do obu brzegów rzeki, ponieważ w przeciwnym wypadku daje się zaobserwować zwiększenie rozmycia części koryta przy brzegu, do którego nie doprowadzono systemu. Jeżeli szerokość koryta znacznie przekracza potrzebną szerokość rozmycia, to boczne części koryta należy przykryć gałęziami lub krzakami, które wywołają tam spiętrzenie, lecz nie będą przeszkadzały ruchowi i osiadowi materiału.



Rys. 20. Poprzeczne przekroje przy końcu systemu kierującego, przed pogłębieniem i po pogłębieniu (wymiary w metrach).

Dla otrzymania osiowego rozmycia dna na większej długości należy umieścić na rzece szereg nieruchomych systemów lub zastosować systemy ruchome. W ostatnim wypadku dobrze jest ustawić jeden system stały dla podziału dennego materiału i ochrony strefy rozmytej od zamulania, natomiast drugi system ruchomy należy przesuwać każdorazowo na długość od L do $2L$ (gdzie L — długość systemu).

W jednym miejscu system pozostawia się od kilku godzin do dwóch dni, w zależności od rodzaju gruntu, prędkości wody i szerokości koryta.

3. Polepszenie warunków żeglugi i spławu.

Najgłówniejszą czynnością zmierzającą do polepszenia warunków żeglugi i spławu jest pogłębienie koryta na przemiałach.

Przez zastosowanie kierujących, które wywołują podwójną cyrkulację z rozbieżnymi dennymi prądami, łatwo jest to pogłębienie uzyskać.

Zasadnicze studia, zmierzające do zbadania tego zagadnienia, prowadzone były w połowym laboratorium wodnym w korycie drewnianym o poziomym dnie, długości 19 m, szerokości 3 m i głębokości 0,5 m. Przepływ wody wynosił 400 l/sek. Dno koryta pokryte było 10–16 cm warstwą piasku, o średnicy ziarn 0,2 — 1 mm.

Dwumetrowy model systemu kierującego skonstruowany był w skali 1 : 20, czyli wynosił w naturze 40 m. Długość jednej tarczy wynosiła 0,25 m (w naturze 5 m).

Po ukończeniu każdej serii doświadczeń wypuszczano wodę z koryta i wykonywano zdjęcie ukształtowania dna potoku, układając przy pomocy sznura warstwice (co 1 cm wysokości).

W rezultacie fotografowania dna wraz z warstwicami (sznury), otrzymywano zdjęcia, przy pomocy których opracowywano podłużne i poprzeczne profile oraz określano wielkości rozmycia dna i osadzania materiałów.

Po wykonaniu tych studiów, zmierzających do spowodowania zagłębienia w nurcie na przemiałach przez wywołanie sztucznej podwójnej cyrkulacji z dennymi rozbieżnymi prądami, sformułowano następujące wnioski:

1. Systemy kierujące wywołują rozmycie dna na przestrzeni 1,5 — 3-krotnej długości systemu. Głębokość średnia rozmycia wynosi 0,4 H , gdzie H jest głębokością wody.

2. Dwa równoległe zbieżne i rozbieżne skrzydła systemu wywołują pogłębienie tej samej wielkości, jednak długość tego pogłębienia jest większa przy systemie rozbieżnym, a mniejsza przy systemie zbieżnym.

3. Przy kolejnym usytuowaniu systemów parami w dół rzeki, pogłębienia wywoływane przez każdy system łączą się i dają pogłębienie na całej długości odcinka, na którym są umieszczone systemy kierujące.

4. Głębokości rozmycia zwiększają się przy większym zagłębieniu tarcz i dochodzą do maksimum przy $h = 0,5 H$.

5. Dwa równoległe skrzydła jednakowej długości powodują pogłębienie tej samej długości, bez względu na ilość tarcz, z tym, że przy mniejszej ilości tarcz na mb zmniejsza się głębokość rozmycia.

6. Głębokość rozmycia zmniejsza się również ze zwiększeniem odstepu między skrzydłami, natomiast długość rozmycia pozostaje niezmienną.

7. Najkorzystniejsza wartość kąta α (między tarczami a kierunkiem prądu) jest równa 20° , przy kącie między skrzydłem a kierunkiem prądu = 15° .

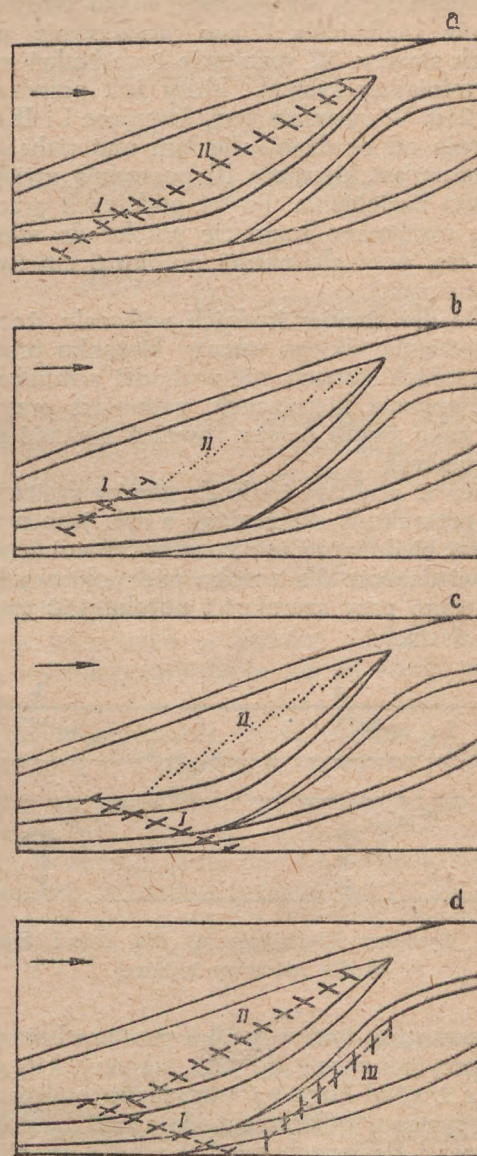
8. Najgorsze rezultaty co do intensywności rozmycia otrzymano przy użyciu dennych tarcz, dlatego też stosowanie ich w praktyce nie jest wskazane.

Wydajność pogłębiarki, zaprojektowanej przez inż. Prostową do pogłębienia dna, wzrasta ze zwiększeniem się średniej prędkości potoku i przy prędkości 1,10 — 1,20 m/sek dosięga 100 m³/godz. w gruncie piaszczystym i żwirowym. Wydajność przy prędkości 0,7 m/sek wynosi 15 m³/godz.

Wobec możliwości wywołania poruszenia takiej ilości materiału widzimy, że wykonanie na przemiałach pogłębienia w nurcie nie jest trudne, natomiast najwięcej kłopotów sprawia utrzymanie tego pogłębienia i uchronienie go przed późniejszym zasypaniem przez materiał ruchomy.

Dla racjonalnego rozwiązywania tego zagadnienia przez wywołanie sztucznej poprzecznej cyrkulacji wykonane zostały przez inż. Daniela i Rekudaszową studia na modelu przemiału przy szerokości koryta 180 cm, szerokości zagłębienia w nurcie 40 cm i przy jego głębokości 6,5 cm.

Studia te wykonano dla stanów wysokich, średnich i pod pokrywą lodową.



Rys. 21. Schematy umieszczenia kierujących dla ochrony pogłębienia na przemiałach. Na rys b) i c) oznaczono liniami pełnymi kierujące powierzchniowe, liniami kropkowanymi — kierujące denne.

Głębokość wody na przemiale przy stanach wysokich wynosiła 9 cm, a w zagłębieniu 15,5 cm przy średniej prędkości prądu 0,17 m/sek i przy dennym materiale w postaci węgla kamiennego.

Studia wykazały, że w normalnych warunkach pogłębienie bardzo szybko zostaje zasypane w całości przez materiał wleczony.

Po zastosowaniu powierzchniowych kierujących o długości 15 cm i przy ich zanurzeniu na głębokość $0,33 H$ (rys. 21a) tylko 8% materiału wleczonego dostaje się do zagłębienia.

Przy umieszczeniu natomiast dennych kierujących w odległościach 20 cm (według rys. 21b), do zagłębienia dostało się 4% materiału, a przy zmniejszeniu odstępu tarcz do 15 cm tylko 1%.

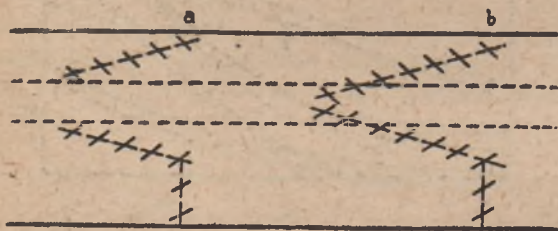
Umieszczając następnie powierzchniowe kierujące (rys. 21c) otrzymano wyniki najlepsze, ponieważ w tym wypadku materiał wcale nie przedostawał się do zagłębienia.

Następna seria doświadczeń miała spowodować powstanie zagłębienia i jego poszerzenie podczas wysokich stanów. W rezultacie tych badań ustalono najkorzystniejszy system, który jest przedstawiony na rys. 21d. W systemie tym, kierujące I i II chronią zagłębienie od osadzania się tam materiału wleczonego, natomiast kierujące III powodują zwiększenie szerokości zagłębienia. Po 24 godzinach pracy tego systemu otrzymano rozmycie potoku do szerokości 60–70 cm, przy głębokości potoku 6 cm (w korycie badawczym).

Studia dla stanów średnich wykazały, że w wypadku istnienia takiego samego kierunku prądu jak przy wysokich stanach, nie zachodzi potrzeba zmiany usytuowania kierujących, natomiast przy zmianie kierunku prądu należy również zmienić położenie kierujących.

Ponieważ podczas średnich stanów system I może być przeszkodą dla żeglugi, a rola jego przy tym stanie jest nieduża, to może on być pominięty.

Doświadczenie dla potoku pod pokrywą lodową wykonywano przy szerokości potoku 150 cm i głębokości 5 cm.



Rys. 22. Systemy kierujące: a) dla stanu średniego, b) dla pokrywy lodowej.

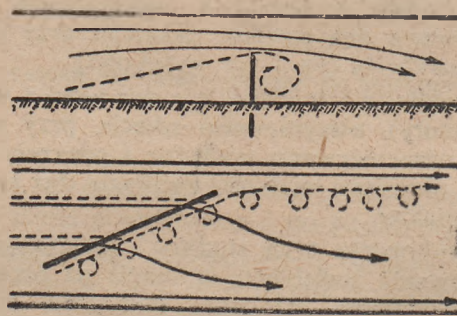
Stosowano w tym wypadku powierzchniowe kierujące, przymocowane do tafli szklanej, którą przykrywano z góry koryto i otrzymano najlepsze wyniki dla systemu pokazanego na rys. 22b, przy długości tarcz i odstępach między nimi $3 H$, zagłębieniu $0,33 H$ oraz przy kącie między tarczą i kierunkiem prądu 20° , a między dwiema liniami każdego systemu 30° .

Dla ochrony od osiadania materiału w miejscu pogłębionym przemiału oraz w celu intensywnego pogłębienia tej części zaprojektował inż. Łosjewski system w postaci zatopionej zapory, wykonanej z płotków lub faszyn i umieszczonej pod kątem ostrym do kierunku prądu. Badania laboratoryjne tego systemu wykazały, że za zaporą powstaje cyklonacja zgodnie z rys. 23, na którym prądy po-

wierzchniowe oznaczone są linią ciągłą, a denne — kreskowaną. Prądy te powodują odrzucanie materiału wleczonego.

Stwierdzono przy tym, że najdoskonalszym jest kąt między osią systemu i kierunkiem prądu $20 - 25^\circ$, a najracjonalniejszym zarysem korony zapory jest parabola, przy maksymalnej wysokości systemu $0,67 H$ (gdzie H jest głębokością wody).

W celu zimowego pogłębienia przemiałów inż. Morew zastosował na Włodze powierzchniowe kierujące, wykonane z tafli lodowych o grubości 60 cm. Po upływie 20 dni pracy tego systemu zostało rozmytych i wyrzuconych w dół rzeki $31.000 m^3$ gruntu przy średniej głębokości rozmycia 0,4 m i maksymalnej 1,9 m.



Rys. 23. Zatopiona zaporę systemu Łosjewskiego.

Sposób ten należy zalecić, ponieważ nie wymaga on żadnych wydatków na zakup i transport materiałów budowlanych, jednak w naszym klimacie może on być zastosowany tylko podczas ostrych zim.

4. Ochrona ujęcia wody z rzeki.

Ujęcie wody rzecznej dla wodociągów przy małym i średnim zapotrzebowaniu wody, dokonywane się zazwyczaj przy pomocy studni brzegowej oraz rury wyprowadzonej od niej do rzeki i zakończonej zbiornikiem z otworami, znajdującymi się przy dnie. W tym miejscu materiał wleczony lub unoszony zatrzymuje się, dno się podnosi i w rezultacie otwory mogą ulec zasypaniu.

Dla ochrony ujęcia należy powyżej umieścić podwójną linię przegradzającą, według schematu wskazanego na rys. 24, przy czym dla poziomego lub słabo pochylonego dna należy zastosować system symetryczny, dla dna średnio pochylego linię skierowaną do dołu należy wykonywać dłuższą, a idącą do góry — krótszą, a dla dna bardzo pochylego — dawać tylko jedną linię.



Rys. 24. Ochrona ujęcia wody z rzeki.

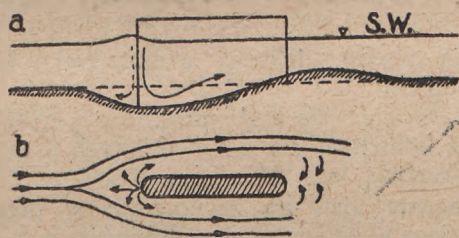
Dla ochrony ujęcia najprościej jest zastosować tylko denne kierujące, jeżeli jednak zachodzi niebezpieczeństwo zatrzymania materiału wleczonego lub opadania materiału unoszonego, to należy wywołać w obrębie ujęcia cyrkulację zupełną przez zastosowanie systemów kierujących powierzchniowych lub wewnętrznych.

5. Ochrona podpór mostowych od rozmycia.

Kwestia przepływu wody przy podporach mostowych i walka z rozmyciem dna u podpór od dawna interesowała hydrotechników. Zagadnieniem tym zajmowali się Rehbock, Kejtner, Engels, Durand Claye i inni. W rezultacie tych badań zlecono podpory fundować głębiej oraz wzmacniać obok nich koryto. Jednak dotychczas nie znaleziono sposobu obliczenia maksymalnego rozmycia u podpór oraz nie określono zasadniczych wartości przy wzmocnieniu dna.

W rezultacie badań laboratoryjnych, wykonanych w ostatnich latach przez inżynierów radzieckich opracowano metody walki z rozmywaniem dna u podpór przez wywołanie sztucznej poprzecznej cyrkulacji.

Zbliżając się do podpory umieszczonej w rzece dzieli się potok na dwie części (rys. 25), które za podporą znów się łączą i w rezultacie denne prądy w górnej części podpory kierują się do dołu i od podpory, powodując rozmycie koryta, a w części dolnej zostają one skierowane do podpory i powodują akumulację namulów.



Rys. 25. Rozmycie przy podporze mostowej — a) widok z boku, b) plan.

Zgodnie z taką strukturą potoku, zaprojektowano sposób ochrony podpory od rozmycia przy pomocy dwóch dennych kierujących, wykonanych zazwyczaj z faszyny (rys. 26a, b), posiadających wysokość $h = 0,3 - 0,5 H$ i długości $l = 2,5 - 3,0 H$ (gdzie H jest głębokością wody u podpory przy stanie średnim).

Przy słabym gruncie obok podpory stosowano powierzchniowe lub wewnętrzne kierujące (rys. 26d) w postaci tarcz na palach.

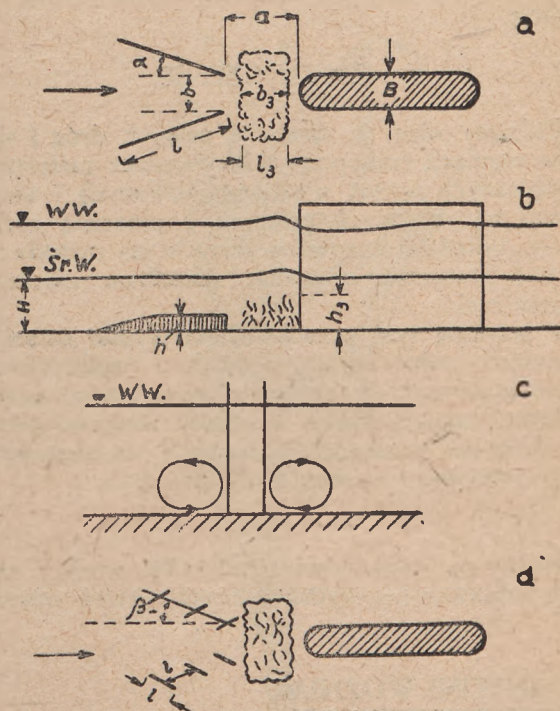
Systemy te wywołują w obrębie podpory podwójną cyrkulację poprzeczną z dennymi prądami, skierowanymi ku podporze.

Zmniejszenie prędkości prądu u podpory osiągnąć można przez umieszczenie między podporą a systemem kierującym siatki, krzaków, drzew itp.

6. Walka z różnorodnymi strugami w obrębie potoku.

Zdarza się niekiedy, że struga wody, różniąc się swoim składem od reszty wody rzecznej, płynie na pewnej długości w postaci oddzielnego potoku,

bez mieszania się z zasadniczą masą wody. W tym wypadku powolniej odbywa się samooczyszczanie wody i struga taka może trafić do wodociągu.



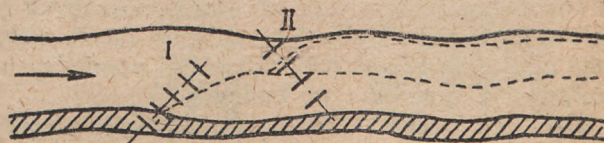
Rys. 26. Ochrona podpory mostu przed rozmyciem — a, b — denne kierujące, c — poprzeczna cyrkulacja przy podporze, d — powierzchniowe kierujące.

Oprócz strug różniących się pod względem chemicznym, mogą również różnić się one pod względem termicznym.

Przez stworzenie w potoku ruchu śrubowego można wywołać zmieszanie się tej strugi z resztą wody.

Prędkość zmieszania zależeć będzie od racjonalnego doboru i usytuowania systemów kierujących.

Jeżeli na przykład struga płynie na powierzchni u brzegu prawego, to system powierzchniowy (rys. 27, I) skieruje ją na dno i na środek koryta, po zastosowaniu natomiast systemu II (rys. 27, II) resztki tej strugi kierują się ku brzegowi lewemu i wydostają się tu na powierzchnię.



Rys. 27. Mieszanie strug w potoku.

7. Inne zastosowania.

Oprócz wskazanych wyżej wypadków, przez wywołanie sztucznej poprzecznej cyrkulacji można również racjonalnie zwalczać inne niekorzystne zjawiska, jak np. przedostanie się ruchomego materiału rzecznoego do kanału, powstawanie osadów w ujściach rzek, wyprostowanie zakoli itp.

Opisane systemy kierujące, wypróbowane w laboratoriach, stosowane również były w praktyce i we wszystkich wypadkach otrzymano dobre rezultaty przy wybitnym zmniejszeniu wydatków na eksploatację.

V. ZAKOŃCZENIE.

Widzimy więc, że szukanie nowych dróg i sposobów regulacji rzek pozwoliło — przez zastosowanie opisanych wyżej, nieskomplikowanych i tanich budowli wywołujących sztuczną poprzeczną cyrkulację — uprościć stosowane dotychczas metody regulacji i skutecznie zwalczać szkodliwe niszczące działanie rzek.

W artykule tym przedstawiłem wyniki ostatnich radzieckich badań laboratoryjnych i praktycznego zastosowania metody sztucznej poprzecznej cyrkulacji przy regulacji rzek, w części następnej postaram się podać szczegóły konstrukcji wymienionych wyżej systemów i elementów kierujących.

Należy na zakończenie podkreślić wielkie znaczenie laboratoriów hydraulicznych, które umożli-

wiają badania rozmaitych zagadnień ważnych dla gospodarki wodnej. Przez zmianę niektórych części badanych modeli w laboratorium otrzymuje się ich najodpowiedniejszy kształt i uzyskuje się pewność, że budowle te w praktyce będą należycie spełniać swe zadanie¹⁾.

LITERATURA.

1. Potapow i Pyszkina — Metoda poprzecznej cyrkulacji i jej zastosowanie w hydrotechnice.
2. Łosjewski — Walka z przemiałami przez stosowanie systemów kierujących.
3. Potapow — Regulacja potoków metodą sztucznej poprzecznej cyrkulacji.
4. Chaczatrian — Studia nad poprzeczną cyrkulacją w potoku i jej zastosowanie do ukształtowania koryta.
5. Szaumian — Ochrona ujęcia wody od materiału wleczanego metodą poprzecznej cyrkulacji.

¹⁾ Patrz — Inż. W. Jarocki „Wyszukanie najodpowiedniejszego kształtu jazu przy pomocy badań laboratoryjnych” — „Gospodarka Wodna” Nr 10/1948.

INŻ. ANTONI WOŹNIAK

PINGW-Gorzów Wlkp.

Kolmatacja przy pomocy roślin wodnych dla celów regulacji rzek

Sprawa regulacji rzek jest zagadnieniem wielkiej wagi. Dużo się na ten temat pisze, mówi i robi. Nie od rzeczy też będzie wspomnieć o ściśle z tym związanej kolmatacji przy pomocy roślin wodnych. Sądzę, że dobrze było by doświadczenia, których krótki opis podaję w niniejszym artykule, a które započzątkowałem w 1937 r., kontynuować dalej.

Zalądowanie bocznych koryt rzek i łach rzecznych — przy stosowanych obecnie sposobach koncentracji łóżyska rzek — postępuje wyłącznie przy pomocy zatrzymywania namulów przez budowle fażynowe, względnie specjalne budowle palowe. Jeśli chodzi o zamulanie przestrzeni między ostrogami regulacyjnymi, to odbywa się to pod wpływem działania tych ostrog.

Szybkość powyższych procesów zależy oczywiście od charakteru rzeki a więc od ilości unoszonych namulów, częstości przyborów wody na rzece, głębokości odciętych przestrzeni, odległości pomiędzy budowlami itp. oraz od typu budowli.

Zarówno z punktu widzenia utrzymania uregulowanego łóżyska rzeki, jak bezpieczeństwa samych budowli regulacyjnych, przeważnie pożądanym będzie doprowadzenie zalądowania jak najszybciej do stanu, przy którym mogłoby ono być obsadzone wikkłą. Jasne bowiem jest, że sama regulacyjna oddzielająca wodę rzeki od zamkniętej wody w kwarterze znajduje się cała w wodzie i jest narażona na działanie wody ze wszystkich stron, co powoduje szybkie niszczenie jej i ustawiczną z tym związaną kosztowną konserwację.

W większości jednak wypadków zalądowanie postępuje bardzo wolno, tak że budowle regulacyjne

wymagają wtedy większej, czujniejszej i kosztowniejszej opieki.

Zastanawiając się nad sposobami przyśpieszenia procesów kolmatacji terenów odciętych przez budowle regulacyjne, inż. Władysław Kollis zwrócił uwagę na pewne zjawiska zachodzące w przyrodzie, a posiadające w istocie swej podobieństwo do sztucznych procesów kolmatacji.¹⁾

Czyli jednym słowem postawił pytanie, czy nie można by było dla przyśpieszenia kolmatacji użyć sił przyrody. Przyroda, jak to powiedział jeden z uczonych, odpowiada tylko na mądre pytania. I to pytanie w tym wypadku było słuszne i na miejscu, a potwierdziły to prowadzone przeze mnie badania.

Wiadomym bowiem jest, że zarastanie naturalnych, śródlądowych zbiorników wód stojących oraz tworzenie się torfowisk, postępuje od brzegów ku środkowi. Roślinność pojawia się przede wszystkim przy brzegach, inna w wypadku gdy brzegi są łagodne a głębokości nieznaczne, inna znów gdy przy brzegu od razu natrafia się na duże głębokości. W miarę zmniejszania się tych głębokości przez obumarłą masę roślinną pojawiają się nowe, wyżej zorganizowane gatunki, aby następnie ustąpić miejsca roślinom wegetującym już na zupełnie płytkiej wodzie. Jak z tego widać, różnorodność gatunków roślin i zwierząt wypływa stąd, że warunki życia w różnych częściach zbiorników są różne, bo gdyby warunki te były jednakowe, wówczas cały zbiornik byłby zajęty przez jednakowe gatunki flory i fauny.

¹⁾ Inż. Władysław Kollis. — „Gospodarka Wodna” 1937. Nr. 5 (przyp. Red.).

Jak więc widzimy, istotą powyższych zjawisk jest stopniowe podnoszenie się terenu stanowiącego uprzednio dno zbiornika wody stojącej aż do całkowitego „podniesienia się dna”, czyli załadowania. Podobieństwo jakie zachodzi pomiędzy tymi naturalnymi zjawiskami a istotą i celem sztucznych zabiegów przy kolmatacji terenu nasunąć musi pytanie, czy nie dało by się przy załadowaniu terenów dla celów regulacji rzek, podpatrując naturę, iść jej śladami.

Zatem zasada nowego sposobu kolmatacji polegałaby na powtórzeniu — w warunkach sztucznych — wspomnianych wyżej procesów naturalnych zarastania przestrzeni zajętych przez wody stojące, używając jednak do tego takich metod, które skróciłyby długotrwałe procesy naturalne do okresów możliwie najmniejszych.

Stąd więc powstała koncepcja zastosowania do kolmatacji dla celów regulacji rzek roślin wodnych, z natury swej jak gdyby predestynowanych do powyższego zadania.

Rośliny wodne według tej koncepcji odgrywałyby podwójną rolę: po pierwsze — byłyby one „żywymi budowlami” regulacyjnymi, zatrzymującymi unoszone drobne namuły, po drugie — po skończonej vegetacji własną masą organiczną podnosiłyby dno. Lecz nie tylko rośliny spełniałyby to zadanie, ale także i to w dużej mierze przyczyniałyby się do tego niezliczone gatunki żyjątek i zwierząt wodnych.

Stawiając sprawę w płaszczyźnie ściśle praktycznych zadań, należało zbadać:

1. jakie rośliny wodne nadają się do tego celu,
2. w jakich warunkach mogą być zastosowane poszczególne gatunki tych roślin,
3. w jaki sposób praktycznie mogłyby być zaprowadzone sztuczne kultury poszczególnych roślin wodnych w różnych warunkach terenowych.

W roku 1937 rozpocząłem, przy życzliwej pomocy ówczesnego i obecnego dyrektora Państwowego Instytutu Naukowego Gospodarstwa Wiejskiego w Puławach, prof. Dr Lucjana Kaznowskiego, badania nad rozwiązaniem tych zagadnień.

Badania należało rozpocząć od zapoznania się z gatunkami możliwych do wykorzystania roślin wodnych.

Trudność badania polegała na całkowitej nowości zagadnienia. Sformułowane wyżej pytania wobec braku przykładów w dotychczasowej praktyce wymagały rozpoczęcia studiów prawie że po omacku.

Najpierw zaczęto od badań laboratoryjnych nad sposobem kiełkowania roślin wodnych, a więc starano się zbadać temperatury i głębokości zanurzenia w wodzie na siłę i energię kiełkowania nasion, następnie badano sposób wegetatywnego rozmnażania się roślin wodnych i nad tym sposobem prowadzono przede wszystkim badania w terenie, choć nie pominięto także badań nad generatywnym rozmnażaniem.

W terenie wysiano nasiona pałki szerokolistnej (*Typha latifolia*), pałki wąskolistnej (*Typha angustifolia*) i jeżogłówki gałęzistej (*Sparganium ramosum*). Wysiew dał wprawdzie wyniki, lecz wysokość roślin trudno było ocenić; pewniejszy wynik otrzymano dla jeżogłówki gałęzistej a było to tym ciekawsze, że nasiona jej w warunkach sztucznych, bez specjalnych zabiegów, bardzo trudno kiełkują. Nasion innych

roślin nie wysiewano, bądź to ze względu na mały zapas, bądź też dlatego, że trudno było znaleźć miejsce wolne od nich, zaś siew w miejscu istniejących już gatunków uniemożliwiłby ocenę doświadczenia.



Rys. 1. Jeżogłówka gałęzista.

Pozostało więc do stwierdzenia pytanie — jaki sposób rozmnażania roślin wodnych da lepsze wyniki — czy generatywny, czy wegetatywny. Prawdopodobnie, jak to wynika z wielu przykładów z biologii tych roślin, generatywne rozmnażanie musi ustąpić rozmnażaniu wegetatywnemu. W doświadczeniach położono więc nacisk na wegetatywny sposób rozmnażania.



Rys. 2. Tatarak.



Rys. 3. Trzcina wodna.

Wśród zbadanych licznych roślin wodnych zwróciły przede wszystkim uwagę następujące gatunki:

Tatarak (*Acorus calamus*) osiąga wysokość do 1,5 m, bardzo łatwo rozmnaża się za pomocą kłączy, rośnie zwartymi krzakami, odporny jest na prądy wodne, rozwija się dobrze nawet na znacznej głębokości. Niesłychanie mocno wiąże dno.



Rys. 4. Sitowie jeziorne.



Rys. 5. Pałka wąskolistna.

Trzcina wodna (*Phragmites communis*) tworzy gęste zarośla dochodzące do 4 m wysokości, posiada bardzo długie (do 6 m) płozące się kłącza, przy pomocy których bardzo łatwo rozmnaża się sposobem wegetatywnym.

Sitowie jeziorne (*Scirpus lacustris*) sięga najdalej od brzegu do największych głębokości. W wodach stojących spotyka się na głębokości do 3 m. Roślina ta silnie rozkrzewia się za pomocą płozących się kłączy, na płytkich miejscach znosi nawet silniejszy prąd wody.



Rys. 6.
Strzałka wodna.



Rys. 7.
Moczarka kanadyjska.

Pałka wąskolistna (*Typha angustifolia*) trzyma się blisko brzegu, jest bardziej wrażliwa na działanie fal wodnych od sitowia jeziornego. To samo dotyczy palki szerokolistnej (*Typha latifolia*). Roślina ta również posiada długie płozące się kłącza i występuje wspólnie z sitowiem jeziornym i trzcina wodną.

Strzałka wodna (*Sagittaria sagittifolia*) nie tworzy wprawdzie kłączy, rozmnaża się jednak wegetatywnie za pomocą bulw, które tworzą się na jesieni. Roślina ta posiada liście w kształcie strzałki, wystaje z wody, poza tym zaś tworzy drugi rodzaj liści podwodnych. Strzałka wodna znosi dobrze prąd wodny.

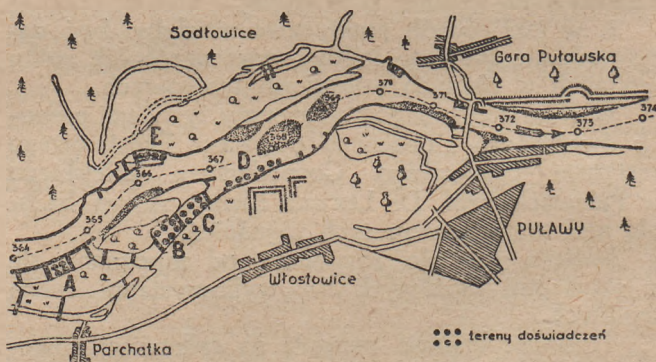
Moczarka kanadyjska (*Elodea canadensis*) jest rośliną gęsto zarastającą zwłaszcza płytsze zbiorniki wód, posiada bardzo długie i rozgałęzione pędy z osadzonymi w niewielkich odstępach drobnymi liśćmi. Mocno trzyma się dna, sięga aż do powierzchni wody.

Robiono próby także i z innymi roślinami, lecz doświadczenia te nie były jednak zakończone.

Na podstawie ówczesnych badań stwierdzono, że najlepsze wyniki, jeśli chodzi o możliwość sztucznego zaprowadzenia kultur, dają tatarak, strzałka wodna i moczarka kanadyjska.

Dla celów doświadczalnych wybrane zostały tereny na Wiśle pod Puławami, zaś w lecie 1939 r. wyznaczono szereg punktów na odcinku Wisły między Włocławkiem a Grudziądzem.

Doświadczalne tereny na Wiśle pod Puławami (rys. 8) posiadają pod względem możliwości zamulania różne warunki. Łacha E przeznaczona była na



Rys. 8.

rozmnożnik, przestrzeń pomiędzy przetamowaniami A, B, C — to teren doświadczalny o wodzie prawie stojącej, zaś miejsca oznaczone na rysunku literą D — to międzytania otwarte, bezpośrednio połączone z Wisłą.

Materiał do doświadczeń brano z sąsiednich stawów i moczarów.

Sama technika założenia doświadczeń nie była skomplikowana. Kłącza tataraku, trzciny wodnej, strzałki wodnej, grążela żółtego, babki wodnej i sitowia leśnego wiązano na drucie (do tego celu używano drutu palonego o grubości 1 mm).

Praca odbywała się w ten sposób, że w pewnym miejscu (np. na przetamowaniu) wbijano kołek, do którego przywiązywano jeden koniec drutu i drut ten przeciągano wzdłuż pewnej trasy, zostawiając

jednak drugi koniec wolny. Następnie robotnicy, jadąc na łodzi z materiałem sadzonkowym, przywiązali kłacza w odstępach 25 — 80 cm (zależnie od gatunku rośliny) do zwieszającego się drutu. Kłacza umieszczane były w pętłach, które wykonywano z zawieszanego drutu. Po przywiązaniu szeregu kłaczy obciążano drut kamieniami i opuszczano na dno.

Szczególnie jeżeli chodzi o tatarak, to jak wykazały doświadczenia, szybko przyjmował się w gruncie, który na terenach doświadczalnych stanowiły w międzyciemiach piaski, niekiedy pokryte bardzo cienką warstwą osadzonego przez rzekę namułu.

Rozrastanie się kłaczy, zarówno wzdłuż sadzonego szeregu, jak i poprzecznie postępowało bardzo szybko i okazało się przy tym wbrew poprzednim przypuszczeniom, że tatarak jest rośliną bardzo odporną na wahania poziomu wód i zupełnie dobrze utrzymuje się nawet na dość znacznych głębokościach. Poza tym niesłychanie silnie wiąże muł, tworząc warstwę twardą, po której można chodzić wygodnie, nie zapadając się.

Prościej przedstawia się sprawa z sadzeniem roślin dennych (całkowicie zanurzonych w wodzie).

Już sam sposób gromadzenia sadzonek jest łatwiejszy, albowiem dwóch robotników, a nawet jeden jadąc na łodzi, wydobywa z dna za pomocą grabi rośliny denne, co odbywa się łatwo i szybko.

Sadzenie zaś odbywa się w ten sposób, że po prostu przy pomocy wideł rozrzuca się je po wodzie i rośliny po dość krótkim czasie opadają na dno. Aby opadanie tych roślin na dno przyspieszyć, a przez to umożliwić równomierne rozłożenie się ich na dnie, dobrze jest zbierać te rośliny z niewielkimi ilościami mułu.

Z roślin dennych, jak przęstki, wywłóczniki, jezierze, niektóre rdestnice, jaskry wodne, najwięcej zadawalające wyniki dała moczarka kanadyjska. Roślina ta jest wyjątkowo odporna na wszelkie ruchy wody, czepia się łatwo dna i bardzo mocno go się trzyma. Krzaki moczarki wyrwane przez prąd w jednym miejscu, bardzo łatwo przyjmują się w drugim. Wskutek swego charakteru, należy się spodziewać,

że roślina ta w ciągu roku da duży przyrost masy, która po skończonym okresie wegetacji osiadzie na dnie przestrzeni wodnej.

Rozrastanie się krzaków moczarki postępuje tak szybko, że z dna podnosi się ona do zwierciadła wody i miejscami jak gdyby powleka powierzchnię wodną pędami i liśćmi. Zarówno ze względu na łatwość rozmnażania, jak też i szybkość rozrastania się moczarka kanadyjska powinna przy kolmatacji dla celów regulacyjnych znaleźć szerokie zastosowanie.

Mógłby ktoś powiedzieć, że przecież roślinność wodna jest bujna i tworzy wielką masę, która po ukończeniu wegetacji opada na dno, a zatem proces zamulania (wypływania) powinien postępować bardzo szybko, czego jednak w przyrodzie nie stwierdzamy.

Widocznie muszą być jakieś przyczyny, które proces zamulania hamują. Przyczyny takie faktycznie istnieją.

Otóż obok procesu gromadzenia się stałych osadów na dnie, zwanego sedymentacją, istnieje drugi proces, proces krążenia materii organicznej między dnem a wodą (cyrkulacją), który polega na tym, że część obumarłych części roślinnych przeprowadzana bywa przez organizmy głębinowe w stan płynny i wraca z powrotem do wody jako sole mineralne, którymi żywi się fitoplankton, a ten znów pożerany jest przez zooplankton i bakterie.

Wprawdzie przeprowadzone części obumarłych roślin w sole mineralne służą do budowy nowych roślin, jednak dużo tych soli odżywczych traci zbiornik przez opuszczające go owady doskonałe, których larwy żywiły się w tym środowisku.

Oprócz roślin wodnych, nad którymi przeprowadzano badania opisane w bardzo wielkim skrócie w niniejszym artykule, należałoby przeprowadzić badania nad fauną wodną, która przez umiejętne zastosowanie mogła by być bardzo pomocną w procesie kolmatacyjnym. Należałoby tu zająć się w pierwszym rzędzie takimi gatunkami, jak: małże, skójki, szczeżuje, groszkówki, przytuliki, zatoczki, błotniarki, rozdełki, zawójki, żyworódki, zagrzebki, źródlarzki itp.

INŻ. STANISŁAW SMOLEŃSKI

Pojemność zbiorników retencyjnych na potokach górskich

W ostatnich czasach ustala się pogląd, zdaniem autora najzupełniej słuszny, że przy opracowaniu projektów zabudowy potoków górskich, przede wszystkim należy rozważyć możliwość regulowania odpływu przez odpowiednie zbiorniki retencyjne; zadaniem tych zbiorników byłoby uchwycenie fali powodziowej, dopuszczając do dolnych biegów jedynie odpływy nieszkodliwe. Jako praktyczne określenie wody nieszkodliwej należy uważać taką ilość przepływu, która w naturalnych warunkach potoku nie powoduje szkód w brzegach i większych zmian w dnie potoku, a zatem wodę, która nie unosi rumoszków o pewnej średnicy. Wielkość tego dopuszczalnego odpływu winna być ustalona dla danego potoku przez odpowiednie, choćby przybliżone pomiary i obserwacje. Przy określaniu dopuszczalnego

odpływu należy mieć jednak na uwadze nie tylko odcięcie leżące tuż poniżej projektowanego zbiornika, ale i odcinki dalsze; mając to na względzie, ogólnie można powiedzieć, że należy dążyć, aby pojemność tych zbiorników była możliwie duża, aby cała objętość fali powodziowej mogła się w nich pomieścić, a dopuszczalny odpływ jak najbardziej był zredukowany.

Wobec braku bezpośrednich danych co do objętości fali powodziowej, jej przebiegu i trudności w przeprowadzaniu odpowiednich obserwacji, wszelkie obliczenia z konieczności muszą być oparte na wzorach empirycznych.

Istnieje szereg wzorów, przy pomocy których można obliczyć maksymalne sekundowe przepływy,

przeważnie jednak nie dają one podstawy do obliczeń potrzebnych pojemności.

Typem wzoru, który doskonale nadaje się przy rozwiązywaniu omawianego zagadnienia, jest zalecany wzór Hellmanna, według którego maksymalna intensywność opadu I wynosi:

$$I = a + \frac{b}{\sqrt{t}} \quad (1)$$

Intensywność I podano tu w milimetrach na minutę, czas trwania deszczu t w minutach. Do powyższego wzoru wyznaczył A. Rożański współczynniki a i b dla różnych dzielnic Polski (tablica I).

Tablica I.

Dzielnica	Spółczynniki	
	a	b
Poznańskie	—0,400	5,576
Pomorze	—0,512	5,640
Śląsk	—0,187	4,829
Małopolska	—0,365	5,143
Polska Środkowa	—0,311	3,522

Dla dużych rzek przy obliczaniu wód katastrofalnych miarodajny jest okres roztopów wiosennych, lub okres długotrwałych deszczów. Niebezpieczne odpływy z dorzeczy małych wywołane są z reguły deszczami ulewnymi o dużej intensywności.

Naturalnie wzór Hellmanna stosować można tylko dla zlewni stosunkowo niewielkich, w tym tylko bowiem wypadku można przyjąć jednakową intensywność opadu dla całego dorzecza.

Ilość wody spływającej do projektowanego zbiornika zależeć będzie od intensywności opadu (I), czasu trwania deszczu (t) i współczynnika spływu (α).

Zakładając z dostatecznym przybliżeniem, że odpływ w przekroju projektowanej zapory wzrasta i maleje będzie w stosunku do czasu według prawa linii prostej, — to zależnie od długotrwałości deszczu, tj. zależnie od tego czy okres trwania deszczu (t) jest dłuższy, równy lub krótszy od czasu spływu (t_1) z najdalszego punktu dorzecza, — odpływ ten ilustrować będą następujące trzy wykresy (rys. 1).

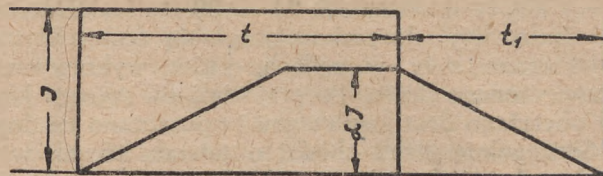
Maksymalny sekundowy odpływ powstaje wtedy, gdy czas trwania deszczu t równa się czasowi spływu t_1 . W tych wypadkach więc, w których chodzi o znalezienie maksymalnego sekundowego odpływu deszcz taki nazywać się będzie miarodajnym, a czas opadu — czasem miarodajnym.

W zagadnieniach, w których chodzi o znalezienie potrzebnej pojemności zbiornika, przy zachowaniu dopuszczalnego odpływu, czas opadu deszczu miarodajnego będzie zupełnie inny.

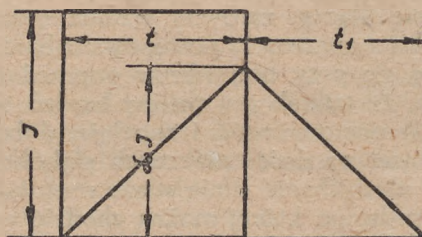
Oznaczając dopuszczalny odpływ q (podobnie do intensywności opadu) w milimetrach na minutę, potrzebna pojemność zbiornika, wyrażona w wysokości słupa wody w milimetrach na całym dorzeczu, będzie:

$$p = \alpha I t - q t - q (t_1 - t_0) \quad (2)$$

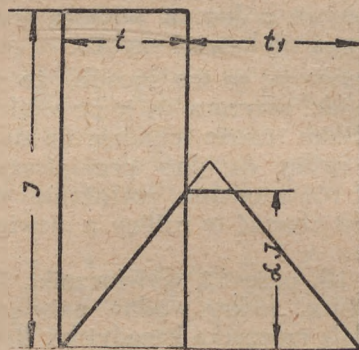
a. $t > t_1$



b. $t = t_1$



c. $t < t_1$



Rys. 1.

gdzie α , I , t , t_1 zachowują oznaczenia, jak w poprzednich rozważaniach, t_0 czas od chwili rozpoczęcia się deszczu, do chwili gdy odpływ osiąga wartość q , względnie czas, w którym po skończonym deszczu odpływ z wartości q spada do zera.

Przy założeniu, że odpływ wzrasta i maleje w stosunku do czasu, według prawa linii prostej (rys. 2), czas t_0 będzie:

$$t_0 = \frac{c}{\alpha I} t_1$$

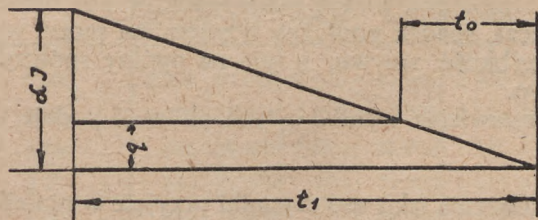
t_0 jest więc zawsze mniejsze od t_1 .

Podstawiając w równanie (2) wartość na I z równania (1) oraz wartość t_0 , otrzyma się:

$$p = \alpha \left(a + \frac{b}{\sqrt{t}} \right) t - q t - q \left(t_1 - \frac{q \sqrt{t} t_1}{\alpha (a \sqrt{t} + b)} \right) \quad (3)$$

Deszcz, przy którym potrzebna pojemność zbiornika p osiąga maksimum, nazywać się będzie w tym wypadku również deszczem miarodajnym, a czas opadu czasem miarodajnym.

Przy wyprowadzaniu powyższych wzorów przyjęto, że czas spływu z najdalszego punktu dorzecza (t_1) jest jednakowy podczas przyboru, jak i podczas opadania. W rzeczywistości oba te czasy będą różne; podczas przyboru czas ten (t_1) odpowiadać będzie prędkości fali powodziowej, podczas opadania zaś (t'_1) — prędkości zbliżonej do prędkości wody średniej. Również założenia, że odpływ w przekroju projektowanej zapory wzrasta i maleje według prawa linii prostej nie jest zgodne z rzeczywistością.



Rys. 2.

Wydaje się jednak (mając na uwadze przybliżony charakter całego rachunku), że — dla uproszczenia i bezpieczeństwa obliczeń można przyjąć we wzorach (2) i (3) — $t'_1 = t''_1 = t_1$ = czasowi spływu z najdalszego punktu dorzecza, odpowiadającego prędkości wielkiej wody dorocznej.

Dla znalezienia czasu miarodajnego należałoby pierwszą pochodną równania (3) względem czasu przyrównać do zera; droga taka prowadzi jednak do dość zawilego rozwiązania i bardziej wskazaną wydaje się tu droga prób.

Dla małych dorzeczy można w przybliżeniu założyć, że prawie cały opad w okresie trwania deszczu spłynie do zbiornika, to jest, że czas t_1 jest stosunkowo do czasu t bardzo mały. Wówczas i całe wyrażenie w nawiasie ostatniego wyrazu (które jest częścią t_1) będzie bardzo małe. Przy tym założeniu (bardziej bezpiecznym dla wyników obliczenia), potrzebna pojemność zbiornika będzie:

$$p = (\alpha a - q) t + \alpha b t^{2/3} \quad (4)$$

biorąc pochodną i przyrównując do zera, otrzymuje się:

$$\frac{dp}{dt} = \alpha a - q + \frac{2}{3} \alpha b t^{-1/3} = 0$$

$$\text{skąd } t = \left(\frac{-2 \alpha b}{3 (\alpha a - q)} \right)^3 \quad (5)$$

a dla $q = 0$

$$t = \left(\frac{-2 b}{3 a} \right)^3 \quad (6)$$

Podstawiając otrzymany wynik na t do wzoru (4), otrzyma się przybliżoną pojemność zbiornika.

Dla obliczenia bardziej dokładnej wartości należy wynik na t wstawić do wzoru (2) i drogą kilku prób sprawdzić, czy otrzymana pojemność jest pojemnością maksymalną.

Zagadnienie zabudowy potoków górskich specjalnie dotyczy Małopolski; dla sprawdzenia więc choć przybliżonego zakresu możliwości stosowania wzoru Hellmann'a ze współczynnikami Rożańskiego, obliczono w tablicy II na podstawie tego wzoru dla tej dzielnicy natężenia i wysokości opadu, w zależności od czasu jego trwania.

A. Rożański prawdopodobnie sprawdził podane przez siebie współczynniki tylko dla deszczów krótkotrwałych — najwyżej kilkugodzinnych. Dla deszczów dłuższych, kilkunastogodzinnych, zwłaszcza dla górskiej części Małopolski, wyniki tego wzoru są niezgodne z rzeczywistością. Dla tych okolic (wyluczając nawet Tatry) dobowe opady osiągają wysokość do 250 mm i zdaje się, że zależność natężenia od czasu nie będzie mogła być ujęta wzorem o jednakowych współczynnikach α i b dla całej Małopolski.¹⁾

Dla przybliżonych obliczeń możnaby przyjąć (dla zakresu od paru do kilkudziesięciu godzin) następującą zależność natężenia deszczu od czasu jego trwania:

¹⁾ Wydaje się, że dla tego rodzaju budowli należy przyjmować prawdopodobieństwo około 1% - 2%.

Tablica II.

Ze wzoru Rożańskiego $I = -0,365 + \frac{5,143}{\sqrt[3]{t}}$													
	Czas trwania deszczu w minutach												
	1	5	15	30	60	120	180	300	420	540	720	900	1 200
Natężenie deszczu w milimetr. na minutę	4,78	2,65	1,72	1,29	0,95	0,68	0,55	0,40	0,32	0,27	0,21	0,17	0,12
Wysokość opadu w milimetrach	4,8	13,3	25,8	38,7	57,0	81,2	99,0	120	134	146	151	150	141

Tablica IIa.

Ze wzoru proponowanego $I = -0,195 + \frac{4,20}{\sqrt[3]{t}}$														
	Czas trwania deszczu w minutach													
	1	5	15	30	60	120	180	300	420	540	720	900	1 200	1 440
Natężenie deszczu w milimetr. na minutę				1,16	0,88	0,66	0,55	0,43	0,37	0,32	0,28	0,24	0,20	0,17
Wysokość opadu w milimetrach				34,7	52,7	79,2	99,0	129	153	174	200	216	240	255

$$I = -0,195 + \frac{4,20}{\sqrt{t}}$$

W Tablicy IIa podano wyniki liczbowe zastosowania tego wzoru.

Naturalnie najwłaściwszym rozwiązaniem byłoby opracowanie dla danego rejonu (na podstawie opinii, czy wprost przez Państwowy Instytut Hydrologiczno-Meteorologiczny) tabeli opadów analogicznej do tabeli II. Wówczas, gdyby nawet nie dało się ustalić matematycznej zależności między natężeniem deszczu i czasem jego trwania (analogicznym do wzoru Hellmann'a), to i wtedy drogą prób ze wzoru (2) można obliczyć maksymalne pojemności zbiorników.

Drugim bardzo ważnym czynnikiem, mającym decydujący wpływ na potrzebną pojemność zbiornika— jest współczynnik spływu.

W braku bezpośrednich danych i tu również oparto się na istniejących wzorach empirycznych.

Należy zwrócić uwagę, że istniejące dane co do współczynnika spływu z dłuższych okresów (np. rocznych) nie mają tu zastosowania. Z jednej strony bowiem na wysokość tego współczynnika spływu w wybitny sposób wpływa parowanie, które nie ma prawie żadnego znaczenia przy spływie z deszczów nawalnych, z drugiej strony wsiąkanie, które ma duże znaczenie przy spływach z takich deszczów, w niewielkim tylko stopniu wpływa na współczynnik spływu np. w rocznym okresie.

Również wzory na sekundowy odpływ podczas wielkiej wody katastrofalnej nie będą również tu miarodajne, maksymalny odpływ sekundowy zależy bowiem nie tylko od współczynnika spływu, ale również od szybkości spływu.

Dla omawianego zagadnienia wydaje się, że jeszcze najbardziej odpowiednim będzie zastosowanie tu zalecanego wzoru Loewego dla obliczeń średniej (letniej) wielkiej wody. We wzorze tym iloczyn współczynników K_1 i K_2 przedstawia w przybliżeniu w pewnej skali współczynnik spływu. Współczynnik K_1 zależy od właściwości powierzchni zlewni i waha się od 2,00

do 3,50; współczynnik K_2 zależy od średniej arytmetycznej ze średniego spadku podłużnego cieku i średniego poprzecznego spadku dorzecza i waha się od 0,20 przy średnim spadku 0,20% do 0,92 przy średnim spadku 100%.

Zakładając ostrożnie, że w skrajnym wypadku dla nagej skały i spadku pod kątem 45% współczynnik spływu wynosi 1,0, — można obliczyć współczynniki spływu dla innych rodzajów dorzecza.

Przy ustalaniu średniego spadku wydaje się słusznym branie pod uwagę tylko spadków poprzecznych dorzecza, spadek podłużny bowiem ma raczej wpływ na szybkość spływu, a nie na ogólny współczynnik spływu.

Zestawienie wyników tych obliczeń podaje tablica III.

Założenia jak i współczynniki przyjęte w niniejszym referacie są dość dowolne i będą musiały ulec zmianie na podstawie bezpośrednich obserwacji; prawdopodobnie już obecnie Państwowy Instytut Hydrologiczno-Meteorologiczny, który rozporządza materiałem statystycznym, będzie mógł udzielić wyjaśnień i dyrektyw.

Dla orientacji podano w tablicy IV (str. 79) wyniki obliczeń przybliżonych czasów miarodajnych i potrzebnych pojemności zbiorników retencyjnych na 1 km² dorzecza, przy różnych współczynnikach spływu i różnych dopuszczalnych odpływach w m³/sek. i km² dorzecza. Obliczeń dokonano wzorami przybliżonymi (4) i (5), przyjmując za podstawę zasadniczą zależność:

$$I = -0,195 + \frac{4,20}{\sqrt{t}}$$

Przykład liczbowy. Obliczyć pojemność zbiornika retencyjnego na potoku o zlewni 44 km². Dopuszczalny odpływ poniżej zbiornika 24,0 m³/sek. Na podstawie istniejących spadków i powierzchni dorzecza, współczynnik spływu α został określony na 0,45, a czas spływu z najdalszej części dorzecza t_1 na 400 minut.

Tablica III.

Wartości współczynników spływu obliczone na podstawie Loewego.

Właściwości powierzchni zlewni	Średni spadek poprzeczny dorzecza w procentach											
	0,20	0,50	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	10,00	20,00	30,00	50,00	100,0
Skała naga	0,22	0,20	0,35	0,39	0,44	0,48	0,55	0,61	0,73	0,78	0,89	1,00
Skała zalesiona	0,16	0,21	0,25	0,28	0,31	0,34	0,37	0,44	0,52	0,56	0,64	0,72
Grunty gliniaste uprawiane w zagony	0,17	0,23	0,27	0,31	0,34	0,38	0,40	0,48	0,57	0,62	0,71	0,79
Grunty gliniaste, uprawiane płasko	0,16	0,21	0,25	0,28	0,31	0,34	0,37	0,44	0,52	0,56	0,64	0,72
Grunty piaszczyste i łąki na równinie	0,14	0,19	0,23	0,26								
Grunty piaszczyste i łąki, zarośnięte na równinie	0,12	0,17	0,20	0,22	0,25	—	—	—	—	—	—	—

Tablica IV.

Potrzebne pojemności zbiorników retencyjnych (p) przy założeniu, że czas spływu t_1 jest mały w stosunku do czasu opadu t .

Dopuszczalny odpływ poniżej zbiornika na 1 km ² dorzecza w m ³ /sek.	Potrzebna pojemność zbiornika na 1 km ² dorzecza w m ³					
	$\alpha = 0,30$		$\alpha = 0,50$		$\alpha = 0,70$	
	t minut	p m ³	t minut	p m ³	t minut	p m ³
0,00	2 960	87 000	2 960	147 000	2 960	203 000
0,25	1 493	55 000	1 925	110 000	2 170	162 000
0,50	855	38 500	1 310	85 000	1 640	136 000
0,75	535	27 500	930	70 000	1 265	114 000
1,00	356	21 000	702	56 000	1 000	97 000
1,50	181	14 000	417	39 000	650	74 000
2,00	105	9 000	267	29 000	452	57 000
3,00	44	5 000	129	17 500	238	38 000
4,00	22	3 500	71	12 000	141	27 000
5,00	13	2 500	44	8 500	92	19 000

Ze wzoru (5) miarodajny czas t będzie:

$$t = \left(\frac{-2ab}{3(\alpha a - q)} \right)^3$$

$a = -0,195$; $b = 4,20$; $\alpha = 0,45$;

$$q = \frac{24,0}{44,0} \cdot 0,06 = 0,0327 \text{ mm/minutę}$$

$$\begin{aligned} \text{więc } t &= \left(\frac{-2 \cdot 0,45 \cdot 4,20}{3(0,45 \cdot -0,195 - 0,0327)} \right)^3 = \\ &= \left(\frac{3,88}{3(0,0878 + 0,0327)} \right)^3 = \\ &= \left(\frac{3,88}{0,3615} \right)^3 = 10,72^3 = 1250 \text{ minut.} \end{aligned}$$

Ze wzoru przybliżonego:

$p = (\alpha I - q) t$, gdzie

$\alpha = 0,45$; $q = 0,0327 \text{ mm/min.}$

$$I = -0,195 + \frac{4,20}{\sqrt[3]{1250}} = 0,1970 \text{ mm/min.}$$

$t = 1250$

więc $p = (0,45 \cdot 0,1970 - 0,0327) \cdot 1250 = 0,0559 \cdot 1250 = 69,87 \text{ mm}$. Przybliżona więc pojemność zbiornika będzie:

$$P = 69870 \cdot 44 = 3.075.000 \text{ m}^3.$$

Bardziej dokładną pojemność otrzymuje się ze wzoru (2):

$$p = (\alpha I - q) t - q(t_1 - t_0),$$

gdzie wszystkie oznaczenia jak poprzednie, zaś

$$t_0 = \frac{q t_1}{\alpha I} = \frac{0,0327 \cdot 400}{0,45 \cdot 0,1970} = 149 \text{ min.}$$

więc $p = 69,87 - 0,0327 \cdot (400 - 149) = 69,87 - 8,20 = 61,67 \text{ mm}$.

$$P = 61670 \cdot 44 = 2.713.000 \text{ m}^3.$$

Czy otrzymana odpowiedź na P jest rzeczywiście maksymalną łatwo można sprawdzić drogą prób. Zwraca się uwagę, że wystarczy sprawdzić tylko dla czasów większych od obliczonego czasu miarodajnego; dla czasów mniejszych pojemność wypadnie mniejsza.

Zakłada się $t = 1250 + 150 = 1400 \text{ minut}$.

$$\begin{aligned} \text{wówczas } I &= -0,195 + \frac{4,20}{\sqrt[3]{1400}} = -0,195 + \\ &+ 0,375 = 0,180 \text{ mm/min.} \end{aligned}$$

$$t_0 = \frac{q \cdot t_1}{\alpha \cdot I} = \frac{0,0327 \cdot 400}{0,45 \cdot 0,180} = 161 \text{ minut}$$

więc

$$\begin{aligned} p &= (\alpha I - q) t - q(t_1 - t_0) = \\ &= (0,45 \cdot 0,180 - 0,0327) 1400 - 0,0327 (400 - 161) = \\ &= 59,40 \text{ mm.} \end{aligned}$$

a więc $p < 61,67 \text{ mm}$.

Otrzymaną poprzednio odpowiedź na $P = 2.713.000 \text{ m}^3$ praktycznie można uważać za maksymalną.

INŻ. STANISŁAW SŁOMIŃSKI

Melioracje a kierunki produkcji rolnej Żuław

Delta Wisły przed 500 laty przedstawiała jedno wielkie bagnisko, porośnięte na południu lasem liściastym, na torfowiskach olszynowym, a północno-wschodnią część stanowiły wody z pływającymi kępami roślin bagiennych i otwarte morze.

Gleby madowe Żuław powstały głównie z namulów rzecznych naniesionych przez Wisłę w czasie wylewów.

Nietylko siły przyrody brały udział w wytworzeniu się Żuław, olbrzymi także był udział człowieka — melioratora i rolnika. Człowiek usypał setki kilometrów wałów chroniących pola uprawne od wylewów, tereny leżące poniżej morza podzielił wała-

mi, tworząc poldery, z których usunął wodę przy pomocy pomp poruszanych sposobem holenderskim — wiatrakami, zastąpionymi w późniejszym czasie kolejno przez motory parowe, spalinowe i elektryczne. Cały teren pokrył siecią rowów, sięgających w sumie przeszło 20.000 km.

Człowiek również sztucznie namulał tereny piaszczyste i torfowe, przez skierowanie rurociągami wody z mułem, lub wody Wisły na tereny z góry określone, uzyskując sztuczne mady, których obszar sięga kilku tysięcy hektarów.

Ogrom pracy człowieka był sownie wynagradzany kolosalnymi plonami roślin uprawnych, plonami

niespotykanymi na innych terenach, wynoszącymi dwukrotnie więcej, aniżeli plon na przeciętnie żyznych glebach.

Musimy sobie uprzytomnić, że na terenie Żuław bazują 4 cukrownie przerabiające buraki — rośliny wyjątkowo głęboko korzeniące się i nieznoszące wysokiego poziomu wód gruntowych. Cukrownia w Nowym Stawie, leżąca w samym środku dawnego bagnika, jest symbolem triumfu pracy melioratora nad siłami przyrody.

Należy również wspomnieć o ogromie prac włożonych przez melioratorów w osuszenie i odbudowę stacji pomp, dokonanych w ostatnich latach, celem naprawy szkód po działaniach wojennych.

Większość prac melioracyjnych wykonano przed 1 — 2-ma wiekami, tj. kiedy produkcja zbożowa była wysoce opłacalna, zaś produkcja zwierzęca nie miała większego znaczenia i zaspakajała tylko potrzeby lokalne i samego gospodarstwa. Zaopatrzenie miast w mięso pokrywało myślistwo. Nic więc dziwnego, że urządzenia melioracyjne były dostosowane do potrzeb produkcji zboża, a w ostatnim wieku — roślin przemysłowych.

W ciągu XIX i XX wieku powstają duże miasta przemysłowe, w których robotnik zdobywa stopniowo coraz znaczącą pozycję socjalną. Socjalizm przenika do mas robotniczych, które pod jej wpływem organizują się i walczą o lepszy swój byt. Zdobycze socjalne robotników ściśle łączą się z warunkami odżywiania, które dotychczas było oparte na chlebie i ziemniakach. Stopniowe wprowadzanie do jadłospisu mas pracujących produktów zwierzęcych przyczynia się do rozwoju, wreszcie do rozkwitu hodowli zwierząt domowych.

Pomiędzy pierwszą a drugą wojną światową widzimy na Żuławach pewien wzrost zielonych użytków, mimo że władze niemieckie, przygotowując się do wojny, propagowały usilnie kierunek zbożowy, jako dający większą ilość środków odżywczych ludności, aniżeli przerobiony z tych pokarmów produkt zwierzęcy. Nie pomogły zarządzenia — rolnik żuławski widział większą korzyść z produkcji zwierzęcej i stopniowo na tę produkcję przestawiał swoje gospodarstwo i dostosowywał produkcję roślinną do potrzeb hodowli zwierząt trawożernych.

Produkcja zbożowa i roślin przemysłowych Żuław oparta była na dużej ilości rąk do pracy, dużej ilości siły sprzężajnej w postaci koni oraz dużej ilości środków produkcyjnych, jak nawozy sztuczne, narzędzia, budynki itp. Stale trzeba było prowadzić walkę z chwastami, które rozwijały się tak dobrze jak i rośliny uprawne, a co kilka lat występowała plaga gryzoni, przynosząc olbrzymie straty.

Kierunek produkcji rolnej każdego terenu jest uzależniony od stosunków przyrodniczych, tj. od klimatu i gleby oraz od stosunków ekonomicznych i polityczno-społecznych. Ponieważ rolnictwo jest wykorzystaniem sił przyrody dla wyżywienia ludności i dostarczenia surowców, dlatego czynnik przyrodniczy najczęściej jest decydujący w określeniu kierunku produkcji. Czynniki ekonomiczne i polityczne mogą również zmieniać kierunek produkcji, zwłaszcza na glebach żyznych i zasobnych w pokarmy.

Przejdźmy do kolejnego omówienia czynników produkcyjnych Żuław.

Klimat. Żuławy znajdują się pod wpływem klimatu morskiego, odznaczającego się krótką, późną i suchą wiosną z częstymi przymrozkami, co zmusza do intensywnej uprawy roli wiosną; latem chłodnym i obfitym w opady atmosferyczne, które utrudniają zbiór zbóż i innych roślin oraz jesienią ciepłą i długą. Te niezbyt sprzyjające dla roślin uprawnych warunki klimatyczne doskonale nadają się dla trwałych użytków zielonych — a co za tym idzie dla rozwoju hodowli zwierząt.

Gleba. Mady — według najnowszych badań gleboznawców — są glebami łąkowymi, predystynowanymi przez naturę na użytki zielone, które dają z niej najwyższy dochód. Melioracje głębokimi rowami osuszyły południową część wysokich mad żuławskich i zmieniły je do tego stopnia, że udają się tam wszystkie rośliny polowe z burakiem i rzepakiem na czele.

Stosunki ekonomiczne. Na całym świecie, zarówno na rynkach wewnętrznych różnych krajów, jak i w handlu międzynarodowym, obserwujemy od kilkudziesięciu lat o wiele większe zainteresowanie i lepsze ceny na produkty zwierzęce aniżeli na produkty roślinne. Brak na Żuławach dostatecznej ilości siły sprzężajnej i rąk do pracy, brak budynków przy gęstej sieci dróg bitych, kolejowych i wodnych i bliskości miast portowych — stwarza lepsze warunki rozwoju i zbytu dla produkcji zwierzęcej na Żuławach aniżeli dla produkcji zbożowej.

Stosunki polityczno-społeczne. W porównaniu ze stanem przedwojennym stosunki polityczno-społeczne są krańcowo odmienne. Robotnik rolny, otrzymawszy ziemię na własność, przestał być wyzyskiwany przez dziedzica lub bogacza wiejskiego. Polityka samowystarczalności produkcji rolnej, polityka popierania produkcji zbóż dla celów wojennych, wysokie bariery celne, stwarzające cieplarniane warunki rozwoju i opłacalności rolnictwa — wszystko to zostało przez wojnę gruntownie zmienione.

Sposób gospodarowania na Żuławach prowadzony przez Niemców nie powinien nas sugerować w obraniu kierunku produkcji rolnej, ponieważ pracowali oni w oparciu o kapitalizm, w odmiennych warunkach politycznych, społecznych i częściowo gospodarczych.

Doświadczenia życiowe (nie naukowe) rolnictwa przedwojennego Żuław powinny być dokładnie zbadać, przeanalizowane i na wyciągniętych stąd wnioskach oraz doświadczeniach dotychczasowych własnych, należałoby oprzeć obecny kierunek produkcji rolnej Żuław.

Na żyznych madach niemożliwa jest do prowadzenia gospodarka zbożowa ekstensywna, oparta głównie na wykorzystaniu sił przyrody z minimalnym nakładem kapitału i pracy, ponieważ chwasty zawsze zwyciężą uprawne rośliny. Przed wojną uprawiano rośliny rzędowo, prowadząc walkę międzyrzędową z chwastami oraz często stosowano system trawopłowy nadzieckiego naukowca, prof. Wiliamsa. Odmienne jest z produkcją zwierzęcą — możemy rozwijać od ekstensywnego wykorzystania łąk i pastwisk, przechodząc kolejno do różnych stopni intensyfikacji hodowli zwierząt domowych trawożernych.

Tymczasem nasze powojenne prace nad zagospodarowaniem nie określają zdecydowanie i ostatecznie kierunku produkcji rolnej Żuław. Mówi się o inten-

sywnej produkcji zbożowej, o śpichrzu wybrzeża, a jednocześnie zwraca się uwagę na duże znaczenie produkcji zwierzęcej. Gdy brak nam koni, traktorów, ludzi, budynków, nie jest możliwą gospodarka wysoce intensywna. Na małych kwaterach otoczonych rowami, o powierzchni 1 — 2 ha nie można w pełni wykorzystać nowoczesnych maszyn rolniczych i ciągników. Należałoby wyciągnąć właściwy wniosek ze smutnych doświadczeń z gryzoniami i chwastami. O wiele mniejszym nakładem środków produkcyjnych można rozpocząć chów bydła, które wykorzystałoby naturalne siły przyrody bez uciekania się do intensywnych inwestycji.

Strukturze agrarnej przywiązuje się w dyskusjach nad zagospodarowaniem Żuław zbyt wiele wagi. Glebie żuławskiej jest obojętne kto będzie zbierał plon, czy członek spółdzielni, osadnik, czy pracownik majątku państwowego, lecz nie jest obojętne co będą zasiewać, czego będą od niej żądać.

Biorąc pod uwagę warunki przyrodnicze oraz konieczność zaopatrzenia ludności miast portowych i okrętów w produkty zwierzęce, duże możliwości eksportu zagranicznego oraz produkcję materiału hodowlanego i produktów zwierzęcych dla innych części Polski, — uważam, że należy pójść w kierunku wybitnie hodowli zwierząt, prowadząc głównie chów bydła i koni (młodzież) sposobem ekstensywnym na trwałych użytkach zielonych. W miarę możliwości finansowych należy prowadzić coraz bardziej intensywną hodowlę zwierząt.

Cały obszar Żuław można podzielić na 3 rejony produkcyjne:

1. Rejon depresyjny, obejmujący około 40.000 ha na terenach depresyjnych, płytkich madach i glebach

torfowych z tym, że całość będzie pokryta użytkami zielonymi, trwałymi.

2. Rejon przydepresyjny, obejmujący około 60.000 ha na terenach podlegających podtopieniu, oparty w połowie na trwałych i przemennych użytkach zielonych, zaś pozostały teren przeznaczyć pod zboża i okopowe.

3. Rejon mad leżących od 3 do 5 m nad poziomem morza, o obszarze 45.000 ha, gdzie łąk trwałych nie będzie, lecz tylko przemienne użytki zielone wchodzące w skład płodozmianu (system trawopolowy Wiliamsa), obszar pod trawami 30% a reszta rośliny przemysłowe, zboża i okopowe.

Wyżej podana rejonizacja mogłaby utrzymać na Żuławach około 85.000 sztuk dorosłego bydła o rocznej produkcji mleka wartości 6 — 7 miliardów złotych.

Praca melioratora jest na Żuławach utrudniona brakiem zainteresowania rolników. Rolnik nie zagospodarowuje terenów zmeliorowanych, nie stawia konkretnych zadań melioratorowi, a zainteresowanie melioracjami zjawia się wraz z niebezpieczeństwem sztormu. Często widzimy dobre łąki zaorywane, lub wchodzenie z roślinami okopowymi na płytkie mady depresyjne, albo z uprawami roślin polowych na tereny, które mogą ulec podtopieniu lub częściowemu zalaniu.

Zagadnienia podwyższenia wałów, modernizacji pomp, nawodnienia, czasu pompowania i poziomu wód w rowach powinny być przez samych zainteresowanych rolników i melioratorów wspólnie szczegółowo przedyskutowywane. Tylko daleko idąca współpraca rolnika i melioratora da należyty efekt w postaci pełnego i właściwego zagospodarowania Żuław.

INŻ. ANTONI OBUCHOWSKI

Obliczanie ilości wody przy nawodnianiu łąk

Przytoczone poniżej obliczenia należy traktować jako pewnego rodzaju próbę znalezienia drogi do możliwie bliskiego określenia rzeczywistej ilości wody potrzebnej do nawodnień. Wypowiedzenie się w tej sprawie przez każdego, który na podstawie doświadczenia, względnie rozumowania mógłby pomóc w ustaleniu praktycznej metody obliczania, byłoby bardzo wskazane.

Przy projektowaniu nawodnienia łąk istotną sprawą jest należyte ustalenie zapotrzebowania wody celem zorientowania się, jaki obszar przy danej ilości dopływu może być nawodniany oraz jakie należy dać rozmiały doprowadzalników.

Ilość wymaganej wody zależy od:

- 1) intensywności uprawy i związanego z tym większego lub mniejszego zużycia wody,
- 2) strat na odpływ i parowanie,
- 3) sposobu nawodniania.

Jak podają różne źródła, dla wyprodukowania jednego kilograma suchego siana potrzeba ok. 600 — 800 kg wody. Nie można więc zwiększyć poza pewną granicę zbiorów bez jednoczesnego zwiększe-

nia ilości wody, gdyż w świecie roślinnym, gdzie panuje tzw. prawo minimum, rośliny będą mogły zużytkować tyle dostarczanych nawozów, ile wystarczy wody dla pokrycia większego zapotrzebowania, wzrastającego w miarę wzrostu plonów. Przy odpowiednim zasileniu gleby składnikami pokarmowymi oraz dostarczaniu potrzebnej ilości wody, — plony z 1 ha mogą wzrastać bardzo znacznie, np. łąki nawodniane ściekami mogą dać 200 a nawet 300 q siana z hektara.

Należałoby teraz określić, ile wody pobiorą trawy z opadów atmosferycznych, a ile trzeba będzie dostarczyć dodatkowo przez nawodnienie. Jak wykazuje praktyka, dla przeciętnych warunków przy dostatecznej żyznej glebie, albo przy odpowiednim nawożeniu, na łąkach zasilanych tylko wodą własną z opadów, bez dopływu z zewnątrz, lecz przy niezbyt głęboko zalegającym zwierciadle wody gruntowej, zbiory 35—45 q z ha można uważać za przeciętną granicę górną. Na wyprodukowanie średnio 40 q suchego siana zostanie zużyte $40 \times 70 = 2.800 \text{ m}^3$ wody na 1 ha, tj. 280 mm słupa wody, czyli ok. 50% opadów (które w Polsce można średnio przyjąć na 500—600 mm rocznie).

Chcąc uzyskać z 1 ha 70—80 q siana, trzeba, oprócz nawozów, zapewnić dopływ wody: celem pokrycia zapotrzebowania dla dodatkowych 35 q z ha ponad 35—45 q, dla których może wystarczyć woda opadowa. Licząc 700 kg wody na 1 kg siana, tj. 70 m^3 na 1 q siana, ilość potrzebnej wody wyniesie $35 \times 70 = 2.450 \text{ m}^3$. Przyjmując, że okres, w którym występuje brak wody i gdy trzeba nawodniać, wynosi ok. 100 dni, otrzymamy wymagany dopływ jednostkowy:

$$\frac{2.450 \times 1.000}{100 \times 86.400} = 0,283 = \text{ok. } 0,30 \text{ l/sek/ha.}$$

Dla obliczenia wielkości strat należy odróżnić dwa zasadnicze wypadki: a) naturalny poziom wody gruntowej jest wysoki i obniżany jest jedynie przez działania rowów odwodniających, b) woda gruntowa znajduje się stosunkowo głęboko.

Wypadek pierwszy można przyjąć jako normalny na łąkach, które z zasady położone są u nas na terenach podmokłych, w naturalnych zagłębieniach terenowych. Przez pobudowanie zastawek na rowach odwodniających, możemy dowolnie regulować odpływ z danej łąki, a stąd też i poziom wody gruntowej. Straty przy nawodnianiu będą tutaj nieznaczne.

W drugim wypadku, w czasie nawodniania będzie zachodziło stale przesiąkanie wody włąb, do warstw niższych. Szybkość przesiąkania zależna jest tu jedynie od charakteru gruntu, większej lub mniejszej jego spoistości, ilości próchnicy i stanu roślinności.

Ile z tej wody zostanie wykorzystane przez rośliny, a ile przesiąknie do warstw głębszych, zależne jest od dawki nawodniającej, np. przy stosowaniu deszczowni, gdzie dawki wynoszą na łąkach około 45 mm, cała ilość dostarczonej wody zostaje zwykle zatrzymana w górnej warstwie gleby, natomiast przy nawodnieniu zalewowym wg danych czeskich ok. 60% wody należy liczyć na straty.

W dalszym ciągu będziemy rozpatrywali przebieg nawodniania tylko na łąkach o wysokim naturalnym poziomie wody gruntowej, jako najczęściej spotykanych w Polsce. Straty na odpływ oraz parowanie gleby można tu przyjąć zależnie od rodzaju gruntu: dla gruntów mineralnych 0,2 l/sek/ha, a dla gruntów torfowych 0,1 l/sek/ha.

Jako pewnego rodzaju sprawdzenie przyjętych wysokości strat można przeprowadzić następujące porównanie. W warunkach przeciętnych, jak już podano wyżej, ok. 50% opadów zostaje wykorzystane przez rośliny, a 50% wynoszą straty. Przyjmując więc, że opad roczny wynosi średnio 550 mm, otrzymamy przeciętne straty w ciągu 275 dni (tj. po odliczeniu 90 dni zimowych):

$$\frac{0,275 \times 10.000 \times 1.000}{275 \times 86.400} = 0,115 \text{ l/sek/ha.}$$

Uwzględniając, że przy nawodnieniu grunt będzie bardziej nasycony wodą, przyjęcie, że z wody dostarczonej dla nawodnienia ok. 0,2 l/sek/ha odejdzie na straty, wydaje się być bliskie prawdy.

Przy gruntach torfowych straty na odpływ ze względu na mniejszą przepuszczalność torfu będą z pewnością niższe niż przy gruntach mineralnych. Przyjęcie strat na 0,1 l/sek/ha, tj. 50% strat na gruntach mineralnych, można uważać za uzasadnione.

Reasumując powyższe rozważania, należałoby przyjąć, że na łąkach o wysokim naturalnym poziomie wody gruntowej, chcąc uzyskać zbiór siana w wysokości 70—80 q z jednego hektara, musimy zapewnić w ciągu 100 dni okresu wegetacyjnego stały dopływ wody, wynoszący:

na gruntach mineralnych —

$$0,3 + 0,2 = 0,5 \text{ l/sek/ha}$$

na gruntach torfowych —

$$0,3 + 0,1 = 0,4 \text{ l/sek/ha.}$$

W ciągu 100 dni należałoby dostarczyć na 1 ha: przy gruntach mineralnych —

$$4.320 \text{ m}^3, \text{ tj. } 432 \text{ mm wody}$$

przy gruntach torfowych —

$$3.460 \text{ m}^3, \text{ tj. } 346 \text{ mm wody.}$$

Łącznie z opadem atmosferycznym, łąka nawodniana otrzymałaby:

na gruntach mineralnych —

$$550 + 432 = \text{ok. } 1.000 \text{ mm,}$$

na gruntach torfowych —

$$550 + 346 = \text{ok. } 900 \text{ mm}$$

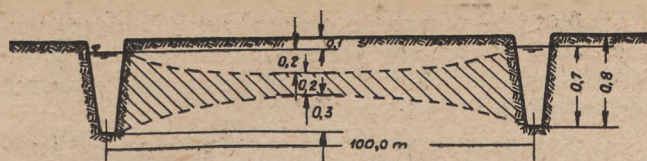
słupa wody.

Na to, aby trawy mogły pobierać wodę z gleby, poziom wody gruntowej nie powinien przeciętnie spadać poniżej 50 cm. Gdy tylko więc nastąpi obniżenie lustra wody gruntowej poniżej dopuszczalnego poziomu, trzeba doprowadzić wodę z zewnątrz, tj. nawodnić. Rozróżnia się cały szereg systemów nawodniania, najbardziej może popularne są nawodnienia podsiąkowe oraz zalewowe.

Nawodnienie podsiąkowe należy zaliczyć do nawodnień ekstensywnych, stosowanych w wypadkach, gdy rozporządzamy małą ilością wody dopływającej. Jest to tylko nawodnienie zwilżające, użyźniające działanie wody występuje tu zaledwie w minimalnym stopniu. Bardziej wskazanym jest nawodnienie zalewowe, które jest sztucznym naśladowaniem naturalnego działania użyźniającego zalewów rzecznych. Przy nawodnieniu podsiąkowym rośliny rosnące pośrodku między rowami są stosunkowo trudniej zaopatrywane w wodę, natomiast przy nawodnieniu zalewowym cały obszar dostaje wodę jednocześnie. Przy nawodnieniu podsiąkowym warstwa górna gleby jest stosunkowo uboga zaopatrzona w wodę, przy nawodnieniu zalewowym warstwa górna jest właśnie najlepiej nasycona wodą, co ma dodatni wpływ na ułatwienie roślinom w pobieraniu składników pokarmowych.

Dla porównania ilości wody potrzebnej przy nawodnieniu podsiąkowym i zalewowym należy sobie zdać sprawę, w jaki sposób zostaje rozprowadzona woda w gruncie przy każdym z tych dwóch rodzajów nawodnień.

Nawodnienie podsiąkowe. Dzięki działaniu oszczędzającemu rowów odwodniających poziom wody gruntowej ułoży się wg pewnej krzywej (rys. 1), ze spadkami w kierunku rowów. Aby dostarczyć wodę dla roślin i podnieść poziom wody gruntowej, zamykamy zastawki i spiętrzamy wodę w rowach aż do powierzchni terenu. Woda z rowów zaczyna wsiąkać w glebę, powodując podniesienie się poziomu wody gruntowej, zwierciadło której ułoży się teraz w gruncie wg krzywej odwrotnej do poprzedniej.



Rys. 1.

Dla obliczenia ilości wody przyjmijmy następujące założenia:

- a) głębokość rowów 80 cm, rozstawa 100 m,
- b) poziom wody gruntowej pośrodku między rowami znajduje się 30 cm ponad dnem rowu,
- c) lustro wody spiętrzzonej w rowie znajduje się 10 cm poniżej terenu,
- d) na skutek spiętrzenia lustro wody pośrodku między rowami podniesie się po upływie 10 dni o 20 cm, tj. do 30 cm poniżej terenu.

Dzięki spiętrzeniu wody w rowach zostanie więc nasycony wodą grunt o objętości:

$$100 \times 0,7 - \frac{2}{3} (100 \times 0,3 + 100 \times 0,2) = 70 - 33 = 37 \text{ m}^3 \text{ na 1 mb. rowu, tj. } 3.700 \text{ m}^3 \text{ na 1 ha.}$$

Przy gruncie mineralnym objętość por można przyjąć ok. 40%. Zakładając, że na łąkach gdzie istnieją urządzenia nawodniające grunt utrzymywany jest stale w stanie wilgotnym, można więc przyjąć, że zawartość wody w glebie normalnie nie będzie niższa niż 25% objętości por. W tych stosunkowo korzystnych warunkach woda przenikająca z rowów będzie miała do wypełnienia jeszcze 75% por, tj. 30% ogólnej objętości gruntu.

Dla uzyskania więc podniesienia wody gruntowej trzeba będzie doprowadzić $3.700 \times 0,3 = 1.110 \text{ m}^3$ wody, a oprócz tego na pokrycie bieżącego zapotrzebowania roślin i straty na odpływ i parowanie należy dostarczać stale 0,5 l/sek/ha.

Łączny dopływ sekundowy na daną kwatere podsiąkową winien wynosić w ciągu 10 dni:

$$\frac{1.110 \times 1.000}{10 \times 86.400} + 0,5 = 1,3 + 0,5 = 1,8 \text{ l/sek/ha.}$$

Uzyskany zasób wody, wynoszący 1.110 m^3 na ha, wystarczy w okresie suszy i w czasie przerwy dopływu wody na pokrycie zapotrzebowania roślin i straty w ciągu:

$$\frac{1.110 \times 1.000}{0,5 \times 86.400} = \text{ok. } 26 \text{ dni.}$$

W celu uwzględnienia nierównomierności nasycenia gruntu wodą, im dalej bowiem od zastawki, tym spiętrzona woda w rowie będzie się znajdowała niżej od terenu, należałoby zmniejszyć przerwę o ok. 20%. Stąd otrzymamy, że przerwa przy nawodnianiu podsiąkowym, ze zmiennym poziomem wody gruntowej na gruntach mineralnych, nie powinna być dłuższa niż $0,8 \times 26 = \text{ok. } 21$ dni, w zaokrągleniu przyjęto 20 dni.

W gruntach torfowych objętość por wynosi około 90%, przyczem można przyjąć, że torf przy poziomie wody gruntowej nie głębiej niż 50 cm będzie posiadał ok. 85% por wypełnionych wodą. Do pełnego nasycenia pozostałoby więc jeszcze tylko 15% por, tj. 13,5% całkowitej objętości. Uwzględniając, że straty na odpływ będą tu mniejsze niż na

gruntach mineralnych, przyjęto że dla pokrycia zapotrzebowania roślin oraz na straty wystarczą tu stały dopływ 0,4 l/sek/ha. Aby uzyskać podniesienie zwierciadła wody gruntowej, potrzeba będzie doprowadzić wodę dla nasycenia 3.700 m^3 torfu na 1 ha, tj. $3.700 \times 0,135 = 500 \text{ m}^3$ wody oraz zapewnić jednocześnie stały dopływ 0,4 l/sek/ha. Potrzebny dopływ w ciągu 10 dni wyniesie:

$$\frac{500 \times 1.000}{10 \times 86.400} + 0,4 = 0,58 + 0,4 = \text{ok. } 1,0 \text{ l/sek/ha.}$$

Zapas wody 500 m^3 wystarczyłby na torfach na:

$$\frac{500 \times 1.000}{0,4 \times 86.400} = 14,5 \text{ dni.}$$

Na gruntach torfowych nierównomierność poziomu spiętrzzonej wody w rowach jest mniejsza, wystarczyłoby więc tu zmniejszenie przerwy tylko o 15%, tj. do $0,85 \times 14,5 = \text{ok. } 12$ dni. W zaokrągleniu przyjęto, że przerwa przy nawodnieniu podsiąkowym na gruntach torfowych winna wynosić najwyżej 10 dni.

Przyjmując, że woda na daną kwatere jest doprowadzana w ciągu 10 dni, otrzymamy całkowity okres nawodnienia podsiąkowego:

$$\begin{aligned} \text{na gruntach mineralnych} &= 10 + 20 = 30 \text{ dni,} \\ \text{na gruntach torfowych} &= 10 + 10 = 20 \text{ dni.} \end{aligned}$$

Nawodnienia zalewowe. Przy nawodnieniu zalewowym z chwilą, gdy poziom wody gruntowej obniży się do głębokości 50 cm poniżej terenu, rozpoczynamy nawodnienie, wpuszczając tyle wody na daną kwatere, aby utworzył się zalew pokrywający w miarę możliwości całą kwatere, tak jednak, aby w najgłębszym miejscu wysokość zalewu nie była większa jak 50 cm, tj. średnio 25 cm. Ponieważ czas napuszczania wody nie jest zwykle mniejszy niż 2 doby, a szybkość wsiąkania w średni grunt można przyjąć ok. 15 mm na godzinę, woda z zalewu przesączy się więc w tym czasie na głębokość $1,5 \times 2 \times 24 = 72 \text{ cm}$, nasycając całą warstwę gruntu powyżej wody gruntowej, która, jak przyjęliśmy, znajduje się tylko 50 cm pod terenem.

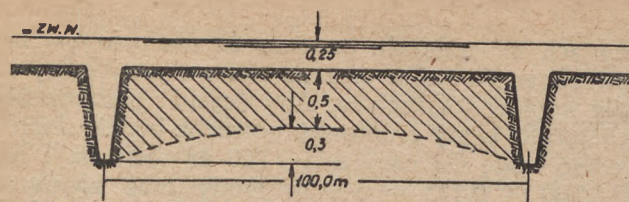
Objętość gruntu powyżej lustra wody gruntowej wyniesie:

$$100 \times 0,8 - \frac{2}{3} 100 \times 0,3 = 80 - 20 = 60 \text{ m}^3 \text{ na 1 mb. rowu, tj. } 6.000 \text{ m}^3 \text{ na 1 ha przy założeniach:}$$

- 1) głębokość rowu 0,8 m,
- 2) wzniesienie poziomu wody gruntowej między rowami wynosi 0,3 m ponad dnem rowu,
- 3) rozstawa rowów 100 m (rys. 2).

Przy założeniu, że w gruncie o porowatości 40% zawartość wody wynosi 10% (25% objętości por), tj. dla pełnego nasycenia brakuje 30%, ilość wody, która wsiąknie w grunt wyniesie $6.000 \times 0,3 = 1.800 \text{ m}^3$ na 1 ha.

Objętość wody ponad terenem równa się $10.000 \times 0,25 = 2.500 \text{ m}^3/\text{ha}$, a łączna ilość wody potrzebnej do jednorazowego zalewu $1.800 + 2.500 = 4.300 \text{ m}^3/\text{ha}$.



Rys. 2.

Zależnie od czasu trwania nawodnienia wymagany będzie dopływ jednostkowy:

$$\begin{aligned} \text{przy jednej dobie} & \frac{4.300 \times 1.000}{86.400} = 50 \text{ l/sek/ha,} \\ \text{,, dwóch dobach} & = 25 \text{ l/sek/ha,} \\ \text{,, trzech dobach} & = 16,7 \text{ l/sek/ha.} \end{aligned}$$

Straty na odpływ i parowanie nie powinny być tu w zasadzie większe niż przy stawach, należałoby więc przyjąć na pokrycie strat dodatkowy dopływ wynoszący 1,0 l/sek/ha, tak jak przyjmuje się przy stawach.

Przy gruntach torfowych, gdzie dla pełnego nasycenia torfu wodą, jak już podano wyżej, potrzeba normalnie 13,5% ogólnej jego objętości, ilość potrzebnej wody do nawodnienia zalewowego wyniesie $6.000 \times 0,135 + 2.500 = 810 + 2.500 = \text{ok. } 3.300 \text{ m}^3$ na 1 ha, a potrzebny dopływ jednostkowy zależnie od czasu trwania zalewu:

$$\begin{aligned} \text{przy jednej dobie} & \frac{3.300 \times 1.000}{86.400} = 38 \text{ l/sek/ha,} \\ \text{przy dwóch dobach} & = 19 \text{ l/sek/ha,} \\ \text{przy trzech dobach} & = 12,7 \text{ l/sek/ha.} \end{aligned}$$

Na straty w czasie zalewu należy przyjąć 1,01 l/sek/ha, tak jak przy gruntach mineralnych.

Jak ustalono na początku, zapotrzebowanie roślin oraz straty na odpływ i parowanie wynoszą w sumie na gruntach mineralnych 0,5 l/sek/ha, na gruntach torfowych 0,4 l/sek/ha. Uzyskany przy zalewie zapas wody, wsiąkłej w grunt, wystarczy przy łąkach mineralnych na:

$$\frac{1.800 \times 1.000}{0,5 \times 86.400} = 42 \text{ dni,}$$

$$\text{a przy łąkach torfowych} \frac{800 \times 1.000}{0,4 \times 86.400} = 23 \text{ dni.}$$

Należy tu jednak uwzględnić nierównomierność zalania wodą całej kwatery oraz to, że część wody z gruntu stosunkowo szybko odpłynie po otwarciu zastawki. Można przyjąć, że zapas wody, mający pokryć zapotrzebowanie w czasie trwania przerwy w nawodnieniu, będzie wynosił $\frac{2}{3}$ poprzednio obliczonego, tj. $\frac{2}{3} \times 1.800 = 1.200 \text{ m}^3/\text{ha}$. Stąd też i przerwa będzie musiała być krótsza i będzie mogła wynosić najwyżej $\frac{2}{3} \times 42 = 28$ dni. Odpowiednio przy gruntach torfowych, gdzie nierównomierność zalewu jest mniejsza, zapas wody, jak też i przerwę, należałoby zmniejszyć tylko o $\frac{1}{4}$, tj. zapas wody na $\frac{3}{4} \times 800 = 600 \text{ m}^3$, a przerwę na $\frac{3}{4} \times 23 = \text{ok. } 17$ dni.

W celu zabezpieczenia się na wypadek ewent. suszy należałoby wyżej otrzymane przerwy skrócić jeszcze o ok. 20%, tj. do 22 dni na gruntach mineralnych i 14 dni na gruntach torfowych.

Biorąc pod uwagę, że czas zalewu 1 kwatery wynosi 2 dni, otrzymamy okres nawodnienia przy gruntach mineralnych $2 + 22 = 24$ dni, a przy gruntach torfowych $2 + 14 = 16$ dni.

Gospodarowanie wodą na obszarze nawodnianym. Wyniki wyżej podanych rozważań możemy ułożyć w tabelę:

Rodzaj nawodnienia	Minimalny czas trwania nawodnienia dni	Maksymalna przerwa dni	Minimalny dopływ na kwaterę nawodnianą l/sek/ha
Podsiąkowe na gruntach mineralnych	10	20	1,8
na gruntach torfowych	10	20	1,0
Zalewowe na gruntach mineralnych	2	22	26,0
na gruntach torfowych	2	14	20,0

Opierając się na powyższych granicznych założeniach, możemy przystąpić do obliczenia zapotrzebowania wody na cały obszar nawodniany oraz rozmiarów poszczególnych doprowadzalników.

Zakładamy, że mamy do nawodnienia pewien obszar łąk o powierzchni A ha oraz rozporządzamy wodą z potoku o przepływie q l/sek.

W pierwszym rzędzie musimy zorientować się jak wielkiego potrzebujemy dopływu, aby móc przeprowadzić nawodnienie i czy dana ilość wody wystarczy na cały obszar, czy też tylko na jego część i jakiego rodzaju nawodnienie będziemy mogli przeprowadzić, nawodnienie podsiąkowe, gdy rozporządzamy mniejszą ilością wody, czy też dany dopływ wystarczy na bardziej intensywne nawodnienie zalewowe.

Przy nawodnieniu podsiąkowym na gruntach mineralnych cały obszar A ha możemy podzielić na 3 części, z których każda będzie nawodniana w ciągu 10 dni, wystarczyłby w danym wypadku dopływ $q = \frac{A}{3} \times 1,8 = A \times 0,6 \text{ l/sek.}$

Odpowiednio przy gruntach torfowych dany obszar mogliśmy podzielić już tylko na 2 części, nawodniane tak jak poprzednio po 10 dni, wymagany dopływ wyniósłby tu:

$$q = \frac{A}{2} \times 1,0 = A \times 0,5 \text{ l/sek.}$$

Przy nawodnieniu zalewowym na gruntach mineralnych dany obszar A ha mógłby być podzielony na 12 kwaterek, a na gruntach torfowych na 8 kwaterek, przyczem czas nawodnienia jednej kwatery wynosiłby w jednym i drugim wypadku 2 dni. Wymagany dopływ wyniósłby więc przy gruntach mineralnych

$$q = \frac{A}{12} \times 26 = \text{ok. } A \times 2,2 \text{ l/sek, a przy gruntach}$$

$$\text{torfowych } q = \frac{A}{8} \times 20 = A \times 2,5 \text{ l/sek, Na pokry-$$

cie mogących wystąpić zwiększonych strat należałoby przy gruntach mineralnych zwiększyć wymaga-

ny dopływ o 0,4 l/sek/ha, a przy gruntach torfowych o 0,3 l/sek/ha dla całego obszaru.

Wyżej podane dopływy obliczone są przy założeniu, że woda na poszczególne kwatery dopływa ciągle świeża, w praktyce jednak bardzo często woda z jednej kwatery może być spuszczana na następną, wymagany więc dopływ wody świeżej mógłby być mniejszy. Przy nawodnieniu podsiąkowym wpływ ten jest stosunkowo nieznaczny, natomiast przy nawodnieniu zalewowym wykorzystanie wody z kwater górnych znacznie zmniejsza wymagany dopływ wody świeżej na kwatery dolne. Celem zorientowania się, przy jakim minimalnym dopływie można jeszcze stosować nawodnienie zalewowe, przeprowadźmy następujące rozumowanie.

a) Dla gruntów mineralnych: Niech pierwsza kwatera górna, zasilana bezpośrednio z doprowadzalnika, posiada obszar a ha, — potrzebny więc będzie dopływ $a \times 26$ l/sek.

Przyjmujemy, że cała woda spiętrzona ponad terenem, wynosząca — przy średniej głębokości zalewu 25 cm — 2,500 m³ ha, zostanie w ciągu dwóch dni spuszczone na sąsiednią kwaterę dolną. Da to średni spływ wynoszący $\frac{2.500 \times 1.000}{2 \times 86.400} = 14,5$ l/sek z jednego hektara, po uwzględnieniu strat na parowanie spływ ten można przyjąć = 14 l/sek z jednego hektara.

Przy założeniu, że dopływ wody świeżej pozostaje niezmienny i równa się $a \times 26$ l/sek otrzymamy łączny dopływ na kwaterę dolną: $a(26 + 14) = a \times 40$ l/sek.

W ciągu dwóch dni będzie więc mógł być nawodniony obszar kwatery dolnej, wynoszący $\frac{40}{26} \times a = 1,54 a$ ha.

W ciągu 4 dni będzie można stałym dopływem $26 a$ l/sek przeprowadzić nawodnienie zalewowe na obszarze $a + 1,54 a = 2,54 a$ ha, a nie $2 a$ ha, jak to miałoby miejsce, gdyby każda kwatera była nawodniana wyłącznie wodą świeżą.

Gdyby woda z drugiej kwatery znowu była spuszczana na następną, to spływ przy warstwie zalewu 25 cm wyniósłby też 14 l/sek z jednego hektara. Ponieważ zakładamy, że dopływ wody świeżej jest stale jednakowy, łączny dopływ wody zalewowej na kwaterę trzecią wyniósłby:

$$a \times 26 + 1,54 \times a \times 14 = a(26 + 21,6) = a \times 47,6 \text{ l/sek.}$$

Obszar trzeciej kwatery mógłby więc być większy i wynosić $\frac{47,6}{26} \times a = 1,83 a$ ha.

W ciągu sześciu dni możnaby więc nawodnić zalewowo obszar wynoszący: $a + 1,5 a + 1,8 a = 4,3 a$ ha, a w ciągu 24 dni $4 \times 4,3 a = 17,2 a$ ha, przyczem wymagany byłby dopływ wody świeżej wynoszący stale $a \times 26$ l/sek.

Ponieważ 17,2 ha ma odpowiadać całemu obszarowi o powierzchni A ha, wymagany dopływ wody świeżej dla umożliwienia przeprowadzenia nawodnienia zalewowego na obszarze A w ciągu 24 dni winien wynosić:

$$q = \frac{A}{17,2} \times 26 = A \times 1,5 \text{ l/sek.}$$

b) Dla gruntów torfowych. Odpowiednio przy gruntach torfowych i rozmiarach pierwszej kwatery a ha oraz stałym dopływie $a \times 20$ l/sek łączny dopływ na drugą kwaterę wyniósłby: $a(20 + 14) = a \times 34$ l/sek. Rozmiary więc drugiej kwatery, przy czasie nawodnienia dwa dni, mogą być

większe i wynosić $\frac{34}{20} \times a = 1,7 a$ ha. Dopływ na kwaterę trzecią byłby $a \times 20 + 1,7 a \times 14 = a(20 + 23,6) = a \times 43,6$. Obszar trzeciej kwatery mógłby więc wynosić $\frac{43,6}{20} a = 2,18 a$ ha.

W ciągu 6 dni możnaby nawodnić obszar: $a + 1,7 a + 2,2 a = 4,9 a$ ha, a w ciągu 16 dni obszar $\frac{16}{6} 4,9 a = 13 a$ ha i to się ma równać całej powierzchni danego obszaru, tj. A ha.

Wymagany dopływ wody dla umożliwienia nawodnienia zalewowego na gruntach torfowych na obszarze A ha w ciągu 16 dni winien w tym wypadku wynosić co najmniej $\frac{20 a}{13 a} = 1,55$ l/sek ha.

Gdyby woda z trzeciej kwatery spływała jeszcze na czwartą, to dopływ na nią przy gruntach mineralnych byłby:

$$a \times 26 + 1,83 a \times 14 = a(26 + 25,6) = a \times 51,6 \text{ l/sek.}$$

Obszar jej mógłby wynosić $\frac{51,6}{26} a = \text{ok. } 2,0 a$ ha.

W ciągu 8 dni mógłby być nawodniony obszar: $a + 1,5 a + 1,8 a + 2,0 a = 6,3 a$ ha, w ciągu 24 dni $3 \times 6,3 a = 18,9 a$ ha, przyczem wymagany byłby stały dopływ: $q = \frac{A}{18,9} \times 26 = \text{ok. } A \times 1,4$ l/sek.

Odpowiednio przy gruntach torfowych spływ na czwartą kwaterę byłby: $a \times 20 + 2,18 a \times 14 = a(20 + 30,5) = a \times 50,5$ l/sek. Obszar czwartej kwatery mógłby wynosić: $\frac{50,5}{20} a = 2,52 a$ ha.

W ciągu 8 dni mógłby być nawodniony obszar: $a + 1,7 a + 2,2 a + 2,5 a = 7,4 a$, a w ciągu 16 dni: $2 \times 7,4 a = 14,8 a$ ha. Konieczny byłby tu stały dopływ wody świeżej wynoszący: $q = \frac{A}{14,8} \times 20 = 1,35 A$ l/sek.

Takie usytuowanie wzajemne kwater, aby był możliwy spływ na więcej niż trzecią kolejną kwaterę, w praktyce zdarza się raczej rzadko. Zresztą, jak wykazuje powyższe obliczenie, praktyczny wpływ na obniżenie koniecznego stałego dopływu wody osiąga się najwyżej przy kolejnym usytuowaniu za sobą trzech kwater, spuszczenie wody na dalsze kwatery wpływałoby tylko nieznacznie na zmniejszenieżądanego dopływu. Dla nawodnień zalewowych jako minimalny dopływ należałoby przyjąć, uwzględniając w/w zapas na dodatkowe straty, przy gruntach mine-

ralnych $1,5 + 0,4 = 1,9$ l/sek/ha, a przy gruntach torfowych $1,6 + 0,3 = 1,9$ l/sek/ha na cały dany obszar mający być nawodniany.

Celem zebrania wszystkich danych otrzymanych z powyższych rozważań, ułożono tabelkę:

Rodzaj nawodnienia	Minimalny czas trwania nawodn.	Maksymalna przerwa	Minimalny dopływ na kwatere nawodn.	Ilość kwater	Dopływ na cały obszar nawodn.	Minimalny dopływ przy systemie 3 kwater
	dni	dni	l/sek/ha	sztuk	l/ek/ha	
Podsiąkowe na gruntach mineralnych torfowych	10	20	1,8	3	0,6	—
	10	10	1,0	2	0,5	—
Zalewowe na gruntach mineralnych torfowych	2	28	26,0	12	2,6	1,9
	2	18	20,0	8	2,8	1,9

Przykład: Na gruntach mineralnych o obszarze 300 ha ma być przeprowadzone nawodnienie.

Dla umożliwienia przeprowadzenia nawodnienia podsiąkowego potrzebny jest minimalny dopływ: $300 \times 0,6 = 180$ l/sek. Jeżeli tylko taki dopływ może być zapewniony, to cały obszar winien być podzielony na 3 działy po 100 ha. Każdy dział ma być nawodniony w ciągu 10 dni.

Dla wykonania nawodnienia zalewowego potrzebny jest dopływ wody wynoszący: $300 \times 2,6 = 780$ l/sek gdyby możliwe było wykorzystanie wody z kwater wyżej położonych na niższe, ilość wymaganego dopływu mogłaby spaść do $300 \times 1,9 = 570$ l/sek.

Cały obszar winien być podzielony na ok. 12 kwater, przyczem każda kwatera nawodniana byłaby w ciągu 2 dni. Po zaprojektowaniu rozmieszczenia poszczególnych kwater należy opracować plan nawodnienia tak, aby cały obszar mógł być nawodniony w ciągu 24 dni. Ważnym jest, aby rozmiary kwatery nie były zbyt duże, tak aby czas jej zalania nie przekraczał 3 dni. Przy danym dopływie 780 l/sek i czasie zalewu 3 doby maksymalna powierzchnia kwatery

mogłaby wynosić: $\frac{780}{16,7 + 1,0} = 44$ ha, uwzględniając

spliw wody z kwatery wyżej położonej, powierzchnię jej można by było powiększyć, zależnie od wielkości spliwu.

Rozmiary doprowadzalników należałoby projektować na zapotrzebowanie wody dla nawodnienia zalewowego nawet wtedy, gdy rozporządzalny dopływ wody pozwala w lecie jedynie na przeprowadzenie nawodnienia podsiąkowego, można bowiem z całą pewnością liczyć, że wody wiosenne, względnie okresowo nawet i letnie wystarczą na wykonanie nawodnienia zalewowego. Zwiększenie rozmiarów doprowadzalnika przez poszerzenie jego dna o 1,0 wzgl. o 1,5 m podroży wprawdzie o 150—200.000 zł koszt 1 km doprowadzalnika, jednak w ogólnych kosztach melioracji całego kompleksu stanowiłoby nieznaczny procent, a dawałoby znacznie większe możliwości wykorzystania źródła wody.

Należałoby tu dodać uwagę, że stosowanie jednocześnie nawodnienia zalewowego i podsiąkowego miałoby rację bytu jedynie na gruntach lekkich oraz na torfach, na gruntach ciężkich skutecznym mogłoby być tylko nawodnienie zalewowe.

INŻ. STEFAN MODRZEJEWSKI

Nawodnienia w Czechosłowacji

Wycieczka inżynierów i techników wodno-melioracyjnych do Czechosłowacji, zorganizowana w listopadzie ub. roku przez NOT, dzięki prawdziwie serdecznemu ustosunkowaniu się do niej kolegów hydrotechników czechosłowackich, dała okazję do zaobserwowania i poznania wielu ciekawych koncepcji w rozwiązywaniu zagadnień budownictwa wodnego i melioracyjnego.

Jako uczestnik tej wycieczki, czuję się w obowiązku, chociaż pokrótce, opisać zaobserwowane nawodnienia w Czechosłowacji, które po klęsce suszy, jaka nawiedziła ten kraj w 1946 i 1947 r., wysunęły się na czoło jego zagadnień melioracyjnych i w całości gospodarki wodnej tego kraju zaczynają odgrywać dużą rolę.

Doświadczalnictwo nad nawodnieniami datuje się w Czechosłowacji od 1924 roku.

Na licznych stacjach doświadczalnych, na skutek przeprowadzonych nawodnień, zaobserwowano następujące przeciętne wagowe zwyzki w plonach:

pastwiska	— o 100 — 140%
łaki	— o 50 — 150%
owies	— o 30 — 40%
jęczmień	— o 30%
żyto	— o 20%
kartofle	— o 60%
burak cukrowy	— o 40%
„ pastewny	— o 90 — 160%.

Szczególną uwagę zwrócono na nawodnienia łąk i pastwisk — jako na najłatwiejsze do przeprowadzenia w dolinach rzecznych i dające znaczne zwyzki w plonach. Nawodnienia te jednak uzależnione są od rodzaju wód — od ich żyźności. Na żyźne wody uważa się wody rzeki, w której jest dużo ryb i żab, a na jej brzegach rośnie tatarak, rzęsa, wiechlina, kostrzewa, rukiew wodna, knieć itp. Do wód nienadających się do nawodnień zalicza się wody, w których rozwijają się sity, turzyce, trzciny, jaskry itp.

Niezależnie od powyższych badań przeprowadza się również badania wód fizyczno-chemiczne, a więc

badania ilości i jakości namulów, jakie wody rzeczne ze sobą niosą.

Ponadto przeprowadza się badania odnośnie stopnia zanieczyszczenia wód rzecznych ściekami miejskimi i fabrycznymi, których ilość w rzekach jest dość znaczna, ze względu na duże uprzemysłowienie kraju.

Państwowy Instytut Hydrologiczny im. T. Masaryka w Pradze opracował mapę, ilustrującą barwnie stopień zanieczyszczenia wód rzecznych w dorzeźcach rzek Łaby, Dunaju i Odry, na podstawie własności fizycznych, chemicznych i biologicznych próbek wody, pobranych w określonych odcinkach rzek. Prace powyższe były wykonane w 1946 r. w czasie od sierpnia do końca października, tj. przy najniższych stanach wód, kiedy koncentracja zanieczyszczeń w rzekach była największa.

W Instytucie Hydrologicznym bada się również żyzność wód i za żyzne wody uważa się takie, w których ziarno gorczycy kiełkuje po 3 dniach, względnie, w których następuje silniejszy wzrost pewnych gatunków wodorostów.

Nawodnienia łąk przeprowadzane są 3 rodzajów:

- I nawodnienia letnie,
- II „ powodziowe,
- III „ kombinowane.

I. Nawodnienia letnie przeprowadzane są w okresie wegetacyjnym w latach przeciętnych 1 — 2 razy, w latach posusznych — 3 razy.

Pierwsze nawodnienie przeprowadza się przed sianokosami (około maja), a drugie co najmniej 14 dni po sianokosach. Na glebach gliniastych przeprowadza się 3 nawodnienia.

II. Nawodnienia powodziowe — użyźniające przeprowadza się zamuloną wodą rzeczną w okresie wiosennej powodzi, jak również często i na jesieni. W niektórych wypadkach przeprowadza się 3 nawodnienia powodziowe.

III. Nawodnienia kombinowane polegają na przeprowadzaniu nawodnień powodziowych, a następnie nawodnień letnich.

Bardzo interesujące są wyniki doświadczeń nad nawodnieniami, podane ostatnio przez Ministerstwo Techniki (patrz „Zprawa o vyzkumnictvi v oboru zemedelske techniky za rok 1937—1947“, Ministerstwo Techniki 1948 r.), — a w szczególności zasady określania zapotrzebowania wody do:

- A) nawodnień przepływowych,
- B) „ zraszających (deszczowni),
- C) „ wodami ściekowymi.

A. Nawodnienia przepływowe.

Ilość wody potrzebnej do nawodnień przepływowych określa się na podstawie następujących założeń i obliczeń:

I. Normy najniższych sumarycznych opadów w wegetacyjnym okresie (od marca do września) dla łąk przyjmuje się:

- w roku posuszny — 255 mm,
- „ przeciętny — 319 mm.

II. Na wyprodukowanie plonów 80 q suchego siana z 1 ha, przy przyjęciu współczynnika transpiracyjnego — 500 (współczynnik ten waha się w granicach od 400 do 700), potrzeba wody:

$$\frac{80 \times 100 \times 500}{1000} = 4000 \text{ m}^3/\text{ha}.$$

III. Powyższa ilość wody potrzebna na 1 ha powierzchni znajdzie pokrycie:

- a) w zasobach zimowej wilgoci,
- b) w letnich deszczach,
- c) w sztucznym nawodnieniu.

Zużytkowanie wegetacyjne letnich deszczów (w okresie od marca do września) nie będzie całkowite i szacuje się je na 60% sumy opadów okresu wegetacyjnego, tj.:

$$\text{w roku posuszny} — 0,255 \times 10.000 \times 0,6 = 1530 \text{ m}^3/\text{ha},$$

$$\text{w roku przeciętny} — 0,319 \times 10.000 \times 0,6 = 1914 \text{ m}^3/\text{ha}.$$

A zatem, nieuwzględniając zasobów zimowej wilgoci, otrzymamy:

	w roku posuszny	w przeciętnym
potrzebna ilość wody	4.000 m ³ /ha	4.000 m ³ /ha
pokrycie deszczowe	1.530 m ³ /ha	1.914 m ³ /ha
niedobór wody na 1 ha	2.470 m ³ /ha	2.086 m ³ /ha.

IV. Powyższe niedobory będą znajdowały pokrycie:

- a) w nawodnieniach powodziowych,
- b) „ letnich.

a) Nawodnienie powodziowe (nawożące) przewiduje się wykonywać jeden raz do roku, średnio dwa, a nawet trzy razy — każdej ilości wody 2.500 — 3.500 m³/ha.

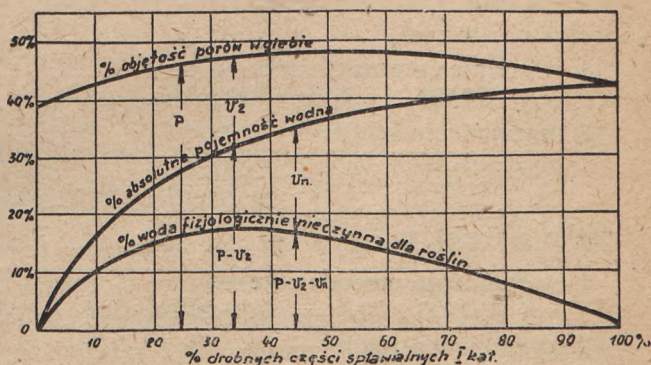
Ilość wody jaka zostanie zatrzymana w glebie na skutek nawodnienia powodziowego, do okresu wegetacji, ocenia się na 15%, a w sprzyjających warunkach glebowych na 30% całkowitej ilości wody zużytej do nawodnienia.

b) Ilość wody do nawodnienia letniego na 1 ha oblicza się na podstawie wzoru:

$$Z_h = 100 \times [P - (V_z + V_n)] h \text{ m}^3/\text{ha},$$

gdzie:

- P — porowatość gleby (w procentach objętości gleby),
- V — pojemność powietrzna gleby (w procentach),
- V_n — pojemność wody fizjologicznie nieczynnej (w procentach),
- h — głębokość warstwy gleby do jakiej przeniknie nawodnienie (dla nawodnień zalewowych przyjmuje się = 0,3 m).



Rys. 1.

Po dokonaniu analizy mechanicznej gleby na zawartość w niej części spławialnych I kategorii i przy pomocy poniżej zestawionej tablicy, względnie wykresu O. Solnarza (rys. 1), podstawiając do wzoru na Z_h można otrzymać ilość wody, potrzebną do nawodnienia gleb mineralnych (w żadnym jednak wypadku nie torfów lub gleb silnie zhumusowanych).

Gleby	% części spławialnych I kategorii	P	V_z	V_n	h	Z_h
ciężkie	60%	50%	6%	25%	0,3 m	570 m ³ /ha
średnie	50 „	50 „	10 „	21 „	0,3 „	570 „
lekkie	40 „	50 „	11 „	17 „	0,3 „	660 „
piaszczyste	30 „	50 „	12 „	12 „	0,3 „	780 „
piaszczyste	20 „	50 „	15 „	8 „	0,3 „	810 „
średnio						678 m ³ /ha

Rzeczywiste zapotrzebowanie ilości wody na letnie nawodnienie, uwzględniając straty, będzie wynosiło (przy współczynniku na straty = 1,6):

$$M = 1,6 \times 678 = 1100 \text{ m}^3/\text{ha}.$$

V. Całkowite pokrycie niedoborów wody w okresie wegetacyjnym na nawodnianych łąkach będzie wynosiło:

a) przy 2 nawodnieniach powodziowych i 2 — 3 nawodnieniach letnich w roku posuszny:

2 nawodnienia powodziowe —

$$2 \times 2500 \times 0,15 = 750 \text{ m}^3/\text{ha}$$

3 nawodnienia letnie —

$$3 \times 1100 \times 0,63 = 2079 \text{ m}^3/\text{ha}$$

$$2829 \text{ m}^3/\text{ha} > 2470 \text{ m}^3/\text{ha},$$

w roku przeciętnym:

2 nawodnienia powodziowe —

$$2 \times 2500 \times 0,15 = 750 \text{ m}^3/\text{ha}$$

2 nawodnienia letnie —

$$2 \times 1100 \times 0,63 = 1386 \text{ m}^3/\text{ha}$$

$$2136 \text{ m}^3/\text{ha} > 2086 \text{ m}^3/\text{ha}.$$

b) przy 1 nawodnieniu powodziowym oraz przy zużytkowaniu wegetacyjnym doprowadzonej wody w 30% i przy 2 — 3 nawodnieniach letnich i zużytkowaniu wody letniego nawodnienia w 63%, przy zalewie 1000 m³/ha:

w roku posuszny:

1 nawodnienie powodziowe —

$$1 \times 2500 \times 0,3 = 750 \text{ m}^3/\text{ha}$$

3 nawodnienia letnie —

$$3 \times 1000 \times 0,63 = 1890 \text{ m}^3/\text{ha}$$

$$2640 \text{ m}^3/\text{ha} > 2470 \text{ m}^3/\text{ha},$$

w roku przeciętnym:

1 nawodnienie powodziowe —

$$1 \times 2500 \times 0,3 = 750 \text{ m}^3/\text{ha}$$

2 nawodnienia letnie —

$$2 \times 1000 \times 0,63 = 1260 \text{ m}^3/\text{ha}$$

$$2010 \text{ m}^3/\text{ha} \sim 2136 \text{ m}^3/\text{ha}.$$

Jak widać z powyższych obliczeń — niedobory wody, przy tych 4 kombinacjach w nawodnianiu łąk, będą prawie całkowicie pokryte.

B. Nawodnienia zraszające (deszczownie) zbóż jarych, okopowych, pasz i warzyw.

Ilość wody dla nawodnień powyższych użytków oblicza się analogicznie jak wyżej, lecz przy odmiennych założeniach, a mianowicie:

Użytki	zboża jare	okopowe	pasze	jarzyny
Okres wegetacji	od IV do VII	od IV do IX	od IV do IX	od IV do IX
h — głębokość przenikania nawodnienia	0,1 m	0,1 m	0,1 m	0,1 m
najniższe sumaryczne opady w roku suchym	133 mm	234 mm	234 mm	234 mm
w roku przeciętnym	214 mm	293 mm	293 mm	293 mm
oczekiwane plony	65 q/ha	120 q/ha	75 q/ha	—
współczynnik transpiracyjny	300	250	450	—
całkowite zapotrzebowanie wody	1950 m ³ /ha	3000 m ³ /ha	3375 m ³ /ha	4400 m ³ /ha
zużytkowanie wegetacyjnej wody	63%	60%	60%	60%
pokrycie deszczowe w roku suchym	798 m ³ /ha	2340 m ³ /ha	2340 m ³ /ha	2340 m ³ /ha
„ przecięt.	1284 „	2930 „	2930 „	2930 „
niedobór wody w roku suchym	1152 „	1596 „	1971 „	2996 „
„ przecięt.	666 „	1242 „	1617 „	2642 „
Z_h przy 20–60% części spławialnych I kat.	226 „	226 „	226 „	226 „
M — rzeczywiste zapotrzebowanie wody (1 dawka wody)	271 „	271 „	271 „	271 „
ilość zraszających nawodnień w roku suchym	5	7	8–9	13
„ przecięt.	3	5	7	11–12
ilość wody potrzebna do nawodnień w roku suchym	1400 m ³ /ha	1900 m ³ /ha	2400 m ³ /ha	3500 m ³ /ha
„ przecięt.	800 „	1490 „	1950 „	3100 „

C. Nawodnienia wodami ściekowymi.

Dla obliczenia wód ściekowych potrzebnych do nawodnień przyjmuje się następujące założenia, a mianowicie:

1. Dla osiągnięcia maksymalnych plonów potrzeby nawozowe roślin w kg/ha będą:

	N	K ₂ O	P ₂ O ₅
dla zbóż	70 kg/ha	120 kg/ha	60 kg/ha
dla łąk i pastwisk	100 „	160 „	80 „
dla okopowych i warzyw	120 „	200 „	100 „

2. Przeciętnie mechanicznie oczyszczone wody ściekowe w 1 m³ będą zawierały:

N — 60 g,
K₂O — 35 g,
P₂O₅ — 15 g.

3. Potrzebna ilość wód ściekowych będzie obliczana na pełną zawartość azotu.

4. Zawartość azotu w wodach ściekowych zredukuję się do 40% (straty azotu wahają się w granicach od 30 do 50%).

Wtedy na 1 ha będą potrzebne do nawodnień następujące ilości wód ściekowych dla poszczególnych użytkowników:

$$a) \text{ dla zbóż } \frac{70000}{0,4 \times 60} = \text{ok. } 2900 \text{ m}^3/\text{ha},$$

$$\text{gdyż } 2900 \times 0,4 \times 60 = 69 \text{ kg} = \text{ok. } 70 \text{ kg N}, \\ 2900 \times 35 = 101 \text{ kg} < 120 \text{ kg K}_2\text{O}, \\ 2900 \times 15 = 43 \text{ kg} < 60 \text{ kg P}_2\text{O}_5;$$

$$b) \text{ dla łąk i pastwisk } \frac{100000}{0,4 \times 60} = 4200 \text{ m}^3/\text{ha}$$

$$\text{gdyż } 4200 \times 0,4 \times 60 = 100 \text{ kg} = 100 \text{ kg N}, \\ 4200 \times 35 = 143 \text{ kg} < 160 \text{ kg K}_2\text{O}, \\ 4200 \times 15 = 43 \text{ kg} < 80 \text{ kg P}_2\text{O}_5;$$

$$c) \text{ dla okopowych i warzyw } \frac{120000}{0,4 \times 60} = 5000 \text{ m}^3/\text{ha}$$

$$\text{gdyż } 5000 \times 0,4 \times 60 = 120 \text{ kg} = 120 \text{ kg N}, \\ 5000 \times 35 = 172 \text{ kg} < 200 \text{ kg K}_2\text{O}, \\ 5000 \times 15 = 75 \text{ kg} < 100 \text{ kg P}_2\text{O}_5.$$

Przy przeciętnej ilości wód ściekowych od 100 do 150 l^{trów} na mieszkańca i dobę — można zgrubszą uważać, że na nawodnienie wodami ściekowymi 1 ha potrzeba wód ściekowych od 100 mieszkańców.

Do ciekawszych fragmentów w projektach nawodnień opracowanych przez Urzędy Melioracyjne w Czechosłowacji, względnie przez inżynierów cywilnych, można zaliczyć:

A) obliczanie rentowności nawodnień,

B) obliczanie wymiarów i sposób budowania doprowadzalników,

C) sposób budowania wałów oraz stosowane na nich budowle.

A. Obliczanie rentowności nawodnień.

Rentowność nawodnień oblicza się przy następujących założeniach:

1) plony łąk przed przeprowadzeniem nawodnień wynoszą 5 — 7 q/ha,

2) wydajność łąk po przeprowadzeniu nawodnień podstawowych zwiększy się o 30 q/ha,

3) wydajność łąk po przeprowadzeniu nawodnień szczegółowych zwiększy się o dalsze 20 q/ha.

I tak np. koszt nawodnienia podstawowego 170 ha wynosi 26.000.000 Kcs; 1 q siana kosztuje 975 Kcs. Wobec tego nawodnienie będzie się amortyzowało po 5 latach:

$$\frac{100 \times 30 \times 170 \times 975 \text{ Kcs.}}{26.000.000 \text{ Kcs.}} = \sim 20\%.$$

B. Obliczanie wymiarów i sposób budowania doprowadzalników.

Przekrój doprowadzalnika oblicza się według wzorów, ustalających jego sekundowy przepływ:

$$Q = \frac{M}{86400 \times t} \times f_x = q \times f_x$$

gdzie: f_x — powierzchnia parceli w ha,

M — rzeczywiste zapotrzebowanie wody w m³/ha,

t — czas trwania nawodnienia w dniach,

q — sekundowy dopływ na jednostkę powierzchni.

Np. $f_x = 40$ ha,

$M = 3000$ m³/ha,

$t = (2 + 0,15 \times 2) = 2,3$ doby = 198.720 sek.,

$$Q = \frac{120.000}{198.720} = 0,61 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

$$q (\text{dopływ wody na jednostkę czasu na ha}) = \frac{0,61}{40} = 15 \text{ litrów/sek/ha.}$$

Po ustaleniu sekundowego przepływu wody w doprowadzalniku przechodzi się z kolei do wyliczenia jego wymiarów ze wzorów:

$$Q = F \times v = F \times c \sqrt{R J} = \frac{F \times 100 \sqrt{R}}{m - \sqrt{R}} \times \sqrt{R J}$$

przy założeniu minimalnego spadku doprowadzalnika 0,1‰ oraz dopuszczalnych prędkościach:

dla piasku	— 0,30 — 0,40 m/sek.
„ glin piaszczystych	— 0,45 — 0,6 „
„ glin	— 0,60 — 0,75 „
„ koryt darniowych	— 1,00 — 1,20 „
„ koryt płotkowanych	— 1,20 — 1,50 „
„ koryt brukowanych	— 1,50 — 2,00 „
„ koryt cementowych	— 2,00 — 3,00 „

Spadki podłużne doprowadzalników przyjmuje się w granicach 0,1 — 0,5‰, zaś przy większych projektowane są stopnie. Projektowane prędkości 0,3 m/sek, względnie lepiej 0,5 m/sek.

W praktyce rozmiary doprowadzalników oblicza się na przepływy:

dla 5 ha pow. sztucznie uformow. stoków	— 100 litr/sek/ha
„ 5 „ „ naturalnych stoków	— 60 „ „ „
„ 5—10 „ „ „ „	— 40 „ „ „
„ 0—20 „ „ „ „	— 30 „ „ „
„ 20—40 „ „ „ „	— 20 „ „ „
„ 40 „ „ „ „	— 15 „ „ „

Np. dla dawki nawodnienia = 3000 m³/ha i nawodnieniu trwającym 2 doby, ilości wody w poszczególnych punktach (stacjach) pewnego doprowadzalnika wypadają jak w tabelce na str. 90.

Poprzeczne przekroje doprowadzalników mają kształt trapezowy oraz budowane są przy założeniu:

1) nachylenie skarp — 1 : 1, 1 : 1,5, 1 : 2,

2) głębokości napelnienia — 0,4 — 1,5 m,

3) szerokość dna minimum 0,4 m i większa niż głębokość strugi wodnej,

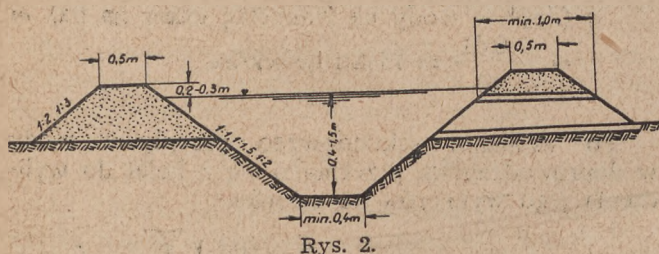
4) wzniesienie korony wałów nad projektowanym lustrem wody 0,2 — 0,3 m,

Stacja doprowadzalnika	f_x	q	Q
0 — 0,200	41,49 ha	15 l/sek/ha	622,35 l/sek
0,200 — 0,438	25,43 „	20 „	708,35 „
0,438 — 0,700	28,50 „	20 „	570,00 „
0,700 — 0,850	18,40 „	30 „	552,00 „
0,850 — 0,920	9,54 „	40 „	381,60 „
0,930 — 1,010	4,65 „	60 „	279,00 „

5) korona wałów — 0,5 — 1,2 m,

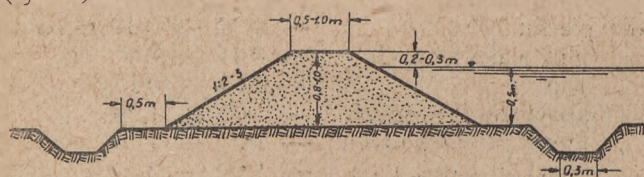
6) skarpa zewnętrzna wałów — 1 : 2, 1 : 3.

Doprowadzalniki prowadzi się częściowo w wykopach i częściowo w nasypach, przyczem wskazane jest, aby kubatura wykopów równała się kubaturze nasypów (rys. 2).



Rys. 2.

Wały przy nawodnieniach zalewowych mają kształt trapezowy i budowane są o wymiarach (rys. 3):



Rys. 3.

1) wysokości — 0,8 — 1,0 m,

2) szerokość korony — 0,5 — 1,0 m,

3) nachylenie skarp — 1 : 2, 1 : 3,

4) wzniesienie korony wału nad lustrem wody — 0,3 m,

5) średnia głębokość wody zalewającej kwaterę — 0,5 m.

INŻ. MARIA OSTROMĘCKA

PINGW — Bydgoszcz.

Pasy wiatrochronne ZSRR w świetle doświadczeń

Do różnych zabiegów melioracyjnych, mających na celu regulację stosunków wodnych w glebie dla osiągnięcia jak najbardziej korzystnego bilansu wodnego — zaliczyć należałoby również stosowane obecnie w Związku Radzieckim pasy wiatrochronne. Chociaż zabieg ten skłaniałby raczej do włączenia go do czynności rolniczych, z uwagi jednak na cel tych zabiegów — walkę z posuchą w rolnictwie — informujemy naszych czytelników poniższym artykułem o przeprowadzonych doświadczeniach w tej dziedzinie.

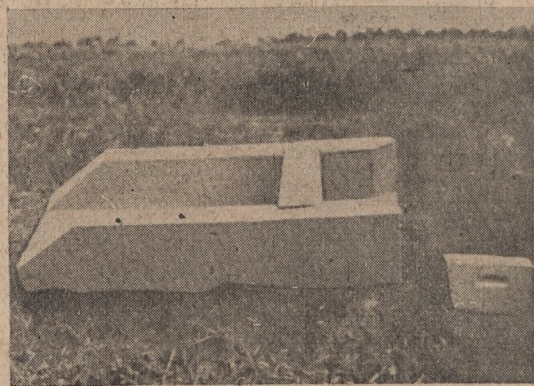
R e d a k c j a

Jedną z form melioracji w zakresie zwalczania posuchy stanowią zalesienia i pasy wiatrochronne, zakładane obecnie na wielką skalę w stepowej stre-

Odwodnienie kwater przeprowadza się przy pomocy rowów otwartych w dolnych partiach, zaś w górnych — rurociągami drenarskimi.

Odprowadzalniki mają kształt trapezowy i budowane są o szerokości w dnie min. — 0,4 m nachylenie skarp — 1 : 2, 1 : 3.

Jednym z ciekawszych typów budowli będą żłobki betonowe, względnie żelbetowe, służące do wypuszczania wody z doprowadzalników (rys. 4).



Rys. 4.

Nawodnienia podstawowe przeprowadza Państwo i partycypuje w ich kosztach w 85%, zaś Spółki Wodne w 15%. Nawodnienia szczegółowe przeprowadza Spółka i w tym wypadku Państwo partycypuje w 65%, a Spółka w 35%.

Odmienne niż u nas w Czechosłowacji warunki klimatyczne (klimat znacznie cieplejszy), hydrologiczne (opady na ogół większe), glebowe (gleby urodzajniejsze), ludnościowe (gęstość zaludnienia większa, zaś przyrost naturalny mniejszy), gospodarcze (poziom kultury rolnej wyższy, większe uprzemysłowienie i większa zamożność rolników), a więc i odmienne były tam założenia w rozwiązywaniu zagadnień melioracyjnych, — tym niemniej możemy niektóre z nich przyjąć, mając na uwadze, że winny być one dostosowane do naszych miejscowych warunków i potrzeb.

LITERATURA:

„Zprava o vyzkumnictvi v oboru zemedelske techniky za rok 1937 — 1947“ Ministerstwo Techniky, 1948 r.
„Zavlahove Meliorace“ Ing. Dr. techn. K. Juva, 1946 r.

korzystać w pewnym stopniu i w naszych warunkach. Poniżej przytaczamy więc w wyjątkach i streszczeniu kilka prac dotyczących praktycznych zagadnień z tej dziedziny.

M. K. Gładyszewskij w broszurze pt. „Polezaszczytnyje Lesnyje Połosy“ (Selchozgif, Moskwa 1945) omawia ogólne zasady zakładania i pielęgnacji pasów wiatrochronnych.

Powierzchnia rejonów posusznych zajmuje k'łka dziesiątków milionów hektarów na południu RSFR i USRR. K'łchozy tamtejsze, stosując racjonalne zabiegi agrotechniczne (trawopolny płodozmian, głębokie orki, zatrzymywanie śniegów itd.), walczą z powodzeniem przeciw klęsce posuchy. W walce tej pierwszorzędne i podstawowe znaczenie mają przede wszystkim leśne pasy ochronne, zmniejszając siłę wiatru i parowanie, sprzyjając gromadzeniu śniegu, osłaniając glebę przed wywiewaniem i tzw. czarnymi burzami.

Plony na polach osłoniętych pasami są wyższe niż w stepie i bardziej wyrównane z roku na rok. Tak np. na Stacji Doświadczałnej „Kamienny Step” otrzymywano urodzaje następujące:

Rok	Roślina	Plony w q/ha	
		Pod osłoną pasów	W stepie otwartym
1921	Żyto	8,69	2,17
1937 — 1939	Pszenica ozima . . .	23,8	16,5
	Żyto	24,7	16,5
	Pszenica jara . . .	17,1	16,4
	Owies	22,2	18,7
	Słonecznik	12,7	10,5

Pasy ochronne z reguły umieszcza się prostopadłe do siebie. Pasy główne biegną wpoprzek kierunku panujących wiatrów, pasy pomocnicze zgodnie z kierunkiem wiatrów. W ten sposób otrzymuje się prostokątne pola, „komórki“, obrzeżone pasami. Ponieważ rozmieszczenie pasów musi być też dostosowane do konfiguracji terenu i układu istniejących pól, więc nie zawsze udaje się zachować zasadnicze kierunki w stosunku do przeważających wiatrów, odchylenia nie powinny jednak przekraczać 30°.

W terenie falistym linie pasów winny ponadto zapobiegać erozji gleb, a zatem sytuowane będą prostopadłe do spadków.

Do 1938 r. zakładane były pasy szerokości 15—20 m, stwierdzono jednak, że pasy szerokie nie wywierają lepszego wpływu na plony sąsiednich pól, niż pasy węższe, natomiast są bardziej pracochłonne i zajmują większą powierzchnię. Wobec tego instrukcja z 1938 r. przewiduje zależnie od stopnia lesistości terenu, szerokość pasów 7,5 m (5-cio rzędowe), lub 10,5 m (7-mio rzędowe).

Zdania co do optymalnej szerokości pasów, jak widać z przytoczonych poniżej prac innych autorów, są jednak jeszcze podzielone.

Działanie ochronne pasa rozciąga się na 25-krotną jego wysokość, rozstawa więc pasów głównych

zależy od warunków glebowych, gdyż drzewostan na glebach zasobniejszych osiąga większą wysokość. W związku z tym zalecane są następujące rozsa-
wy pasów głównych:

Dla czarnoziemów głębokich	500—550 m
" " zwykłych	400—450 m
" " południowych	300—350 m
Dla gleb kasztanowych	200—250 m.

Pasy pomocnicze odległe są o 1000—1500 m.

Oprócz prawidłowego umieszczenia pasa w terenie, bardzo ważnym jest dobór właściwych gatunków drzew i ich wewnętrzne rozstawienie dla wykonania dogodnego profilu. Ze względu na aerodynamiczne działanie rozróżnia się trzy zasadnicze konstrukcje pasów:

1. Nieprzewiewne — wiatr przede wszystkim przechodzi ponad pasem,
2. Ażurowe — wiatr przenika przez pas równomiernie na całej wysokości pasa,
3. Przewiewne — wiatr przechodzi głównie w dolnej części pasa.

Pasy przewiewne wpływają najbardziej na równomierne rozmieszczenie śniegu i są odpowiedniejsze dla rejonów o dużych opadach śnieżnych. Pasy azurowe (wolne przez rzenie nie więcej niż 20%) w znacznej mierze osłabiają szkodliwe działanie wiatrów wysuszających tzw. „suchowiej” i są zalecane szczególnie dla rejonów południowych, nawiedzanych przez „czarne burze”.

Jak wspomniano, kwestia szerokości pasa ochronnego jest jeszcze dyskutowana. Problemem tym zajmują się A. W. Kryłow i J. W. Klucznikow w artykule „Uczenie Dokuczajewa-Wilimisa w osnowu polepszaczytno lesorazwiedienija” (Sowietskaja Agronomija, nr 11—12, 1946).

Autorzy ci na podstawie 50-letnich doświadczeń Stacji „Kamienny Step” (Woroneżska Obl.) uważają pasy szerokie za bardziej skuteczne i trwałe.

Wpływ pasów ochronnych zależy od wysokości zadrzewienia, a właśnie pasy szerokie, ich zdaniem, umożliwiając wytworzenie środowiska leśnego z typową dla lasu ściółką, sprzyjają lepszemu rozwojowi drzew. Pasy wąskie natomiast, więcej narażone na zachwaszczenie, w dużym procencie giną w początkowym okresie rozwoju.

Wieloletnie badania wpływu szerokich pasów na mikroklimat sąsiednich pól wykazały, że:

1. Wysuszające wiatry śiewowe tracą na sile 35—40%,
 2. Straty na parowanie i transpirację zmniejszają się o 30%,
 3. Wilgotność względna powietrza wzrasta o 3—4%,
 4. Grubość pokrywy śnieżnej zwiększa się 1,5—2 razy, głębokość przemarzania zmniejsza się, topnienie śniegu następuje powolniej, dzięki czemu znaczna część wód śniegowych zdoła wsiąknąć w glebę.
- Wilgotności gleby w pasach szerokich są w prostej zależności od szerokości pasa, w pasach szerszych gromadzi się więc większa ilość wilgoci.

Wilgotność gleby w % abs. suchej masy
(pomiar 19.IX.1946).

Głębokość pobrania próbki cm	Szerokość pasa w metrach			
	106,5	64	32	6,4
0 — 10	31,7	26,2	27,4	19,2
10 — 20	32,8	25,3	26,9	21,9
20 — 30	26,4	25,0	24,7	21,1
30 — 40	26,8	25,4	22,9	21,6
40 — 50	26,1	23,8	21,6	20,6
50 — 70	23,4	23,7	20,9	20,2
70 — 100	21,0	21,7	18,6	—

Obniżenia poziomu wody gruntowej w strefie szerokich pasów nie zaobserwowano (wbrew twierdzeniom O.ockiego), przeciwnie tutaj do gleby dochodzi około 300 m³/ha wody (z topnienia śniegu) więcej, niż w otwartym stepie.

Plony kultur uprawnych między pasami szerokimi otrzymywano znacznie wyższe, niż w terenie nieosłoniętym: kultury łąkowe o 30%, okopowe 50%, zboża jare 10—20%, zboża ozime 25—30%, słonecznik 15—20%. Maksymalne zwwyżki plonów występują w lata suche, wg danych 1946 r. plony wyniosły:

	między pasami	w stepie
Pszenica ozima	16,50 q/ha	8,86 q/ha
Pszenica jara	10,62 „	7,58 „

Nie podają jednak autorzy porównania plonów bezpośrednio między pasami szerokimi i wąskimi, słusznie podkreślają natomiast jeszcze gospodarcze znaczenie pasów szerokich, jako źródła drewna użytkowego, co dla rejonów bezleśnych może być ważnym argumentem w wyborze szerokości.

Przyrosty plonów na polach osłoniętych pasami notowano i w innych rejonach, jak to wynika z pracy B. W. Karuzina pt. „Agrotechniczeskaja rol leśnych polezaszczytnych połos” (Sowietskaja Agronomija nr 8, 1948). Na Timaszewskim Polu Doświadczalnym (Ogólnozwiązkowy Naukowo-Badawczy Instytut Melioracji Rolniczo-Leśnych, Kujbyszewska obłast), otrzymano takie rezultaty:

	Sredni wieloletni plon w q/ha	
	Pod osłoną pasów	W stepie otwartym
Żyto (8 lat)	19,2	16,6
Pszenica ozima (10 lat)	14,3	13,0
Pszenica jara miękka (11 lat)	14,8	12,3
Pszenica jara twarda (11 lat)	13,3	10,0
Owies (9 la.)	16,9	14,4
Proso (10 lat)	16,5	14,7

Jednocześnie ze zwwyżką plonu polepsza się jakość ziarna, mianowicie waga tysiąca ziarn wyniosła wg doświadczeń:

	Pszenica jara, odm. Lutescens	
	Między pasami	W stepie otwartym
Rok 1936	26,9 g	20,6 g
Rok 1939	28,7	23,5
Średnia za 10 lat (1933—40, 45—47)	30,5	28,0

Wyniki doświadczeń Instytutu Rolnictwa Centralno-Czarnoziemnej Strefy im. W. W. Dokuczajewa na temat doboru gatunków drzew i krzewów w pasach ochronnych znajdujemy w pracy J. W. Klucznikowa pt. „Korydornyj sposob posadki i posiewa duba s bystrorastuszczymi porodami w leśnych połosach” (Sowietskaja Agronomija nr 8, 1948).

Dąb szypułkowy (*quercus pedunculata*) jest najcenniejszym gatunkiem dla ochronnego zalesiania stepów czarnoziemnej strefy. Jest on wyjątkowo trwały, dobrze się odnawia z samosiewu i daje cenny materiał użytkowy. Wadę stanowi natomiast jego powolny wzrost w pierwszych latach oraz skłonność do krzewienia się. Cechy te zmuszają do stosowania specjalnych zabiegów w początkowym okresie rozwoju, mianowicie należy wytworzyć zacinienie boczne z pozostawieniem dostępu światła z góry, aby przyspieszyć rozrost pionowy.

W leśnictwie znany jest cały szereg schematów hodowli dębu z innymi gatunkami i krzewami, pasy wiatrochronne stawiają jednak niektóre specyficzne żądania. Tutaj zadrzewienie powinno:

1. Składać się z gatunków osiagających dużą wysokość,
2. Nadawać się do ażurowego prowadzenia,
3. Posiadać długowieczność,
4. W młodym wieku osiagać zwarcie koron i dostateczną wysokość dla stworzenia osłony,
5. Łatwo odnawiać się z samosiewu,
6. Dawać pożywienie dla pożytecznych ptaków.

Oczywiście jeden gatunek nie może sprostać wszystkim wymaganiom, musi więc być stosowany odpowiedni dobór. W związku z powyższym, dzielili się gatunki drzew i krzewów na trzy grupy o różnych właściwościach.

I. Gatunki zasadnicze — gatunki przyszłości, trwałe, mające być po pewnym czasie niejako fundamentem pasa. Będą to: dąb, jesion, klon ostrolistny, lipa, wiąz.

II. Gatunki czasowe — szybko rosnące, krótko trwałe, po 10—15 latach ulegające trzebieży, gdy już podrosną gatunki zasadnicze. Tutaj należy brzoza, topola, klon.

III. Krzewy — jako podszycie do ocienienia gleby: porzeczka, karagana, czarny bez, klon tatarski.

Proponowany dobór, oparty na doświadczeniach Stacji „Kamienny Step”, jest następujący:

- I grupa — 60%
- II „ — 20%
- III „ — 20%

Między gatunkami zasadniczymi są światłolubne (jesion, dąb) i znoszące zacinienie (klon, lipa, wiąz), cechy te pozwalają na hodowlę pasów dwupiętrowych.

Sadzenie gatunków zasadniczych z szybko rosnącymi może powodować zagłuszanie tych pierwszych, czego uniknąć daje się przez racjonalny dobór i trzebież gatunków czasowych we właściwej porze.

Dla centralno-czarnoziemnej strefy (Orłowska, Kurska, Woroneżska, Tambowska obłast) opracowano specjalny schemat pod nazwą „korytarzowy sposób sadzenia dębu z szybko rosnącymi gatunkami”,

w którym dąb ocieniony z boków przez krzewy i drzewa szybko rosnące już od drugiego, trzeciego roku, znajduje się niby w korytarzu, szpalerze i zmuszany jest do szybszego wzrostu wznwyż.

Oznaczając:

gatunki zasadnicze — przyszłości p
 gatunki czasowe — szybko rosnące s
 krzewy k
 dąb d

schemat omówiony przedstawi się następująco:

1 rząd s-p s-p-s-p
 2 " p-k p-k p k
 3 " d k d k-d k
 4 " p-p p-p p p
 5 " s p s-p-s p
 6 " p-k p-k p k
 7 " d k d k-d k
 8 " p p-p p-p-p

Poniżej przytaczamy wyniki pomiaru przyrostów rocznych dębu z pasa zasadzonego systemem korytarzowym w 1941 r. i z pasa o innym układzie, sadzonego w 1939 r. Pasy te złożone były z takich gatunków:

Pas korytarzowy z 1941 r.:

Rząd 1 Klon amerykański, karagana,

Rząd 2 Jabłoń dzika, lipa,

Rząd 3 Dąb, karagana,

Rząd 4 Jesion.

Pas składał się z 16 rzędów, rzędy dalsze stanowiły powtórzenie układu rzędów 1—4.

Pas niekorytarzowy z 1939 r.:

Rząd 1 Jesion, brzoza,

Rząd 2 Karagana, dąb, karagana, wiąz,

Rząd 3 Jawor, brzoza,

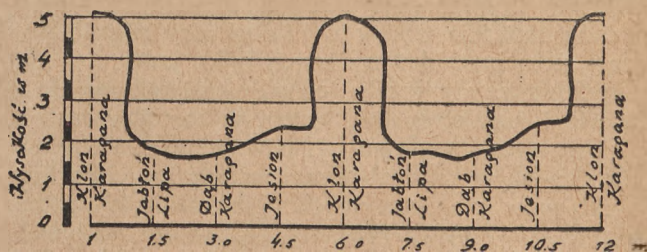
Rząd 4 Karagana, dąb, karagana, wiąz,

Rząd 5 Klon amerykański, karagana, jesion.

Pas składał się z 10 rzędów, dalsze rzędy stanowiły powtórzenie kombinacji 1—5.

Znacznie większe przyrosty otrzymane przy systemie korytarzowym, jak to ilustruje zestawiona tabela.

Profil poprzeczny pasa korytarzowego wg pomiarów z 1945 r. podany jest na rys. 1.



Rys. 1. Poprzeczny profil pasa korytarzowego.

W oparciu o doświadczenia zalecana jest również pewna modyfikacja systemu korytarzowego, mianowicie zamiast krzewów leśnych wprowadzone są krzewy owocowe, co daje w ciągu pierwszych lat (6—8, do czasu zupełnego ocienienia) dodatkowo korzyści gospodarcze. Krzewami owocowymi były w danym wypadku malina i czarna porzeczka.

Przy hodowli ochronnego zadrzewienia bodaj największe trudności sprawia walka z chwastami. Na odchwaszczanie młodych kultur zużywa się około 80% ogólnego nakładu pracy. Tym zagadnieniem poświęcona jest rozprawa G. J. Matiakina pt. „O biologicznym i ekonomicznym znaczeniu gęstości leśnych kultur” (Agrobiologia, nr 3, 1948).

W latach 1937—40 w Tałowskim rejonie Woroneżskiej obłasi przeprowadzono próby zakładania pasów wiatrochronnych (złożonych z gatunków ogólnie stosowanych) bezpośrednio z siewu. Stwierdzono wówczas, że ten nowy sposób daje dużą oszczędność nie tylko pracy ale i kosztów. Koszt nasion był bowiem kilkakrotnie mniejszy niż sadzonek, a siew pasów nawet bez użycia siewnika zaoszczędził 20 dni pracy na hektar w porównaniu z sadzeniem. Ponadto, otrzymując znacznie większą liczbę siewek w rzędach niż przy sadzeniu, zanotowano zmniejszenie niezbędnych zabiegów pielęgnacyjnych.

Akademik F. D. Łysenko, wskazując na potrzebę wyszukania mniej pracochłonnych sposobów zakładania pasów ochronnych, zalecił bliżej zbadać kwestię gęstości porostu. W 1947 r. metoda siewu pa-

Średnie przyrosty roczne dębu przy różnych systemach sadzenia.

Pas	Rok sadzenia	Rok pomiaru	Wiek drzewostanu (l)	Przyrost roczny cm
Korytarzowy	Wiosna 1941	1941	1	16,1
		1942	2	12,0
		1943	3	23,0
		1944	4	69,8
		1945	5	75,2
		Razem		196,1
Niekorzytarzowy	Jesień 1939	1941	3	17,0 Dąb wysadzony
		1942	4	30,0 jednoroczny
		1943	5	23,0
		1944	6	46,0
		1945	7	45,0
		Razem		161,0

sów ochronnych włączona została do tematyki Ogólnozawazkowego Naukowo-Badawczego Instytutu Melioracji Rolniczych i Leśnych. Dokonana w tymże roku lustracja pasów w Tałowskim rejonie wykazała, że z pośród 9 zasianych tylko jeden był nieudany, przyczyny leżały jednak w nieodpowiedniej uprawie i jakości nasion, a nie w samej metodzie.

Podkreślenia godnym był również fakt, że w pasach sianych była niezbędna znacznie mniejsza liczba zabiegów pielęgnacyjnych (niszczenie chwastów w rzędach i między rzędami), niż to przewidywała instrukcja dla normalnych pasów sadzonych. Tak np. instrukcja z 1938 r. zaleca 15-krotną pielęgnację w ciągu 5 lat (5, 4, 3, 2 i 1 rocznie), a instrukcja z 1947 r. nawet 20-krotną. Natomiast stosowana na pasach sianych liczba pielęgnacji nie przekroczyła 8, a w drugim lub trzecim roku odchwaszczanie w ogóle nie było już potrzebne. Przypuszczenie co do zmniejszenia nakładu pracy pielęgnacyjnej potwierdziło się więc w pełni.

Już w drugim roku otrzymano zwarcie rzędów, dające zacienienie gleby i bezpośrednio hamujące rozwój chwastów. Zagęszczenie porośniętych w przeciągu pierwszych trzech lat nie wpłynęło ujemnie na intensywność wzrostu siewek. Jako optymalne zagęszczenie stwierdzono pięciokrotne w stosunku do norm sadzenia. Na uwagę należy mieć jednak, że bliskie umieszczenie obok siebie gatunków wolno i szybko rosnących może spowodować po zawarciu koron pewne przeszkody w rozwoju tych pierwszych. Uniknąć tego oczywiście trzeba przez odpowiednie typy mieszanek, a dla niektórych gatunków nawet przez czyste siewy.

Obserwowano duże wahania indywidualne we wzroście siewek już w pierwszym roku, wywołane

zapewne jakością nasion i cechami dziedzicznymi, okoliczność ta pozwala następnie na selekcję okazów najlepszych, bez obawy zbytniego przerzedzenia pasa.

W celu maksymalnego ograniczenia prac pielęgnacyjnych proponuje się dwa zasadnicze schematy:

1) Zagęszczony siew rzędowy przy rozstawie rzędów 0,5 m, aby osiągnąć zwarcie w ciągu pierwszego okresu wegetacyjnego. Rzędy pomocnicze tworzyć z corocznie owocujących i szybko rosnących w młodym wieku gatunków o tanim i dostępnym nasieniu (np. klon amerykański). W tym schemacie można liczyć na szybkie zagłuszenie chwastów i dobry rozwój siewek przy następującej liczbie pielęgnacji: w pierwszym roku 2 pielęgnacje w rzędach (planet ręczny) i 3 pielęgnacje w międzyrzędach (kultywator traktorowy), w drugim roku jedna pielęgnacja wiosenna między rzędami.

2) Gęsty siew na kwaterach wg systemu Akademika Łysenka; przypuszczalnie dla niektórych gatunków (klon amerykański, wiąz, grochodrzew) wystarczy tu jeszcze mniejsza ilość pielęgnacji, przy czym sposób ten szczególnie nada się do zalesiania stromych zboczy.

Oczywiście kultury siane wymagają dobrego nawożenia i wspólnych upraw. Silnie zachwaszczone pola, przeznaczone pod pasy zaleca się trzymać w ugorze w ciągu dwóch lat.

Podane tutaj fragmenty prac badawczych nad pasami wiatrochronnymi wskazują na wielkie ich zaawansowanie w ZSRR. Byłoby bardzo pożyteczne zesławienie obszerniejszej monografii na ten temat wraz z wnioskami mogącymi mieć zastosowanie i w naszych warunkach.

INŻ. JÓZEF WAKSMAN

W sprawie Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Wodnych w Polsce

Na łamach tego czasopisma niejednokrotnie poruszano już znaczenie wody w tym lub innym resorcie gospodarki narodowej, wykazywano na podstawie cyfr zaniedbanie czynnika wodnego w naszej komunikacji, energetyce, rolnictwie i t. d. Pisano, że obecna, jakże ograniczona, działalność inwestycyjna w tej dziedzinie nietylko, że nie usunie tego zaniedbania, ale je pogłębi w stosunku do szybko rozwijających się innych gałęzi naszej gospodarki. Wyszło odpowiednio wnioski na II Kongresie Techników, przesyłano memoriały i t. d.

Ale z jednej rzeczy nie zdaliśmy sobie jeszcze, moim zdaniem, dostatecznie sprawy, a mianowicie, że dla przeprowadzenia tak wielkiego dzieła jak przekonanie sfer rządowych i opinii publicznej o znaczeniu czynnika wodnego dla Państwa, nie wystarczą wysiłki poszczególnych jednostek, chociażby ożywionych najlepszą wolą i energią.

Do tego trzeba organizacji i to masowej organizacji.

Trzeba silnego, jednego stowarzyszenia wszystkich „wodziarzy” bez względu na branżę, w jakiej są zatrudnieni. Czyż elektrycy nie pracują w najrozmaitszych przemysłach i różnych specjalnościach, a po-

mimo to są skupieni w SEP-ie, bo łączy ich przedmiot pracy — elektryczność. Tak samo my, bez względu na to, czy pracujemy w rolnictwie, komunikacji, wodociągach czy w energetyce mamy wszyscy do czynienia z wodą.

Pragnę przeto poddać dyskusji na łamach „Gospodarki Wodnej” projekt utworzenia „Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Wodnych w Polsce”, oczywiście w ramach NOT-u.

Cele tego stowarzyszenia winny być, moim zdaniem, następujące:

1) Poprawa gospodarki wodnej w Polsce przez wzmoczenie inwestycji i ulepszenie eksploatacji.

2) Podnoszenie poziomu wiedzy technicznej wśród członków SITW.

3) Wzrost kadr inżynierów i techników wodnych.

Cele te możnaby osiągnąć za pomocą szerokiej, zorganizowanej propagandy spraw wodnych w społeczeństwie, rozwoju czasopisma „Gospodarka Wodna”, referatów, kursów i wycieczek w kraju oraz zagranicę, szerzeniem zamiłowań dla gospodarki wodnej na uczelniach i t. p.

Polskie transporty wodne na drodze do racjonalnego rozwoju

Ukazanie się na rynku księgarskim I tomu dzieła: „Drogi Wodne” (praca zbiorowa pod redakcją Inż. T. Tillinger), w serii wydawnictw technicznych Ministerstwa Komunikacji, stanowi ważne wydarzenie, gdyż nareszcie daje solidną, bo naukową podstawę do rozwoju komunikacji wodnej i budownictwa z nią związanego. Dzieło to będzie stanowić nieoceniony podręcznik dla każdego, mającego styczność ze śródlądowymi transportami wodnymi.

Aby to ocenić, należy zdać sobie sprawę, że przygotowanie pracowników do służby w dziale dróg wodnych wykazywało pewne braki. Programy polskich politechnik i szkół technicznych posiadały w okresie międzywojennym dotkliwą lukę, a mianowicie, dając dostateczne wiadomości o budowlach na drogach wodnych, nie wspominały (lub tylko przelotnie) o ruchu na tych arteriach komunikacyjnych. Ruch ten w porównaniu z innymi rodzajami transportu śródlądowego ma swoje specyficzne właściwości, a co za tym idzie i wymogi. Ta luka sprawiała, że młody inżynier, wychodząc do służby na drogach wodnych, mimo swego chlubnego dyplomu nie posiadał najprymitywniejszych wiadomości o zakresie swej pracy, nawet takich, jakie posiada każdy niższy funkcjonariusz w tym dziale, wobec czego musiał nabywać je dopiero w trakcie służby. Stan ten był w wysokim stopniu niekorzystny, gdyż Państwo, dając wyższe uposażenie pracownikom z akademickim, względnie średnim wykształceniem, musiało ich jeszcze dłuższy czas szkolić praktycznie, a co gorzej, taki pracownik, popełniając w okresie szkolenia nieuniknione błędy, narażał Skarb Państwa na bardzo nieraz poważne straty. Brak wiadomości z zakresu wykonywanej służby, a przede wszystkim terminologii żeglarskiej, obniżał autorytet inżynierów i techników wobec podwładnego personelu i żeglarzy.

Sytuacja stała się tym więcej drastyczna, a nawet wręcz paradoksalna, skoro powstały u nas, najpierw prywatne, a obecnie państwowe szkoły żeglugi śródlądowej o typie licealnym. Inżynier-hydrotechnik jest w trudnej sytuacji, skoro nie mając do tego przygotowania musi ze swego urzędu egzaminować żeglarzy-praktyków lub elewów wspomnianych szkół, celem udzielenia im „patentu żeglarskiego”, nadzorować ich czynności w służbie lub zawodzie oraz wykonywać inspekcję żeglugi. W razie nieszczęśliwego wypadku na drogach wodnych (tzw. awarii) do inżyniera należy orzecznictwo kto ponosi winę oraz określenie rozmiaru szkód; gdy to nie jest należycie fachowo ujęte, prowadzi nieuchronnie do ciężkich sporów i procesów. Inżynier-hydrotechnik w służbie na drogach wodnych musi także nadzorować warsztaty i stocznie, co bez pewnej dozy wiadomości fachowych nie może dać pozytywnych wyników.

Prócz administracji dróg wodnych otworzyło się obecnie nowe pole pracy dla inżynierów i techników wodnych: Żegluga Państwowa. Zlikwidowanie drobnych firm żeglugowych o charakterze spekulacyjnym, zatrudniających niefachowców, lub conaj-

wyżej fachowców-praktyków i utworzenie jednego państwowego przedsiębiorstwa, stwarza zapotrzebowanie na pracowników z odpowiednim cenzusem wykształcenia i to nie budowlanego, ale techniczno-żeglugowego.

Polska ma z krajów środkowo-europejskich najlepsze przyrodzone warunki dla rozwoju dróg wodnych, natomiast żegluga śródlądowa jest u nas na najniższym poziomie. Niezadawalający stan śródlądowej komunikacji wodnej winien zmienić się w najbliższym czasie; dokonać tego mogą tylko pracownicy posiadający odpowiednie wiadomości.

Powyższe motywy kierowały zapewne inicjatorami wydawnictwa „Drogi Wodne”, jak również, mając je na uwadze, Politechnika Gdańska wprowadziła już w roku akademickim 1946/47 na oddziale wodnym Wydziału Inżynierii wykład „Eksploracja dróg wodnych”, o następującym programie: 1) żegluga śródlądowa — wiadomości wstępne i historyczne, właściwości przewozów wodnych w porównaniu z innymi rodzajami komunikacji, porównanie przydatności poszczególnych rodzajów dróg wodnych, locja rzeczna, jezdnia (nurt), wytyczanie i oświetlanie, oczyszczanie i pogłębianie szlaku oraz inne sposoby powiększania głębokości tranzytowej, tabor pływający śródlądowy, teoria pływania, opory i doświadczenia laboratoryjne, pływanie po sztucznych i naturalnych drogach wodnych pojedynczych statków, holowanie z brzegu i jazda pod żaglem, pociągi holownicze (zestawianie, praca holownika, szybkość poruszania się), inne sposoby wykonywania transportu, awarie i doraźne naprawy; 2) administracja i gospodarka — żeglarze śródlądowi i ich kwalifikacje, administracja dróg wodnych śródlądowych, ustawodawstwo, przepisy i regulaminy, opłaty żeglugowe, pomiarowanie i klasyfikacja statków, statystyka ruchu statków i towarów, koszty ruchu, przedsiębiorstwa żeglugowe, strona prywatno-prawna i handlowa transportów wodnych, stocznie i warsztaty; 3) uzupełnienia — spław i fli-sacy, przewozy między brzegami, łączność na drogach wodnych, akcja przeciwpowodziowa na drogach wodnych, ze szczególnym uwzględnieniem lodolamania.

Przedmiot ten stanowi konieczne dopełnienie wiadomości o drogach wodnych, analogicznie jak na oddziale komunikacyjnym nie da się ograniczyć przygotowania fachowego do przedmiotu „Budowa Kolei” bez wykładu „Kolejnictwo”.

Wprowadzenie wykładu eksploatacji dróg wodnych nie rozwiązało całkowicie zagadnienia, gdyż absolwenci Politechniki Gdańskiej stanowią tylko część młodego narybku inżynierskiego; ponadto wobec atrakcyjności budownictwa morskiego mały tylko procent poświęca się pracy na drogach wodnych śródlądowych. Co ważniejsze, pozostaje cała plejada inżynierów przedwojennych, zajmujących kierownicze stanowiska, którzy potrzebują uzupełnienia i pogłębienia swych wiadomości nabywanych drogą praktyczną, a więc z natury rzeczy niesystematycznych. Polska literatura techniczna nie posia-

dała dotychczas takiego dzieła; Matakiewicz „Żegluga Śródlądowa” mimo obiecującego tytułu tylko pobieżnie omawia sprawy ruchu żeglownego; większość jej treści stanowi opis urządzeń na drogach wodnych, a więc problemy budowlane. Dopiero ukazanie się dzieła „Drogi Wodne” stawia sprawę na odpowiedniej płaszczyźnie i daje wykładowi eksploatacji dróg wodnych niezbędne podparcie, jest on bowiem nową dyscypliną, która z natury rzeczy nie może być zbudowana jednostkowym wysiłkiem, ale wymaga współpracy wszystkich znawców tego przedmiotu, jak to ma miejsce w omawianym dziele zbiorowym. To też stanowi ono będzie dla studentów nieodzowny podręcznik, jak również nieodłączne vade mecum dla wszystkich inżynierów, którzy nie mieli sposobności odbyć odnośnych studiów.

Fakt, że dzieło „Drogi Wodne” ma służyć szerokiemu ogółowi techników i nietekników — gdyż winni korzystać z niego w dużej mierze pracownicy Państwowej Żeglugi, sfery gospodarcze, rządowe i samorządowe mające styczność z transportami wodnymi — podyktował jego układ, odmienny nieco od programu wykładu na politechnice. Mianowicie, zainteresowany znajdzie tam compendium potrzebnych gałęzi wiedzy, z których zamieszczono w I tomie: hydroaulikę, hydrologię i hydrometrię, stanowiące osobne przedmioty naukowe. Nie mniej przy jasnym i praktycznym ujęciu, uwzględniającym najnowsze zdobycze wiedzy w tej dziedzinie, są one cenną pomocą do przypomnienia sobie i uzupełnienia nabytych wiadomości, a dla nietekników — niezastąpionym ich źródłem. To samo da się powiedzieć o projektowanych w tomach II i III rozdziałach jak: regulacja rzek, zabudowa górskich potoków, kanały, kanalizacja rzek, wykorzystanie energii wodnej, jazy, śluzy, zapory, siłownie wodne, zbiorniki, porty śródlądowe. To zebranie — podobnie jak i w dziełach zagranicznych — wiedzy budowlanej odnośnie dróg wodnych, choć bardzo pożyteczne i cenne, przy ograniczonym z natury rzeczy rozmiarze wydawnictwa nie mogło być uskutecznione inaczej, jak na koszt najistotniejszej jego treści: o ruchu i gospodarce na drogach wodnych.

Podobnie jak rozwijający się ruch samochodowy wywołał budowę autostrad, a nie odwrotnie, tak trzeba dolożyć starań, aby nasz ruch żeglugowy, stojący na zaskakująco niskim poziomie dorównał poziomowi zagranicznemu. Nie trzeba dowodzić, że autostrada lub linia kolejowa, na której nie odbywałby się ruch lub tylko w nieznacznych rozmiarach, byłaby nonsensem ekonomicznym; tak samo zamrażaniem dużych funduszy publicznych jest regulowanie rzek w łącznie dla żeglugi, budowa sztucznych dróg wodnych, — jeżeli równolegle nie postępuje rozwój taboru żeglugowego, doskonalenie techniki żeglarskiej, organizowanie transportów wodnych, słowem należyta eksploatacja dróg wodnych. Bardzo pouczającym i zachęcającym jest w tej dziedzinie przykład ZSRR, gdzie transporty wodne są na wysokim poziomie, tak że co do regularności nie ustępują ruchowi kolejowemu.

Kto ma wykonać to zadanie? Pionierem musi być pracownik państwowy. To też oddanie mu doraźnego dzieła naświetlającego zadania gospodarki wod-

nej i sieci komunikacyjnej, wprowadzającego nową u nas wiedzę: „Locja rzeczna” (rozdział III), dalej omawiającego najważniejsze problemy administracji dróg wodnych i żeglugi, zawierającego po raz pierwszy u nas ujętą naukę o taborze pływającym śródlądowym i wreszcie treściwy, ale wprowadzający w sposób jasny i wystarczający do praktyki rozdział VI: „Opory ruchu i koszty przewozów na drogach wodnych” — czyni go zdolnym do sprostanienia temu ciężkiemu, choć zaszczytnemu zadaniu.

Tom I dzieła „Drogi Wodne” uzupełnia rozdział VII, traktujący o europejskiej sieci dróg wodnych ilustrowany mapą; rozszerza on horyzonty czytelnika i nasuwa przez analogię wiele pomysłów, zatem ma znaczenie nie tylko ogólnokształcące, ale i praktyczne. Zwięzły i jasny układ tego rozdziału, a natomiast wprowadzenie w jak najszerszym zakresie wiadomości o polskich drogach wodnych, czyni zbędnym studiowanie innych dzieł w tym przedmiocie.

Jak już wspomniano, przewaga przedmiotów „budowlanych” w programie wydawnictwa sprawiła, że najistotniejsze i mające najdonioślejsze znaczenie jego rozdziały wypadły bardzo treściwie. Odnosi się to szczególnie do rozdziału III. Rozwijające się obecnie średnie szkolnictwo żeglugowe nie posiada podręczników, któreby stanowiły podstawę nauczania i jest zmuszone do posługiwania się w dziale locji, prowadzenia statków itd. skryptami, spisowanymi jako reminiscencja z wykładów rosyjskich szkół żeglugowych, a więc z konieczności zawierającymi pewne niedokładności, usterki językowe i nieustaloną terminologię. „Drogi Wodne”, jako redagowane na poziomie podręczników inżynierskich, nie nadają się może do bezpośredniego użytkowania przez uczniów szkół żeglugowych, którzy do tych szkół przychodzą z przygotowaniem 7 klas szkoły powszechnej, ale gdyby zawierały w dostatecznym zakresie wiadomości nawigacyjne oraz stronę organizacyjną, handlową i prawną transportów wodnych, mogłyby stanowić nieocenione źródło dla nauczycieli do opracowania wykładów i ćwiczeń.

Należy żywić nadzieję, że wydawnictwo „Drogi Wodne” wzbogaci się jeszcze o tom IV, zawierający wspomniane materiały, tym więcej, że Ministerstwo Komunikacji winno dać tę pomoc utrzymywanym przez siebie szkołom żeglugowym, co je dopiero postawi na należytych poziomach.

Na zakończenie należy podkreślić radosną zapowiedź obdarowania świata naukowego i technicznego słownikiem hydrotechnicznym. Nieustalona terminologia i słownictwo w tej dziedzinie stanowi od dawna odczuwaną powszechnie bolączkę. Dał temu wyraz Inż. S. Ihnatowicz w swym artykule w Nr 1 — 2 z 1949 r. „Gospodarki Wodnej”, który wymaga osobnego omówienia. Również reaktywowana w roku ubiegłym Komisja Słownictwa Morskiego zwróciła uwagę na to zagadnienie, kreując podsekcję dla żeglugi śródlądowej. Te i inne usiłowania, jakkolwiek dadzą niewątpliwie cenne przyczynki, nie rozwiążą sprawy, bo terminologia, która by zdała egzamin życia, może powstać jedynie w ośrodkach fachowych, opartych o odpowiednie szkolnictwo. Słownictwo morskie miało zadanie

ułatwione, gdyż ośrodkiem jego była — szczególnie przed wojną — Gdynia. W dziedzinie hydrotechniki i żeglarstwa śródlądowego brak takiego dominującego ośrodka, gdyż tak placówki zawodowe, jak i szkolne są rozsiane po całym państwie i podległe wpływom poszczególnych regionów. Jedyne ośrodkiem zdolnym zjednoczyć te rozproszone ogniska jest zespół opracowujący compendium wiedzy

w dziedzinie dróg wodnych i on tylko jest zdolny rozwiązać to doniosłe zadanie. Życzyłoby tylko należało, aby ten słownik objął jak najwięcej terminów żeglarskich, aby raz już zniknęły takie kompromitujące germanizmy jak: buhta, bumsztag, buchłada, dychtowań, ryza itp., pokutujące w tak poważnym nawet wydawnictwie jak Przewodnik Żegluga Śródlądowej z roku 1936.

ZAGADNIENIA PRAKTYCZNE

INŻ. ZDZISŁAW KORNACKI

Taśmowa produkcja materaca jednowarstwowego na warsztacie pływającym

Próba zastosowania materaca jako budowli regulacyjnej, podnoszonej stopniowo w miarę zasypywania materaków przez rzekę rumowiskiem, zamiast dotąd stosowanej budowli faszynadowej — wypadła pomyślnie.

Dzięki temu systemowi, przy którym w o wiele większym stopniu jak dotąd współpracuje z człowiekiem rzeka, Państwo uzyska ogromne oszczędności. Oszczędności te można jeszcze powiększyć przez zmianę produkcji materaków, jak również przez przystosowanie ich budowy do roli, jaką obecnie mają spełniać.

Materace faszynowe wyrabiane są obecnie na lądzie, na specjalnie przygotowanej pochylni, z której po wykonaniu zsuwane są do wody, a następnie przeholowywane na miejsce utopienia i tam topione.

Najczęściej spotykane wymiary tych materaków to — 10×8 i 10×6 m. Poza tymi wymiarami wyrabia się jeszcze materace o wymiarach 10×10 m i 10×4 m. Grubość materaków najczęściej wynosi 70 cm, a z płotkiem 100 cm, rzadziej 30 — 35 cm, a z płotkiem 60 — 65 lub 100 cm.

Dotychczasowe wykonywanie materaków i budowa z nich tam regulacyjnych ma następujące wady:

1) Wymaga budowania pochylni i montowania warsztatów do budowy materaków co kilkaset metrów. Jedna pochylnia służy bowiem zaledwie do wykonania materaków na 2 — 3 tamy, po czym trzeba budować nową i przenosić się na miejsce bliżej położone budowanych tam. Wprawdzie można spławiać materace i na większą odległość, ale wtedy konieczny jest holownik.

2) Nie pozwala do dojścia do wprawy robotnikom wykonywującym materace. Obecnie materac jest wykonywany przez grupę, liczącą najczęściej 10 robotników, z których tylko kiszkarze (przygotowujący kieszki faszynowe) wykonywują jedną i tę samą pracę. Reszta robotników wykonywuje pochylnię, montuje warsztat, rozbiera go i przenosi na inne miejsce, a przy wykonywaniu samego materaca układa kieszki dolne, wiąże je, zakłada druty ściągające, ściele faszynę, kładzie górne kieszki, wiąże druty ściągające, zabija paliki, plecie płotki i spuszcza materace na wodę. Jeżeli do tego dodać, że często jeszcze do-

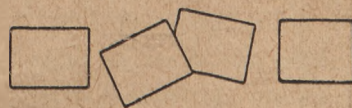
nosi kieszki i faszynę na słanie, to widać, że tych czynności jest zbyt dużo, by dojść do dużej wprawy i przyspieszyć wykonanie materaca.

3) Topienie materaca wymaga pogody bezwietrznej, a w każdym razie znosi wiatr tylko niewielki, gdyż inaczej trudno naprowadzić materac bez holownika na właściwe miejsce zatopienia. O taką zaś pogodę trudno na Wiśle, szczególnie na wiosnę i na jesieni.

4) Na skutek powyższego praca na lądzie przy wykonywaniu materaków uzależniona jest od pogody. Niezatopione bowiem materace nie mogą stać dłużej na wodzie przy brzegu, jak zaledwie parę dni, bo na skutek nasiąkania faszyny materaca i osadzania się na niej namułu z przepływającej między nią wody, zaczynają tonąć. Wtedy nie tylko nie przedstawiają już żadnej wartości, ale jeszcze, kiedy to stanie się w nieodpowiednim miejscu, wymagają dodatkowej roboty — rozebrania ich.

Aby więc niezatopione materace nie gromadziły się pod brzegiem w oczekiwaniu na odpowiednią pogodę (gdy dłużej jej nie ma), trzeba przerywać wykonywanie materaków na lądzie.

5) Przy najostrożniejszym topieniu materaków i to nawet przy pomocy holownika, nie można tak zatopić materaków obok siebie, by tworzyły one jedno pasmo. Z reguły są one na dnie względem siebie poprzesuwane, czasami zachodzą na siebie lub two-



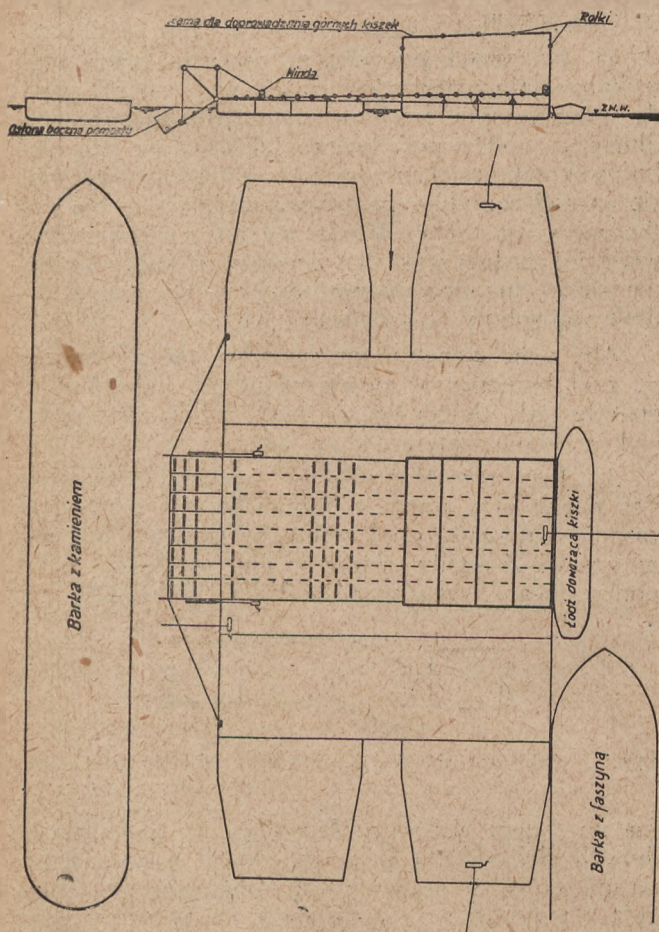
Rys. 1. Schemat układania się materaków na dnie rzeki.

rzę zbyt duże przerwy. Powoduje to wytworzenie dużych chyzności wody w przerwach między materacami, co może spowodować podkopanie materaca, że ten wywróci się i pozbywszy się balastu przesunie po dnie, a nawet, co też się zdarza, wypłynie kilka czy kilkadziesiąt metrów poniżej miejsca zatopienia. Ułożenie zaś kilku materaków „za wodą” może być przyczyną wręcz odwrotnego skutku, jakiego oczekujemy od tamy, to jest pogłębiania się zamiast

spływania w tym miejscu rzeki i zmarnowania całego wysiłku i kosztów.

6) Samo wykonanie materaca nie odpowiada jego obecnemu zastosowaniu, jako tamy regulacyjnej. Kiedy materac był używany tylko jako fundament pod budowlę, lub kiedy miał służyć jako zabezpieczenie budowli, — jego sztywność, spowodowana skrzyżowaniem czterech warstw faszyny, była jego zaletą. Dzięki niej był łatwiejszy w podholowywaniu na miejsce zatopienia, jak również w samym zatapianiu, a jako fundament pod budowlę pod jej ciężarem przystosowywał się do profilu dna, gdy zaś służył jako ochrona, zwykle był tak obciążony dodatkowym narzutem z kamienia, że pod jego ciężarem też układał się na powierzchni budowli, którą miał chronić. Kiedy jednak zaczęliśmy stosować materac jako tamę podwodną, jego sztywność jest mankamentem. Jest on bowiem tylko na tyle obciążony aby utonął i leżał na dnie, a wobec tego przy natrafieniu na dno nierówne nie przylega do niego. Chyżości wody w lukach powstałych w ten sposób mogą popsuć nam budowlę, lub zamiast spłynąć — pogłębić dno.

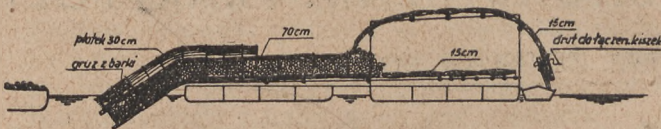
Wydaje mi się, że usunąć wyżej wymienione wady można przez wykonywanie materaca jednowarstwowego, tylko z kiszkami podłużnymi, sposobem taśmowym na warsztacie ruchomym, pływającym i natychmiastowe zatopienie taśmy materaca, opuszczanej na wodę z warsztatu.



Rys. 2. Pływający warsztat do produkcji materaca.

Zasadniczą częścią takiego warsztatu, jak to widzieć z jego schematycznego rysunku, byłaby pochyl-

nia zbudowana na pokładzie dwóch połączonych obiektów (barek lub galarów), mająca niewielkie nachylenie. Stałe rolki tej pochylni umocowane są osiami w belkach ułożonych w odstępach metro- wych. Z tej pochylni materac będzie posuwał się na pochylnię o nachyleniu zmiennym (regulowanym w zależności od głębokości), po której będzie się staczał do wody. Przy opuszczaniu tej pochylni będzie otrzymywał balast z barki obok stojącej. Nad częścią pochylni stałej znajduje się rusztowanie, po rolkach którego będą się toczyć górne kieszki materaca lub drut.



Rys. 3. Szczegół produkcji materaca.

Wykonanie materaca np. 6-metrowej szerokości na tym warsztacie odbywałoby się w następujący sposób:

Najpierw I grupa — układaczy kieszek — układa 7 kieszek o długości około 20 m każda i co 1 metr na kischkach zakłada strzemiona z drutu 3 mm, które przywiązuje do palików 1 m długich, wetkniętych pionowo w kischki.

Gdy I grupa z zakładaniem strzemion oddali się na około 5 m od początku materaca, przystępuje II grupa — ściółkarzy, która układa na kischkach na poprzek wiązki faszyny, jak najbardziej ściśle.

Kiedy z kolei II grupa oddali się na około 5 m, przystępuje do pracy III grupa — wiązaczy, która układa na faszynie kischki górne, toczące się po rolkach rusztowania, ażeby nie przeszkadzały ściółkarzom, i ściąga je strzemionami, uprzednio przygotowanymi przez I grupę.

Kiedy grupa III odsunie się na około 2 m, przystępuje do pracy grupa IV, która zabija paliki w materac poprzez górne kischki. Na palikach tych wplata płotki grupa V — płotkarzy, idąca bezpośrednio za grupą IV.

Teraz już gotowy materac stacza się do wody, gdzie jest obciążony kamieniem przez VI grupę — zatapiaczy. Połowa tej grupy rzuca kamień na materac schodzący z pochylni, a połowa — z drugiej strony barki — na materac już zanurzony.

Ponieważ płotki wypłata się co 2 metry, materac winien być przesuwany do wody odcinkami 2-metrowymi. Przesuwanie będzie wykonywała grupa VII — windziarzy, przy pomocy lin zakotwionych lub uwiązanych do pali zabitych przez VIII grupę — kotwiarzy.

Poza tymi grupami pracują jeszcze na lądzie: grupa IX — kischkarzy wykonywująca kischki i grupa X — podawczy kieszek, która te kischki donosi do warsztatu i wiąże je z kischkami leżącymi już na warsztacie.

Żeby praca była zsynchronizowana, dla wykonania 100 mb materaca elastycznego systemem taśmowym w ciągu 8 godzin, poszczególne grupy powinny liczyć następujące ilości robotników:

I — układaczy kieszek	4
II — ściółkarzy	12
III — wiązaczy	4

IV — kołkarzy	3
V — płotkarzy	6
VI — zatapiaczy	12
VII — windziarzy	4
VIII — kotwiarzy	4
IX — kiskarzy	7
X — podawaczy kiszek	4
Razem	60 robotników

Jeżeli do tego dodamy jeszcze 1 majstra i 1 robotnika, obsługującego łódkę, to otrzymamy grupę 62 ludzi, którzy mogą wykonać i utopić 100 mb materaca 6 m szerokości w ciągu 8 godzin.

Korzyści, jakie uzyskujemy przy tym sposobie budowy, to:

1) Usuwamy wszystkie poprzednio wyliczone wady obecnego systemu.

2) Specjalizujemy grupy, przez co zwiększamy ich wydajność.

3) Zmniejszamy ilość potrzebnych obiektów pływających, bo jeżeli obecnie jedna kotwiarka topi nam 10 mb materaca w czasie 5,5 godzin, to przy tym systemie 1 kotwiarka utopi ca 70 mb materaca.

4) Dzięki większemu zużyciu kamienia do topienia na jednym placu budowy ca 120 m³ w ciągu 8 godzin (obecnie ca 15 m³), nie będzie zachodziła potrzeba wyładowania dowożonego kamienia na brzeg, aby go potem jeszcze raz ładować na baty i wywozić do topienia, a będzie można bezpośrednio z nadchodzących barek wyładowywać go na materace. To samo dotyczy faszyny, która będzie mogła być wbudowywana bezpośrednio z barki w materac.

5) Zmniejszamy ilość potrzebnych majstrów oraz techników i ułatwiamy dozór roboty. Obecnie, żeby wykonać 100 mb materaca i utopić go — potrzeba 6 grup pracujących w odległości kilkuset metrów, a czasem i ponad kilometr jedna od drugiej.

Potrzeba wtedy przynajmniej 2 majstrów, którzy mają trudny dozór w tych warunkach.

Przy nowym systemie, grupa złożona z 62 ludzi pracuje na przestrzeni kilkudziesięciu metrów i jeden majster daje sobie doskonale radę.

6) Uzyskujemy dzięki zwiększeniu wydajności znaczne zmniejszenie kosztów wykonania 1 m² materaca.

Obecnie grupa złożona z 10 ludzi wykonywuje 1,5 materaca 10 × 6 m w ciągu 8 godzin; druga grupa 10 ludzi topi ten materac przeciętnie w ciągu 8 godzin (3 materace na 2 dni). Na jednego robotnika przypada:

$$1,5 \times 10 \times 6 : 20 = 4,5 \text{ m}^2 \text{ na 8 godzin,}$$

przy nowym systemie przypada:

$$100 \times 6 : 62 = 9,6 \text{ m}^2 \text{ na 8 godzin.}$$

Jeżeli dodamy do tego oszczędności jakie wypływają z p. 4 i 5, to widać, że na robociznie powinniśmy uzyskać przy tym systemie dużo ponad 50% oszczędności. Będziemy więc mogli wykonać regulację Wisły o wiele taniej i o wiele sprawniej.

Zmechanizowanie produkcji taśmy materacowej niewątpliwie dałoby pod tym względem jeszcze lepsze rezultaty i dlatego w P. P. R. K. (Państwowe Przedsiębiorstwo Robót Komunikacyjnych) już pracujemy i nad tym zagadnieniem.

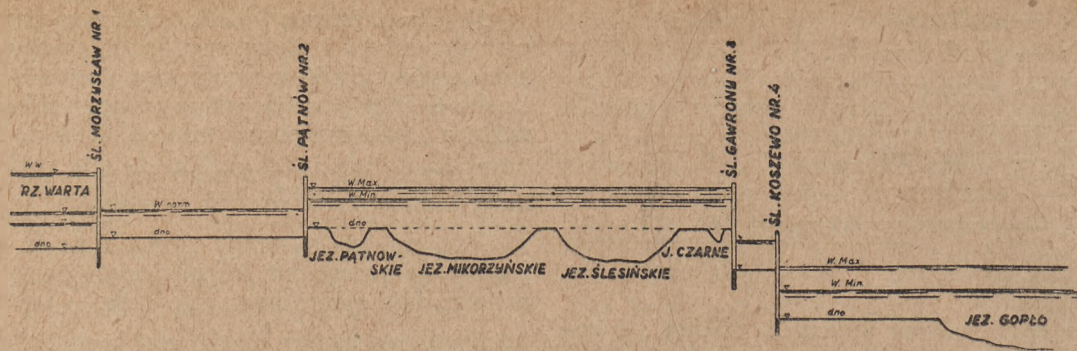
INŻ. STANISŁAW RAWA

Budowa kanału Warta — Gopło w okresie powojennym

Kanał łączący Wartę z jez. Gopło, a dalej przez skanalizowaną Notec Górna i kanał Bydgoski — z Wisłą, w skróceniu zwany kanałem Warta—Gopło, stanowi najkrótsze połączenie dla części Wielkopolski i Kujaw z Wisłą i zespołem portowym Gdańsk—Gdynia, z drugiej zaś strony stanowi część składową przyszłej wielkiej magistrali wodnej Śląsk—Porty ujścia Wisły, zwanej „Kanałem Węglowym” rozględnie „Centralnym”. Projektem tej wielkiej i o kapitalnym dla Polski znaczeniu magistrali wodnej interesuje się od kilku dziesiątków lat wielu naszych hydrotechników. Prawie wszyscy z nich wskazywali na konieczność wyzyskania szeregu jezior pochodzenia polodowcowego, między zlewnią Warty i Noteci, na północ od Warty pod Koninem i połączenia ich z największym z tych jezior, Gopłem, które oddawna już połączono przez skanalizowanie Górnej Noteci z Wisłą.

Początkowo, w związku z ograniczonymi kredytami, Kierownictwo miało za zadanie wykończyć pierwszy odcinek kanału, by w ten sposób umożliwić transporty materiałów (kamień, żwir, faszyna, cement, żelazo itp.) potrzebnych do budowy śluz, mostów i umocnień brzegowych na dalszych odcin-

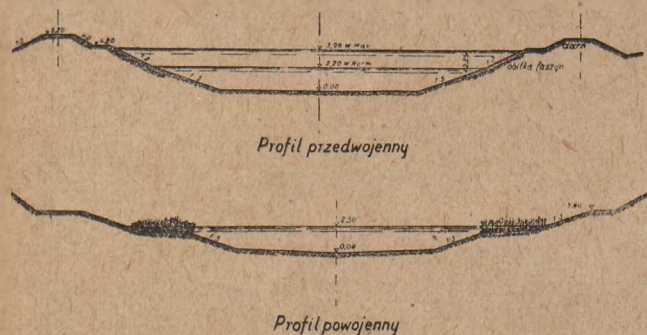
kach kanału. W pierwszym rzędzie przystąpiono więc do bagrowania namulisk, usuwania wraków, umocnień brzegowych oraz do pobudowania pierwszych trzech mostów. Wszelkie roboty ziemne i bagrownicze na kanale wykonano sposobem gospodarczym, zaś budowę śluz i mostów oddano z przetargu przedsiębiorstwom.



Rys. 1. Profil podłużny kanału Warta — Gopło.

Roboty brzegowe. Przed wojną, w myśl szczegółowego projektu, na odcinku kanału, między Morzysławiem a mostem w Laskówcu, zastosowano przekrój kanału o skarpach nadwodnych 1:2 i podwodnych 1:3. Celem zabezpieczenia skarp przed działaniem fal, wg tegoż projektu, na wysokości 0,5 m pod wodą i 1,5 m nad wodą ubezpieczono je przy pomocy wyściółki faszynowej, przybitej kiskami ze świeżej w. kliny. Ten rodzaj ubezpieczenia jednak nie zdał egzaminu, gdyż w przeciągu 5 lat wojny fale (od posuwających się holowników, a szczególnie benzynowych motorówek) stopniowo wypływały ziemię z pod wyściółki, a następnie w niektórych partiach zniszczyły kompletnie brzegi, zamulając kanał wypłukanym materiałem. Główną przyczyną zniszczenia brzegów kanału były zbyt strome skarpy.

Po wojnie zastosowano inny przekrój, o nieco łagodniejszych skarpach z podwodnymi ławeczkami.

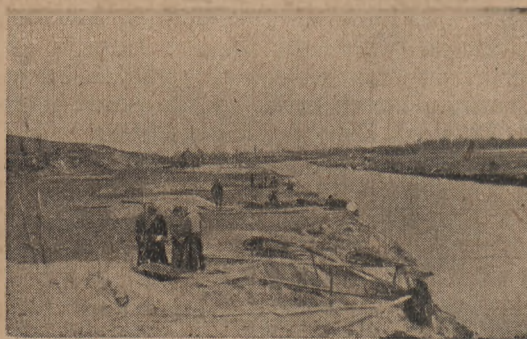


Rys. 2.

mi. Ławeczka taka, to n'c innego jak naśladownictwo natury: można ją zaobserwować w linii brzegów na wszystkich głębszych rzekach i w jeziorach. Szerokość tej ławeczki i poziom jej założenia zależy od wysokości fali, inaczej od przestrzeni falowania. W naturze, określana wyżej ławeczka wytwarza się właśnie dzięki pracy fal. Działanie ubezpieczające tej ławeczki tłumaczy się tym, że zanim wytworzona na kanale fala dotrze do brzegu, zostaje prawie całkowicie zniszczona na przybrzeżnej mieliźnie. Celem jeszcze lepszego niszczenia energii fal, na ławeczkach sadi się takie rośliny, jak: rogozie, tatarak, trzcina itp.

Zdaniem moim, opisany wyżej sposób jest jedynym racjonalnym rozwiązaniem ubezpieczenia brze-

gów kanałów sztucznych z tym, że w miejscowościach gdzie spotyka się dużo kamienia, na ławeczkach zamiast sadzenia wymienionych roślin można dać luźny narzut z ostrokrawędziowych głazów, o średnicy (zależnie od wielkości falowania) nie mniejszej jak 30 cm. Typ przekroju z ławeczkami zastosowano na całej długości kanału, oprócz odcinka między Morzysławiem a mostem kolejowym w Laskówcu oraz między śluzą „Gawrony” a śluzą „Koszewo”. Ten ostatni odcinek przebiega częściowo w nasypie i przy zastosowaniu typu z ławeczkami, podrożyłoby znacznie roboty ziemne.



Rys. 3. Roboty brzegowe na kanale poniżej śluzy „Gawrony”.

Roboty brzegowe były prowadzone od sierpnia 1945 r. i mają być zakończone jesienią 1949 r. Prace są prowadzone ręcznie, systemem taczowania na odległość do 40 m. Zasadniczy ruch ziemi był tylko poprzeczny, a ewentualne odkłady pozostawiano zaraz za wałem możliwie w regularnych przyzmacach. Ruch podłużny ziemi starano się całkowicie wyeliminować, ze względu na większy koszt oraz z powodu braku odpowiedniego sprzętu. Tylko w paru koniecznych wypadkach zastosowano ruch podłużny do 150 m przy pomocy taczowania.

Przeciętne dzienne zatrudnienie w przeciągu 4 lat wahało się od 80 do 100 robotników.

Celem zilustrowania ilości wykonanych robót brzegowych oraz ich kosztów w latach 1945—1948, podano poniżej tabelaryczne zestawienie.

W powyższych kosztach całkowitych i jednostkowych wprowadzony jest tylko koszt robocizny, socjalne dodatki oraz koszt bezpośredniego nadzoru i stróży. Nie wliczono tu amortyzacji narzędzi ani kosztu ogólnej administracji.

Rok wykonania		1915	1946	1947	1948
Odcinek kanału		od km 2 + 272 do km 3 + 606	od km 3 + 606 do km 5 + 590	od km 5 + 590 do km 8 + 418	od km 24 + 321 do km 27 + 800
Wykop w kanale wraz z odwiezieniem ziemi na odległ. 20 m i wys. do 2 m (ruch poprzeczny)	m ³	12.239	63.048	19.341	51.216
	zł koszt 1 m ³	379.409	3.404.592	2.030.805	5.121.600
Nasy p wraz z ukopaniem ziemi, przewiez. do 50 m i rozplanowaniem (ruch podłużny)	m ³	—	—	—	14.186
	zł koszt 1 m ³	—	—	—	1.517.902
Plantowanie z przerzutem lub transportem ziemi taczkami do 70 m (ruch podłużny)	m ³	—	—	28.519	10.143
	zł koszt 1 m ³	—	—	1.910.773	862.155
Skarpowanie wg profili	m ²	9.573	35.340	28.320	41.179
	zł koszt 1 m ²	98.292	194.370	226.560	452.969
Plantowanie korony wałów	m ²	11.120	5.252	8.500	9.780
	zł koszt 1 m ²	55.600	47.2 8	85.000	195.600
Darniowanie skarp wraz z wycięciem, dowiezieniem, ułożeniem i przybiciem darniny kołkami	m ²	9.783	17.849	30.916	22.398
	zł koszt 1 m ²	88.047	525.470	1.267.556	1.119.900
Wyładowanie błota z szaland z odwiezieniem na odległość 70 m i wysokość do 1,5 m	m ³	—	—	3.368	—
	zł koszt 1 m ³	—	—	542.248	—
Różne roboty: usuwanie kamieni, poprawianie przepustów, układanie stopni na skarpach itp.	zł	216.158	64.918	404.158	—
Koszt całkowity Zużytych rob.-dni Koszt przypadający na 1 robotnika-dzień	zł	777.508	4.236.618	6.467.100	9.270.126
	zł	5.574	10.460	14.378	17.788
	zł	140	405	450	521

*) W gruncie torfowym i piaszczystym.

Z podanej powyżej tabeli wynika, że całkowity koszt robót brzegowych przypadający na 1 kilometr kanału, licząc oba brzegi, wynosił:

w roku 1945 — 584.000 zł
w roku 1946 — 2.135.000 zł
w roku 1947 — 2.830.000 zł
w roku 1948 — 2.660.000 zł.

Stalność cen jednostkowych za wykonane roboty brzegowe od roku 1946 do 1948 tłumaczy się tym, że równolegle ze wzrostem stawek, wzrastała wydajność robotnika.

Ubezpieczenia i zalesienia brzegów. W związku z zastosowaniem przekroju kanału z ławeczkami podwodnymi sadzono na ławeczkach tatarak i rogozia.

Przebieg tej roboty odbywał się następująco: grupa ludzi w liczbie 15—20 osób, ze specjalistą ogrodnikiem na czele, mając do dyspozycji barkę lub 2 większe pontony, 2—3 łodzie robocze oraz holownik, wyjeżdżała na pobliskie jeziora w poszu-

kowaniu tataraku i rogozia. Wybieranie sadzonek odbywało się przeważnie w zabagnionych płytkich miejscach, gdzie można z łatwością wyciągać rośliny z korzeniami. W ten sposób zdobyte sadzonki muszą być w następnych paru dniach wysadzone w terenie. Sadzenie odbywało się przy spuszczonej wodzie w kanale, tak by ławeczka była cała odkryta. Robotnicy, zaopatrzeni w buty gumowe i łopaty (sztychle), robią otwory w odstępach 40×40 cm, wsadzają w nie kłącza roślin oraz obciskają je nogami. Po obsadzeniu w ten sposób większej partii kanału podnosi się wodę, by zalała ona obsadzone ławeczki. Sadzenie rogozia i tataraku odbywa się zazwyczaj w maju. Przy sadzeniu roślin, można z powodzeniem użyć do pracy kobiet.

W powyżej opisany sposób przewiduje się umocnić oba brzegi kanału na całej jego długości za wyjątkiem paru odcinków (od Warty do mostu w Laskówcu, od jez. Ślesińskiego do km 23 + 350 i odcinka między śluzą „Gawrony” i śluzą „Koszewo”, gdzie zastosowano stary typ przekroju kanału.

Zestawienie ilości roślin rogozia i tataraku wysadzonych na ławeczkach kanału, z podaniem kosztów.

W latach	Na odcinku kanału km	Wysadzono	Na powierzchni	Koszt całkowity	Koszt jednostki	Ilość rob.-dni
		szt.	m ²	zł	zł/m ²	
1945	0+070—2+300	22.000 ¹⁾	—	6.947	—	162
1946	2+300—3+600	81.150	13.000	22.228	1,70	410
1947	3+600—5+600	120.820	20.000	72.670	3,63	406
1948	5+600—7+900	138.000	28.000	178.986	6,39	458

¹⁾ Uzupełnienie w miejscach, gdzie rośliny zginęły.

Na koszt całkowity składa się koszt robocizny ze wszelkimi dodatkami socjalnymi +3% nadzór techniczny +25% administracja + 2% zużycie narzędzi.

Powyżej linii wodnej skarpy są odarniowane lub obsiane trawą. W górnej partii skarp przewiduje się obsadzenie ich krzewami lub bylinami, korony zaś nasypów i odkłady zalesi się drzewami różnych gatunków, jak: topole, brzozy, jesiony, jarzębiny, klonny, akacje, dęby, buki, graby, świerki itp., a to zależnie od rodzaju gruntu.

W pobliżu śluz, gdzie pobudowano osady dla śluzowego i strażników, obsadzono brzegi kanału

dodatkowo drzewami owocowymi oraz krzewami porzeczek czarnych i czerwonych, agrestu, róży i różnymi krzewami ozdobnymi. W celu wyprodukowania większej ilości krzewów i drzew do obsadzenia wałów i pobrzeży całego kanału, Kierownictwo założyło 6-cio hektarową szkółkę, na wydzielonej przez Urząd Ziemiański działce, w pasie między jeziorem Mikorzyńskim a szosą Konin — Ślesin. W szkółce tej Kierownictwo wyhodowało i wysadziło w terenie około 300.000 drzew i krzewów.

Zalesienia w szkółce i w terenie oraz związane z tym koszty przedstawiają się następująco:

W latach		1945		1946	1947	1948
Odcinek kanału km		19+000—19+500 21+500—24+000		0+070—2+300 21+000—24+000	7+500—8+500 22+000—24+000	4+000—6+000 21+600—21+300 24+000—24+300
Nowo obsadzono		ha	8,5	4	2,28	6
Uzupełniono zadrzewień		ha	16	2	8	8
Wysadzono w terenie wzdłuż kanału Warta — Gopło	z własnych szkółek	szt.	—	—	121.456	150.227
	ze szkółek po okupancie	szt.	259.000	27.074	—	—
	zakupiono	szt.	—	36.926	4.386	—
	razem	szt.	259.000	64.000	125.842	150.227
Koszt całkowity zadrzewienia		zł	163.200	197.464	560.470	974.799
Koszt jednostkowy zadrzewienia ok.		zł/ha	13.050	43.700	72.000 ¹⁾	122.000 ¹⁾
Koszt jednostkowy uzupełnień zadrzewień ok.		zł/ha	3.260	10.900	32.800	34.200
Koszt utrzymania zalesienia		zł	44.202	87.908	267.472	150.276
Koszt ośrodków rolnych		zł	43.053	454.428	—	—
Koszt całkowity		zł	250.455	739.800	827.942	1.125.075

¹⁾ Koszty zadrzewienia wyraźnie zwiększyły się na skutek obciążenia ich kosztem założenia szkółki

Średnio na 1 ha sadzono 16.000 — 20.000 szt. drzewek. Oprócz zalesienia drzewami i krzewami, Kierownictwo założyło kilka plantacji wiklinowych i obsadza nieużytki (usypiska zrobione przez pogłębiarkę Smok III) wikliną z tym, że z czasem w miejsce jej przyjdzie zadrzewienie.

Wyniki obsadzenia wikliną podaje się w tabeli:

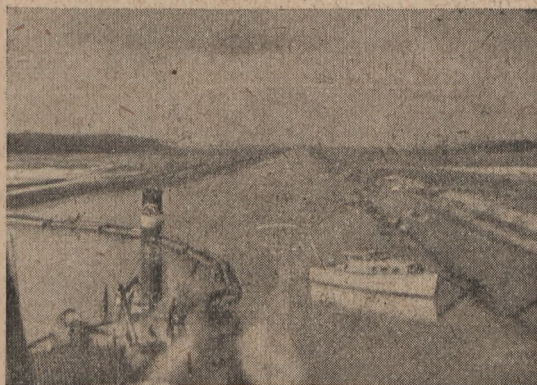
W latach	1945		1946	1947	1948
Odcinek kanału km	21 + 500 — 23 + 200		19+000—19+500 21+500—23+090	14+000—14+100	1+000—2+000 2+500—7+700
Wysadzono sadzonek wikliny	szt.	151.000	202.200	131.600	320.000
Na obszarze	ha	2,75	3,67	2,4	5,8
Koszt całkowity	zł	16.854	27.500	70.652	224.681
Koszt jednostkowy	zł/ha	6.129	7.493	29.438	38.738
Koszt utrzymania i cięcia	zł	26.587	57.148	314.686 ¹⁾	312.236
Koszty razem	zł	43.441	81.648	385.338 ²⁾	536.917

¹⁾ Koszt założenia nowej szkółki wraz z wykonaniem regulówki 1,5 ha ziemi.

²⁾ Dochodzi koszt utrzymania szkółki wikliny.

Ponieważ oba brzegi kanału od jez. Ślesińskiego do jez. Gopło były prawie kompletnie оголоcone z zalesień, już w okresie okunacji przystąpiono do zalesienia 28 ha poboczy, tj. od km 21.700 do km 24 + 200, partię zaś od km 24 + 200 do jez. Gopło Kierownictwo ma zamiar zalesić w granicach pasów wyłączeniowych, w najbliższych paru latach. Poza tym, by ocalić resztki drzewostanu, Kierownictwo zwróciło się do miejscowego Nadleśnictwa o wzięcie pod ochronę wszelkiego drzewostanu w pasie 7 km wzdłuż kanału.

Roboty bagrownicze. Roboty te można podzielić na: 1) pomocnicze, tj. usuwanie namulisk, wraków, wysepek kamiennych oraz torowanie drogi dla dużej nowoczesnej pogłębiarki „Gironde” (zwanej w dalszym ciągu „Smok III”), 2) zasadnicze — przy kopaniu kanału od jez. Czarnego km 24 + 100 do jez. Gopło.



Rys. 4. Pogłębiarka „Gopło” usuwa namuliska.

1) Roboty pomocnicze rozpoczęto w czerwcu 1946 r. używając do tych robót małej pogłębiarki „Gopło”, która ma urządzenie refulujące oraz wmontowany na pokładzie bagier chwytowy. Wydajność

jednak tej pogłębiarki była b. mała, tj. średnio 10 m³/godz., a w ciężkich ilach około 3 m³/godz.

Nie mając jednak innej, użyto ją początkowo w miejscach najbardziej zamulonych, a następnie do torowania drogi dla p/g „Smok III”. Pogłębiarka „Gopło” pracowała na kanale w 1946 i 1947 r. W tym czasie bagier na pierwszym odcinku kanału

pogłębiał miejsce zamulone: usuwał kamienistą wyspę powyżej mostu w Rudzicy, kopał pod mostem w Łężynie i Ślesinie, torując drogę dla p/g „Smok III” oraz rozkopywał korek Nr 1 w km 21 + 700, by umożliwić transporty materiałów budowlanych do śluz. w Gawronach i Koszowie.

Średni koszt wybagrowanego 1 m³ ziemi pogłębiarką „Gopło”, bez uwzględnienia amortyzacji maszyny i oprocentowania kapitału, wynosił:

w roku 1946 — 135 zł.

w roku 1947 — 145 zł.

Koszt ten kalkuluje się wówczas, gdy wybagrowana ziemia jest odwożona szalandami w miejsca głębokie i zatapiana. Jeżeli ziemię trzeba wywozić z szaland na ląd, wówczas cena wzrasta o 25 zł za 1 m³.

Pogłębiarka usunęła namulisk:

w roku 1946 7.562 m³

w roku 1947 12.690 m³

Razem 20.252 m³

W roku 1948 do torowania w drodze powrotnej p/g „Smok III” użyto wypożyczonej od P. Z. W. w Koninie małej pogłębiarki kubłowej „Ner”, której wydajność była jeszcze mniejsza, bo około 5 m³/godz. Wybagrowała ona w przeciągu 5-ciu miesięcy 1948 r. 2.843 m³ ziemi, zaś koszt wybagrowania 1 m³ kalkulował się 190 zł.

2) Do zasadniczych robót przy kopaniu ostatniego odcinka kanału użyto p/g „Smok III”. Już w zeszycie Nr 1 z 1947 r. „Gospodarki Wodnej” Inż. T. Borowy zapoznaje czytelnika z pogłębiarką — refulerem „Smok III” („Gironde”).

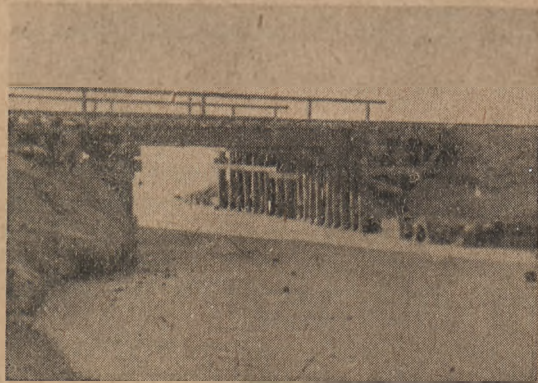
W uzupełnieniu tego artykułu chciałem dodać, że zanim pogłębiarka dotarła do końca jez. Ślesińskiego by rozpocząć swe śluzowanie, musiała uprzednio przebrnąć przez trzy bardzo niedogodne mostki. Wszystkie trzy mostki musiały być przebudowane.

wane, a kanał pod mostami poszerzony i pogłębiony przy pomocy mniejszej pogłębiarki.

Poważną trudność stanowiło, że przez dwa mosty przechodziła szosa oraz kolej wąskotorowa i przerwa w komunikacji nie mogła być dłuższa od 14 dni. Nie łatwą też sprawą było ustalenie dogodnego wspólnego terminu dla kolei, jak też dla Wydziału Drogowego oraz dla Kierownictwa budowy kanału.

P/g Smok III ma szerokość wraz z bocznym pływakiem 7,10 m, a ponieważ miała ona po wykopaniu kanału wracać tą samą drogą, światło przebudowanego mostu powinno było być odpowiednio powiększone.

P/g „Smok III” ma zanurzenie 2,20 m oraz kadłub o przekroju prostokątnym. By móc przeprowadzić tak głęboko zanurzony obiekt, Kierownictwo było zmuszone pogłębić kanał pod mostkami do głębokości 2,5 m, lecz nie mogła osiągnąć tej głębokości zaraz przy przyczółkach. Przepchanie się tak



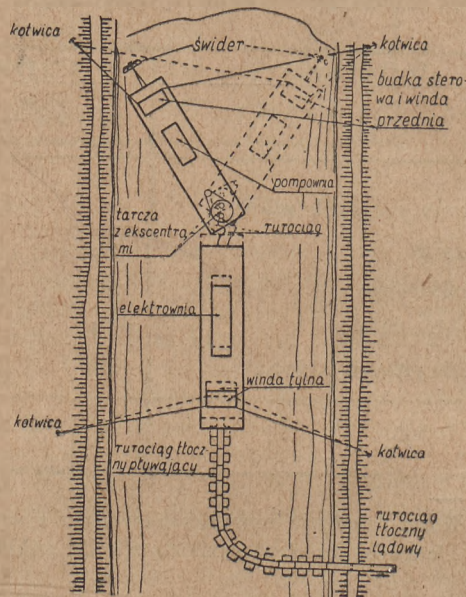
Rys. 5. Jeden z mostków po przejściu pogłębiarki „Smok III”.

potężnego refulera przez ciasne gardło było sprawą nie łatwą i tylko dzięki potężnej mocy (900 KM) w 4 windach motorowych pogłębiarka, czepiając się linami 40 centymetrowych pali przyczółka, przedostała się po wielu trudach pod mostem, posuwając się wprost centymetr po centymetrze, jak korek przez szyjkę butelki. Gdy przesondowano kanał po przejściu pogłębiarki, okazało się, że nigdzie pod mostem nie było większej głębokości niż 1,9 m, czyli pogłębiarkę o ciężarze 600 t przeciągnięto po dnie kanału, przy 20-centymetrowym jej wynurzeniu.

Całość refulera pogłębiarki „Smok III” składa się z dwu części: pierwsza część to ponton, na którym jest wmontowany świder, pompa ssąca, budka sterowa i przednie windy. Część druga — to podobny ponton z wmontowaną elektrownią i tylnymi windami. Wszelkie czynności bagra są wykonywane przy pomocy motorów elektrycznych, zaopatrzonych w samoczynne zabezpieczenia. Zasadniczymi częściami refulera są: świder, pompa ssąca oraz rurociąg tłoczny. Świder w postaci pięcioramiennej rozety (rys. 1) osadzony jest na osi przegubowej i to tak, że może wykonywać ruchy obrotowe celem krajania ziemi oraz ruchy w płaszczyźnie pionowej do kopania na żadaną głębokość (do 6 m pod wodą).

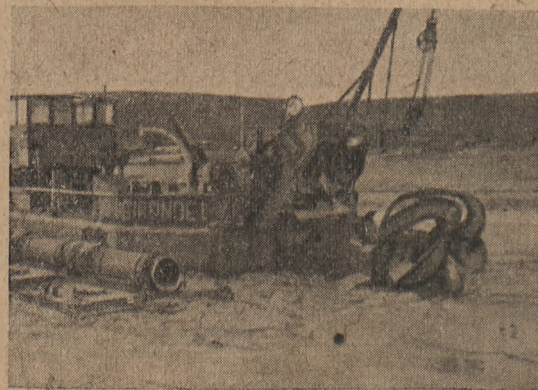
Poruszanie się świdra w płaszczyźnie poziomej odbywa się wraz z całym pontonem przy pomocy przednich wind i zakotwiczonych lin po obu brze-

gach kanału. Pierwszy ponton w swej części tylnej ma wmontowaną poziomą tarczę obrotową z dwoma ekscentrycznymi otworami. Przez te otwory na przemian wbija się w dno kanału, zawieszane na blokach, słupy żelazne (nogi) i, obracając tarczę, pogłębiarka może się posunąć o 1 m naprzód lub



Rys. 6. Schemat pogłębiarki „Smok III”.

wstecz (odstęp otworów w tarczy wynosi 1 m). Przy kopaniu pogłębiarka wykonuje ruchy wahadłowe (patrz załączony schemat) i posuwa się za każdym wahnięciem o 1 m naprzód. Pompa ssąca jest wykonana na wzór normalnej turbiny wodnej, z tym, że oprawa wirnika jest wyłożona blachami zamiennymi. Inne części także muszą być zapasowe ze względu na ich szybkie zużywanie się podczas pracy. Na przykład przy kopaniu w piaskach lub żwirach należy wymieniać niektóre części prawie co miesiąc. Rurociąg tłoczny, dochodzący zależnie od potrzeby do 1000 m długości, składa się z części pływającej, tj. stalowych rur na pontonach połączonych przegubowymi gumowymi złączami — oraz części lądowej, stałej, składającej się z 5-metrowych rur połączonych na uszczelki i śruby. Średnica rurociągu ssącego i tłoczno wynosi 500 mm.



Rys. 7. Pogłębiarka „Smok III” w okowach zimy 1946 — 47 r.

Ponieważ pogłębiarka nie posiada śruby do poruszania się o własnym napędzie, ma na stałe przy-

dzielony holownik o mocy 75 KM. Oprócz tego do taboru pogłębiarki należy ponton do przewożenia rur oraz cysterna samochod i cysterna pływająca o pojemności 120 t ropy.

Kopanie pogłębiarką odbywa się w ten sposób, że ziemia zruszona świdrem, zostaje zmieszana z wodą, tworząc mieszaninę konsystencji rzadkiego błota, które jest wysane przez wargi rury ssącej, znajdujące się pod świdrem. Błoto jest tłoczone pompą przez rurociąg tłoczny do miejsca odkładu. Przy kopaniu w żwirach i grubych piaskach nie ma większej trudności z umiejscowieniem odkładów, gdyż w miarę potrzeby można sypać do wysokości 10 i 15 m. O wiele gorzej przedstawia się sprawa z drobnymi piaskami, gliną piaszczystą i łem, a najgorzej z torfowym błotem, które rozlewa się na ogromnej przestrzeni, dochodzącej w niektórych wypadkach do 5 i 7 km. Przy kopaniu w żwirach, piaskach i glebach piaszczystych, można przyjąć, że odkłady, przy bardzo umiejętnym operowaniu blachami kierującymi, można uformować mniej więcej w kształcie wałów, grobli, przetamowań itp. Przy gruntach gliniastych i torfowych zasadniczo tracimy cały materiał stały, gdyż jest on unoszony razem z wodą i osadza się w bardzo cienkich warstwach, na dalekich rozlewiskach.

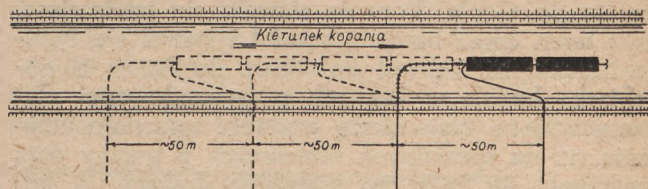


Rys. 8. Łączenie rurociągu tłoczego pływającego ze stałym.

Całą obsługę refulek należy podzielić na dwie zasadnicze grupy: a) grupa stałej załogi obsługująca samą pogłębiarkę i składająca się z 1 kapitana, 1 elektromechanika, 2 bagermistrzów, 2 mechaników do obsługi Diesla, 2 ludzi obsługi pompowni i 2 pokładowych; przy takim etacie można pracować na dwie zmiany po 10 godzin na dobę; b) załoga lądowa — składająca się z 2 przodowników i 2 partii robotników wykwalifikowanych po 15 — 50 osób na zmianę, zależnie od terenu i rodzaju gruntu.

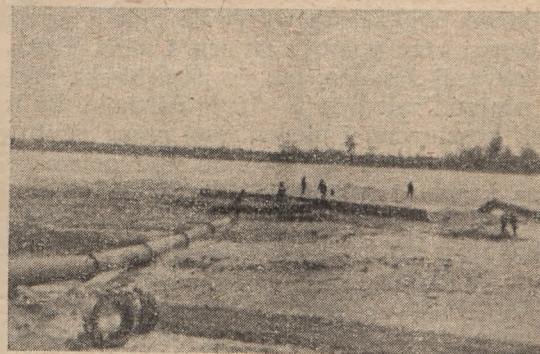
Trzeba zaznaczyć z całym naciskiem, że wydajność pogłębiarki w dużej mierze zależy od grupy lądowej, nie mówiąc już o doborze ludzi grupy pierwszej, pracujących na bardzo odpowiedzialnych

stanowiskach. Praca na łódzie winna być tak zorganizowana, żeby przerwy w kopaniu były li tylko w chwilach dołączania się do rurociągu stałego i nie powinny trwać dłużej jak 30 minut. Jeden tak zwany skok w kopaniu wynosi około 2 długości rurociągu pływającego (ogona) i równa się 50 m.



Rys. 9. Schemat pracy pogłębiarki „Smok III”.

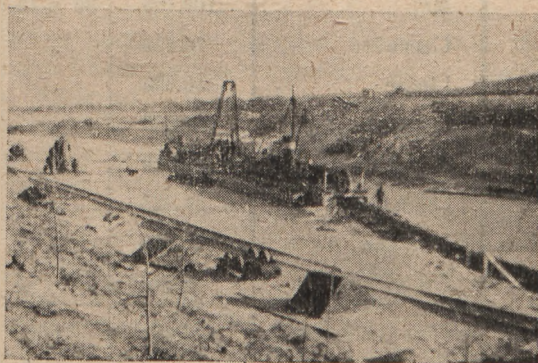
Aby osiągnąć tak pojętą ciągłość pracy, grupa lądowa musi być podzielona na 3 — 5 podgrupy, z których każda wykonuje osobną czynność. Np. jedna podgrupa rozmontowuje rurociąg stały, druga — transportuje rury, trzecia podgrupa układa je i montuje, zaś czwarta i piąta zajęte są przy operowaniu blachami lub robią wały ochronne, by wy-



Rys. 10. Operowanie blachami kierowniczymi przy refulowaniu do jez. Gopło.

zrzucone przez refulek „błoto“ nie wracało z powrotem do wykopanego kanału. Przy stosowaniu wyżej opisaney organizacji powinny być, na ok. 0,5 km przed refulem, ułożone rurociągi i usypane wały, tak że pogłębiarka może cały czas kopać, za wyjątkiem przerw przy dołączaniu się do rurociągów lądowych. Przy nieumiejętnej organizacji wydajność pogłębiarki gwałtownie spada, co niewspółmiernie odbija się na jednostkowym koszcie wybagrowanej ziemi.

Należy tu też zaznaczyć, że przy kopaniu kanałów pogłębiarką tego typu, trzeba się liczyć z wy-



Rys. 11. Pogłębiarka „Smok III” wiosną 1947 r.

sokimi odszkodowaniami za czasowe zalanie pobliskich terenów.

W kwietniu roku 1947 p/g „Smok III” po wizorycznym wewnętrznym remoncie ruszyła do właściwej swej pracy, tj. do kopania kanału od śluzy w Gawronach do jez. Gopło. W miarę posuwania się do Gopła, kopanie stawało się trudniejsze, gdyż teren coraz bardziej opadał i stawał się typowo bagiennym. Od wsi Antonowo do Przewozu pogłębiarka kopła w bagnach o wysondowanej głębokości 20 m. Największą trudność sprawiało układanie rur na specjalnych materacach z trzciny oraz poruszanie się ludzi po szerokich deskach z poprzecznymi poduszkami z trzciny lub faszyny wiklowej i leśnej. Refulowane „błoto” było wyrzucane poprzecznymi rurociągami na odległość 30—50 m od brzegu kanału. By zapobiec cofaniu się błota do kanału budowano podłużne tamy z trzciny koszojnej na miejscu lub z faszyny dowożonej samochodami.

Jednym z trudniejszych zagadnień było przekopanie się na przestrzeni około 500 m przez stare karczowiska dawnego lasu olchowego na bagnach. Początkowo pogłębiarka wyrwała pnie i wyciągała je na brzegi przy pomocy swoich 4 wind. Praca była nadzwyczaj żmudna, tak że pogłębiarka posuwała się naprzód zaledwie 5—10 m dziennie. By uniknąć tak kosztownej i niewydajnej pracy użyto sposobu podkopywania się świdrem pod pniami, poniżej dna kanału i zatapiania ich do wrytych jam. Pomysł był b. dobry i dzięki temu pogłębiarka jeszcze tego roku dotarła do Gopła. Kopanie kanału od Gawron do Gopła razem z pogłębianiem dna jeziora (8 km), trwało w czasie I.IV.—15.XII.47 r. Z tego wynika, że przeciętny postęp pracy pogłębiarki w stosunkowo dogodnych warunkach wynosił około 1 km kanału na miesiąc.

Trzeba jednak zaznaczyć, że głównym warunkiem kopania pogłębiarką tego typu jest doprowadzenie odpowiedniej ilości wody. Pogłębiarka ta przy kopaniu zużywa od 0,6 do 0,8 m³/sek wody, z tego przy umiejętnym manipulowaniu na rozle-

wiskach połowę można uzyskać z powrotem, drugą połowę należy doprowadzić ze świeżych źródeł. Przy kopaniu kanału Warta—Gopło nie było kłopotu z wodą, gdyż na samym początku wykopano 150-metrowy kanał boczny do jez. Mielno, skąd czerpano wodę aż do Koszewa. Od Koszewa zabrano całą wodę Noteci, powodując kompletne zasypanie na długości 6 km jej starego łóżyska. Początkowo, zanim zostało zasypane łóżysko Noteci, u ujścia jej do Gopła, wytworzyła się delta o powierzchni około 10 ha. Na całej przestrzeni pogłębiarka kopła przeważnie w gruntach piaszczystych, torfowych lub bagiennych. Na cięższe ily natrafiono zaledwie w kilku miejscach i na bardzo małych odcinkach. Przy kopaniu w okolicy wsi Goplana, w pobliżu jez. Gopła, natrafiono na stare grodziska prasłowiańskie, wykopując cały szereg cennych zabytków z okresu czterech wieków przed Chrystusem. Zabytki zostały przekazane do muzeum w Poznaniu i w Warszawie.



Rys. 12. Wykopiska z okolic wsi Goplana.

Aby zilustrować przeciętną wydajność i koszty pracy p/g „Smok III” podaje się poniżej tabelarycznie dane osiągnięte podczas kopania kanału Warta—Gopło.

W podanych kosztach miesięcznych mieści się koszt robocizny, obciążenia socjalne, koszty mate-

Miesiące pracy w 1947 r.	Ilość wykopanej ziemi	Ilość godzin pracy	Wydajność pogłębiarki	Zużycie ropy	Zużycie smarów	Miesięczny koszt materiałów i robocizny	Średni koszt 1 m ³
	m ³	godz.	m ³ /godz.	kg	kg	zł	zł/m ³
Kwiecień	26.714	25 × 8	134	24.193	357	1.167.566	43,7 ¹⁾
Maj	109.108	25 × 15	291	26.740	681	1.178.666	10,8
Czerwiec	76.410	„	204	27.185	829	1.522.016	19,9
Lipiec	150.625	„	401	37.045	833	1.876.497	12,4
Sierpień	101.680	„	271	28.015	759	1.907.417	18,7
Wrzesień	139.810	„	372	30.944	1.477 ²⁾	2.299.150	16,5
Październik	145.625	„	388	30.800	652	2.045.892	14,0
Listopad	122.109	„	325	25.000	553	1.691.769	13,9
Do 15 grudnia	42.000	15 × 15	187	16.400	329	720.215	17,1
Razem	914.081	3.050	299 ³⁾	216.322	6.470	14.409.188	15,7

¹⁾ Nauka kopania, ²⁾ Zmiana oliwy w karterze. ³⁾ Wydajność średnia.

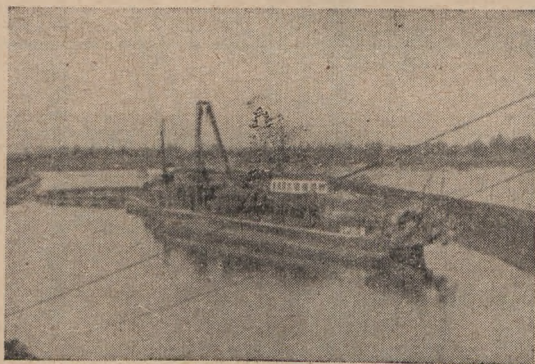
riałów pędnych, koszty remontów uzupełniających. Nie dodane tu są koszty ogólnej administracji oraz koszt amortyzacji obiektu. Przy kalkulowaniu kosztu jednostkowego, przypadającego na 1 m³ wykopanej ziemi, nie należy zapominać o bardzo dużych kosztach związanych z doprowadzeniem i odprowadzeniem pogłębiarki do miejsca pracy.

Przy kopaniu kanału Warta—Gopło całkowita wydajność roczna pogłębiarki i jej koszty całoroczne przedstawiały się w latach 1946—1948 następująco:

Rok	Wykopano ziemi			Koszt roczny zł	U w a g i
	wydajnie	jałowo	razem		
	m ³	m ³	m ³		
1946	33.532	23.500	57.032	5.550.023	Doprowadzenie „Smoka III” do miejsca pracy
1947	900.781	13.300	914.081	16.248.631	Praca właściwa
1948	69.333	40.000	109.333	6.963.318	Odprowadzenie
Razem	1.003.646	76.800	1.080.446	28.761.972	

Koszt netto wykopanej ziemi kalkuluje się 28,6 zł/m³. Przyjmując okres amortyzacyjny pogłębiarki jeszcze na 30 lat i jej koszt 100 mio zł, to cena jednostkowa będzie się kalkulowała około 40 zł za 1 m³ wykopanej ziemi (netto), biorąc pod uwagę, że przy kopaniu na innym miejscu, również będą duże koszty przy jej transportowaniu.

Podając ogólną charakterystykę pracy pogłębiarki, należy dodać, że jej rentowność w bardzo dużym stopniu zależy od organizacji pracy przy kopaniu, jak też przy transportowaniu. Obsługa pogłębiarki winna odznaczać się wysokimi kwalifikacjami technicznymi i organizacyjnymi. Z drugiej zaś strony załoga ta musi być dobrze opłacana i winna mieć wszelkie możliwe wygody. Wszelkie koszty związane z wyżej wymienionymi wymaganiami są niewspółmiernie małe w stosunku do możliwości wydajności tego typu pogłębiarki.



Rys. 13. Pogłębiarka „Smok III” w drodze powrotnej przez śluzę „Gawrony”.

Po przekopaniu kanału do jez. Gopło, p/g „Smok III” wróciła do Przewozu, by stanąć do zimowego remontu. Miejsce to nadawało się najlepiej ze względu na bliskość szosy i możliwość transportu remontowanych części na stoczni w Morzysławiu. Po przezimowaniu, w pierwszych dniach czerwca 1948 r., pogłębiarka ruszyła w powrotną drogę do Morzy-

ślawia, gdyż przejście przez kanał Górno-Notecki było niemożliwe ze względu na zbyt wąskie śluzy. W drodze powrotnej wykonała ona szereg drobnych robót, jak usunięcie namulisk w kanale, głównie przy ujściu rzeki Noteci, oraz młynówki ze Skulskich jezior. Po ponownym przekopaniu drogi Koszewo—Kalina, pogłębiarka obeszła 300-metrowym kanałem niewykończoną śluzę „Koszewo”.

Aby chociaż w części wykorzystać „przymusowe” kopanie okalającego kanału, Kierownictwo zmontowało rury tłoczne refulera do miejsca przy-

szłych podjazdów drogowych mostu w Koszewie i wykonało rezerwę około 16.000 m³ ziemi. Oszczędzono w ten sposób około 5 mio zł na dowożenie kolejną potrzebnej ziemi z rezerw odległych około 1 km. Na kanale okalającym pogłębiarka usypała za sobą 3 przetamowania i podniosła się na około 2 m. W ten sposób mogła ona wejść do kanału między śluzą „Koszewo” i śluzą „Gawrony”, przy poziomie wody około 1 m niższym od normalnego. Dojście do Gawron nie nastroczało większych trudności, gdyż ten odcinek kanału był około 1 m przełączony.

Poważnym zagadnieniem było przejście śluzy „Gawrony”, której brakowało wrót i zamknięć kanałów obiegowych. Trudność tę pokonano w ten sposób, że sprowadzono z Pątnowa szandory żelazne, skrzynkowe i założono je we wnękach wrót. Uszczelnienie wykonano za pomocą warkoczy plecionych z siana, przybijając je do części drewnianych szandorów. Ponieważ w kanale między śluzami nie można było piętrzyć wody do stanu normalnego ze względu na budującą się śluzę „Koszewo”, musiano przed wprowadzeniem p/g „Smok III” do śluzy w Gawronach zamknąć ją groblą ziemną w końcu awanportu dolnego i spiętrzyć wodę o 1 m. Zaznaczyć należy, że przetamowanie wykonano z piasku i to o bardzo skromnym przekroju z tym, że od strony górnej wody nawieziono gliny i mieszano podwodnie drągami. Grobla taka szybko się zasysa i daje bardzo stromą krzywą infiltracji. Na śluzie „Gawrony” pokonano około 3,0 m spadu, resztę, tj. około 1,5 m, pokonała pogłębiarka na starym obejściu między groblami (Nr 3, Nr 2 i Nr 1) w Żółwińcu. Przy przejściu pod mostami w Ślesinie i Łężynie powtórzyły się trudności z przed dwu lat. Przy przejściu zaś pod mostami stałymi na odcinku od jez. Pątnowskiego do Morzysławia, musiano ze względu na zbyt małe gabaryty, rozmontować wieżę do pali kotwicznych, budę sterową, maszt i część wind, tak że dopiero w dniu 15 października 1948 r. pogłębiarka wróciła do stoczni w Morzysławiu i została przekazana P. Z. W. w Koninie.

Budowa mostów. Na całym kanale pobudowano lub prowadzi się budowę dziewięciu mostów. W okresie od września 1945 r. do maja 1947 r. pobudowano na pierwszym odcinku kanału trzy mosty.

Ze szczegółów konstrukcyjnych jednego z mostów należy wymienić zaprojektowane ścięgno żelbetowe między równoległymi skrzydłami przyczółków. Ściągno to zaprojektowano w celu zmniejszenia momentu utwierdzenia zbyt wysokich i długich skrzydeł.

Konstrukcja części nośnej mostu składa się z kratownic drewnianych o potrójnych pasach, górnych i dolnych oraz o podwójnych i potrójnych krzyżulcach. Typ kraty mostowej jest górnoparaboliczny z jazdą dołem. Belki poprzeczne również w formie kratownic prostokątnych sztywno połączone z belkami głównymi tworzą w poprzecznym przekroju odwróconą ramę otwartą.

Odwiazane elementy mostu są dokładnie zaimpregnowane i ponumerowane.

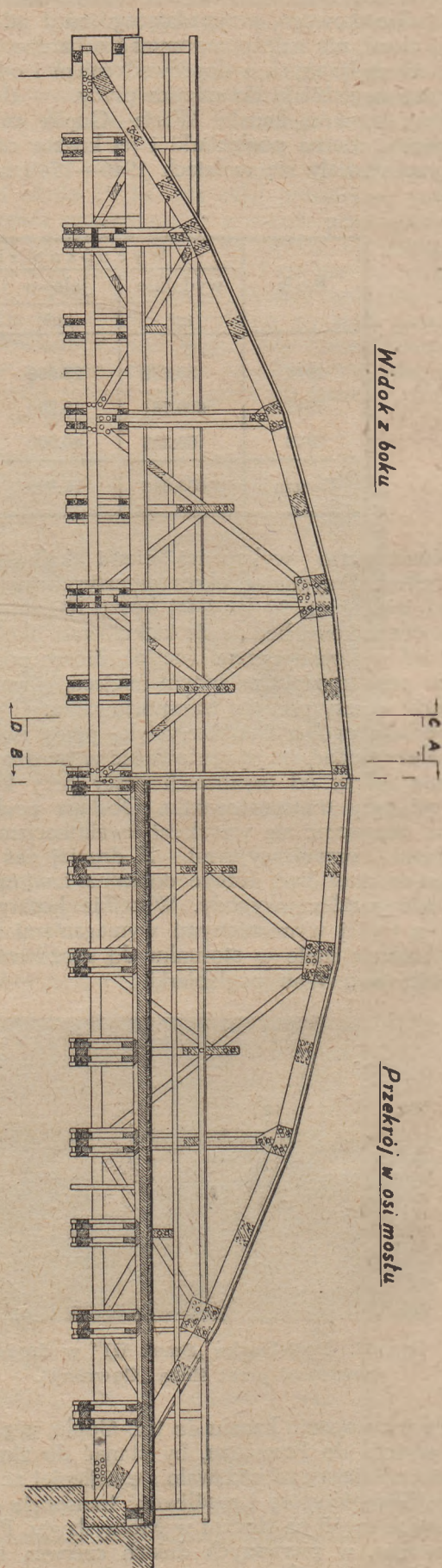
Celem zabezpieczenia konstrukcji nośnej mostów przed wpływami atmosferycznymi obito i oblutowano górne pasy pocynkowaną blachą, lub obito te pasy deskami na zakład w formie daszków.

Ciekawym zagadnieniem technicznym było zaciągnięcie na przyczółki gotowej konstrukcji nośnej. Konstrukcja ta, o znacznym ciężarze, była montowana na ułożonym ruszcie drewnianym z legarów podłużnych i poprzecznie ułożonych rolek drewnianych. Ruszt ten był uprzednio ułożony na nasypie podjazdu drogowego i jednym z przyczółków. Przeciąganie konstrukcji mostowej na drugą stronę wykonywano przy pomocy, zmontowanych na barce, podpierających kozłów oraz dwu wind kafarowych, zakotwiczonych w przeciwnym przyczółku. W pierwszej kolejności naciągnięto windami i oparto jeden koniec konstrukcji na kozły a następnie przeciągano całość w ten sposób, że jeden koniec mostu jechał na barce, drugi natomiast toczył się po rolkach na przyczółku. Ażeby przy przeciąganiu nie uszkodzić spodu konstrukcji podbito go 1½" deskami.

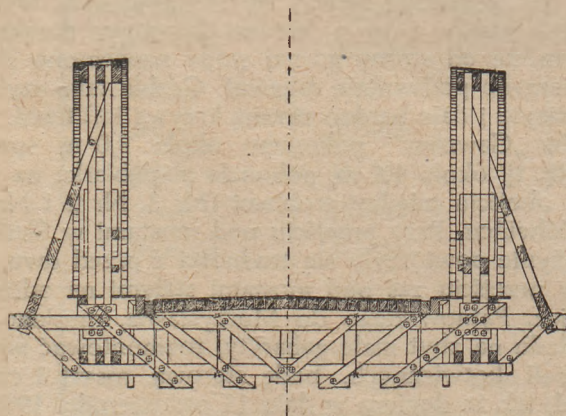
Krata nośna ma być w przyszłości zamieniona z drewnianej na stalową. Z pewnej odległości krata

mostu wygląda dość lekko i odnosi się wrażenie, że jest wykonana ze stali.

Rys. 14a. Typ drewnianej konstrukcji mostu na kanale Warta — Gopło.



Przekrój A-B Przekrój C-D



Rys. 14b.

Próbne obciążenie wg P. N. dało zadawalające wyniki, strzałka ugięcia nie przekroczyła dopuszczalnej.

Dla orientacji podano poniżej zaokrąglone koszty budowy mostów.

wierceń oraz próbnych obciążeń gruntu. Ilość studzien pod każdy filar wypada 3 — 5 sztuk.

Do zimy roku 1948/49 ukończono jeden most, dalsze mosty mają być ukończone latem 1949 roku.

Most	Beton	Drzewo odwiązane	Żelazo	Wykopy i nasypy	Koszt całkowity	U w a g i
	m ³	m ³	t	m ³	zł	
1	685	123	13,49	3.161	2.310.360	Materiał drzewny był odwiązany w 100% i żel. w 80%.
2	685	260 ¹⁾	12,79	3.329	5.669.658	Materiał drzewny był odwiązany w 30% i żelaz. w 50%, Fundament na palach.
3	812	106	8,00	3.009	4.234.377	Materiał drzewny 80%, żelazo 80%. Mniejsze przyczółki lecz głęboki fundament.

¹⁾ Z tego 110 m³ drzewa okrągłego na pale.

Budowę mostów na odcinku kanału od jez. Ślepińskiego do jez. Gopło rozpoczęto jesienią 1947 r. i wiosną 1948 r. Wszystkie te mosty są pomyślane jako żelbetowe, dwuspornikowe z odciaźnikami. Typ ten, jako stosunkowo lekkiej konstrukcji, przy dość znacznej rozpiętości i możliwości założenia dość wysoko (5 m ponad poziom wody spętrzanej) spodu konstrukcji bez potrzeby budowania ciężkich kosztownych przyczółków, można uważać za udany i odpowiadający stosunkowo niekorzystnym warunkom fundowania na kanale. Płyty fundamentowe mostów oparto na studniach, lub wprost na grubym piasku (teoretyczny nacisk na grunt 3,2 kg/cm²) w 7 metro-owych ścianach szczelnych i 1,3 m poniżej dna kanału.

Pomysł fundowania na studniach okazał się niezbyt szczęśliwy, gdyż w trakcie budowy okazało się, że grunt jest silnie przepuszczalny, a w niższych swych warstwach, leżących na ilach, raczej kurzawkowy. Aby określić głębokość zapuszczania studzien oraz ich ilość pod każdy filarek, Kierownictwo podczas budowy wykonało cały szereg dodatkowych

Należy dodać, że część nośną jednego mostu, dzięki lekkiej zimie, udało się zabetonować w styczniu 1949 r. Betonowanie było bardzo uciążliwe, trwało ono 6 dni bez przerwy w dzień i noc i wymagało dużego wysiłku ze strony robotników, jak też i nadzoru technicznego, by podczas silnych wiatrów ze śniegiem, gradem i deszczem wytrwać do końca. Celem zabezpieczenia się przed ewentualnymi mrozami oszalowano boki mostu i wytworzono rodzaj ciepłaka, gdzie ustawiono koksowniki i opalano je podczas betonowania i w ciągu 6 dni po zabetonowaniu. Część płyty zaraz po jej wykonaniu przysypano suchym piaskiem i przykryto papierowymi workami po cementcie, żeby zaś worki zabezpieczyć przed zwianiem przysypano je jeszcze drugą, 5 centymetrową warstwą suchego piasku. W celu zabezpieczenia kruszywa przed zamarzaniem, ustawiono szereg koksowników opalanych drzewem. Wodę grzano w trzech kolebach, połączonych ze sobą rurami, i podawano ją do betoniarki, stojącej na 10-metrowym rusztowaniu, dwutłokową pompą ręczną. Przewód tłoczny i zbiornik na wodę zabezpieczono

W następnym numerze zostanie otwarty

d z i a ł

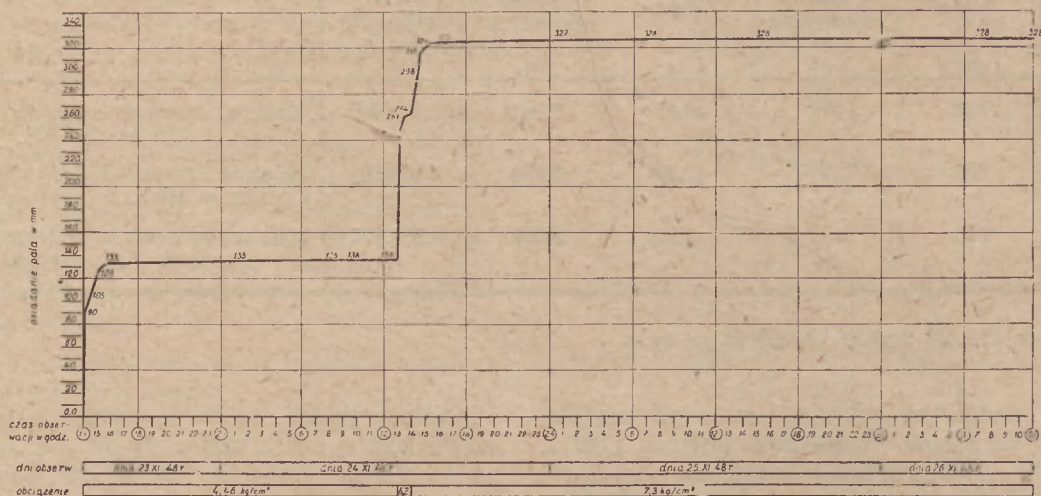
w y n a l a z c z o ś c i
i
r a c j o n a l i z a c j i

NADSYŁAJCIE MATERIAŁ DO TEGO DZIAŁU

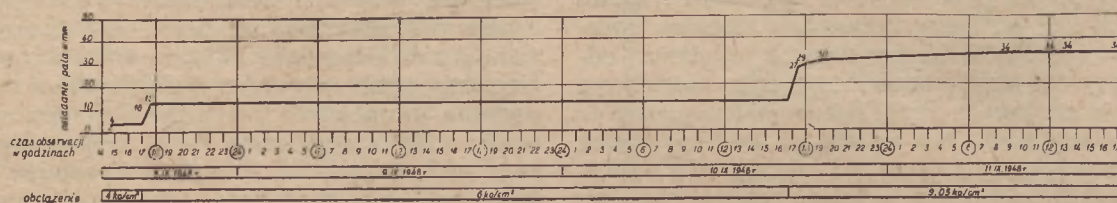
słomą i papierami. Do wody dodawano 2 — 3% chlorku wapna w stosunku wagowym do cementu.

Tak zabetonowaną konstrukcję nośną pozostawiono w szalunku na rusztowaniu aż do wiosny, tj. przynajmniej na przeciąg 4 tygodni, w temperaturze wyższej od $+5^{\circ}\text{C}$.

opisuje go szczegółowo w następnym artykule. Projekty śluz były wykonane przez Departament Dróg Wodnych Minist. Komunikacji i to w pierwszym swym wariantcie z podłużnymi kanałami obiegowymi; w drugim zaś z krótkimi kanałami umieszczonymi w głowach śluz i zakończonymi pod górnym pro-



Rys. 15. Badanie gruntu w Koszewie. Próbné obciążenie pala.

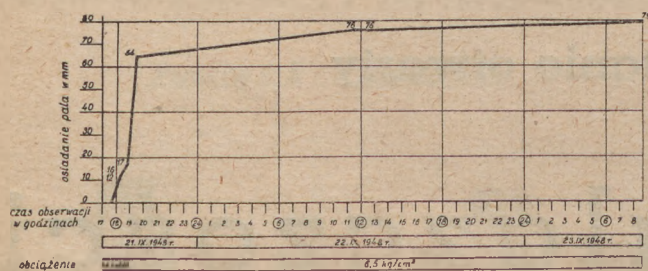


Rys. 16. Próbné obciążenia pala w Żółwińcu. Bezpośrednio po obciążeniu $\varnothing$ 12 cm osiadł na 30 cm, poczem rozpoczęto badanie.

Betonowanie odbywało się 1 betoniarką 500 litrową. Kosz betoniarki był napełniany kruszywem i cementem na dole i następnie wciągany na wysokość 10 metrów przy pomocy specjalnej windy, wmontowanej przy betoniarce. Betoniarkę i windę poruszał traktor 30-konny.

giem, celem lepszego niszczenia energii kinetycznej wody, wpuszczanej do śluz.

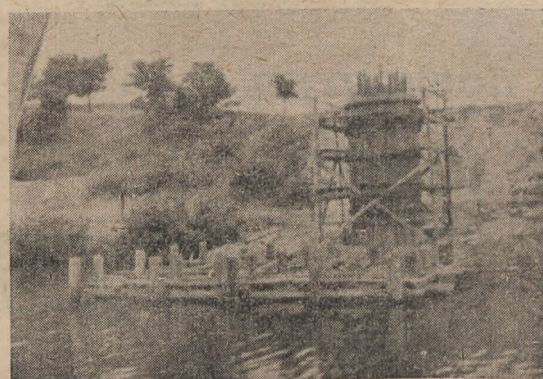
Budowę śluz rozpoczęto w sierpniu 1946 r. z tym, że rok ten poświęcono wyłącznie na organizację i ściganie potrzebnego sprzętu. Dopiero pod jesień roku 1947 faktycznie rozwinęły się zasadnicze



Rys. 17. Próbné obciążenie pala w Żółwińcu. Bezpośrednio po obciążeniu pal $\varnothing$ 25 cm osiadł na 19,7 cm, poczem rozpoczęto badanie.

Praca szła na trzy zmiany, a w celu jej ścisłego kontrolowania Dyrekcja Dróg Wodnych w Poznaniu wydelegowała specjalnego inżyniera i technika.

Budowa śluz. Temat ten poruszam raczej dla porządku, gdyż Inż. Iwanicki, Kierownik Budowy z ramienia Państwowego Przedsiębiorstwa „Hydrotrest”,



Rys. 18. Jedna z wyszalowanych studni przed zabetonowaniem.

roboty przy śluzie „Gawrony” i ukończono ją 30 kwietnia 1948 r. dzięki lekkiej zimie i dużym wysiłkom ze strony Przedsiębiorstwa. Śluza „Koszewo” ze względu na trudne warunki fundowania na na-

wodnionych piaskach oraz konieczność założenia aż trzech pompowni została ukończona dopiero 15 października 1948 r.

Z poważniejszych zagadnień przy budowie śluz było: 1) zorganizowanie transportów materiałów, jak żwir, cement, żelazo i drzewo, dla przewiezienia których trzeba było pobudować 7 km długą kolejkę roboczą oraz dwa bulwary przeładunkowe w Slesinie przy moście oraz na grobli Nr 2, 2) odpompowanie wody z dołu fundamentowego śluz „Koszewo”. Oba te zagadnienia sprawiły Przedsiębiorstwu sporo kłopotów, a zarazem wpłynęły na zwiększenie kosztów budowy. Całkowity koszt budowy śluz „Gawrony” wynosi 47.740.335 zł, — zaś śluz Koszewo 87.212.681 zł.

Zagrody dla śluzowych. Przy każdej ze śluz, tj. w Morzysławiu, Pątnowie, Gawronach i Koszewie, pobudowano dla śluzowych budynki mieszkalne i gospodarcze. Zagroda taka jest pomyślana dla dwóch rodzin śluzowych. Każde mieszkanie składa się z dwóch pokoi i kuchni; pokój i kuchnia na dole i jeden pokój na górze. Pojemność budynku mieszkalnego wynosi 400 m³, zaś gospodarczego 190 m³. Budynki mieszkalne zaopatrzone są w wodociąg i kanalizację. Przeciętny koszt jednej zagrody wynosił 3.623.318 zł. Z przeliczeń wynika, że przypadający koszt na 1 m³ pojemności budynku mieszkalnego i gospodarczego wynosi około 6.140 zł.

Budowę tych zagród powierzono „Spółdzielni Inżynierskiej” z Krakowa. W Morzysławiu i w Gawro-

nach nie było większych trudności z fundamentami pod te budynki, zaś w Pątnowie i Koszewie, ze względu na teren bagienno-torfowy, musiano fundować na specjalnie usypanych ławach piaskowych, opartych na gruncie mineralnym.

Przy usytuowaniu zagrody śluzowej w Gawronach natrafiono na trudności ze względu na brak odpowiedniego miejsca przy śluzie. Musiano tu skopać około 1000 m³ wzgórza, by wykonać wystarczająco dużą platformę na ustawienie zagrody.

Budynki mają dość estetyczny i przyjemny wygląd, lecz wewnątrz pomieszczenia są zbyt skromnie zaprojektowane.

Na zakończenie należy dodać, że na rok 1949 przewiduje się:

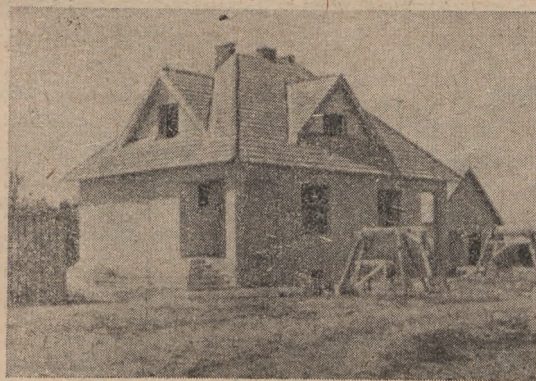
a) zakończenie budowy rozpoczętych mostów drogowych i kolejowo-drogowych.

b) montaż wrót i zamknięć kanałów obiegowych w śluzach „Gawrony” i „Koszewo”,

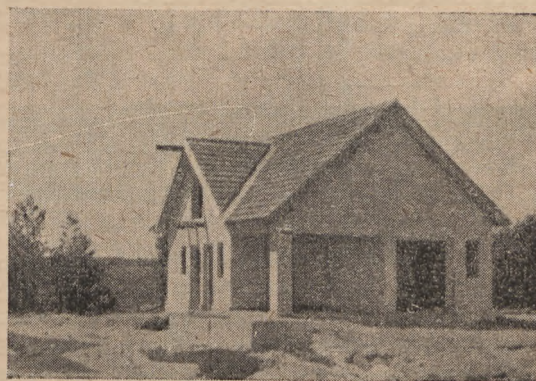
a) roboty brzegowe od km 27 + 800 do km 32 + 050,

d) pobudowanie kilku przepustów oraz dwóch śluzek wałowych, przy ujściu Noteci i młynówki z jezior Skulskich do kanału.

Ukończenie wymienionych robót projektuje się jesienią 1949 r., a przez to otwarcie kanału jeszcze tego roku. W następnych dwóch latach przewiduje się kompletne zalesienie pobrażu kanału oraz wybudowanie budynku Nadzoru w Slesinie.



Rys. 19. Budynek mieszkalny w Pątnowie.



Rys. 20. Budynek gospodarczy w Pątnowie.

INŻ. STANISŁAW IWANICKI

Budowa śluz „Gawrony” i „Koszewo” na kanale Warta—Gopło

Realizację kanału Warta — Gopło rozpoczęto w roku 1937. Do wybuchu wojny wykonano prawie całkowicie ca 8-kilometrowy przekop od Warty do jez. Pątnowskiego, z dwoma śluzami o spadach 1,5 m oraz przekopy między jez. Pątnowskim, Mikorzyńskim, Slesińskim i Czarnym. Ostatni przekop do jez. Czarnego w 1941 r. został zamknięty groblą ziemną, specjalnie silną, dla uniemożliwienia ewentualnego powtórnego spłynięcia stanowiska szczytowego w dolinę Noteci, co mogłoby spowodować poważną katastrofę w tej dolinie¹⁾.

Grobla ta, na okres budowy dalszej części kanału i pozostałych do wykonania obiektów, a zwłaszcza 2 śluz komorowych „Gawrony” i „Koszewo”, stanowiła równocześnie końcowy punkt drogi wodnej od Konina, dla dowozu materiałów budowlanych.

Budowę obu wspomnianych śluz Departament Dróg Wodnych Ministerstwa Komunikacji w lipcu 1946 roku zlecił P. P. B. „Hydrotrest”, które rozpoczęło natychmiast organizację placu budowy i zwózkę sprzętu.

Zanim przystąpimy do opisu przebiegu budowy w ważniejszych i ciekawszych jej momentach, podamy krótką charakterystykę obiektów oraz ilo-

¹⁾ Porówn. artykuł Inż. T. Borowego — Gospodarka Wodna 1947. Nr 1.

ści wykonanych robót, świadczące o rozmiarach tych inwestycji.

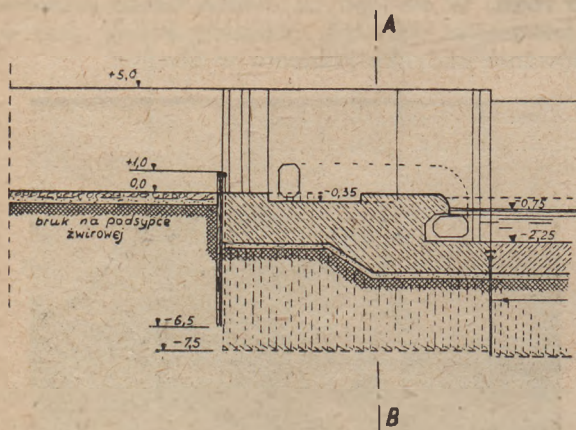
Na każdej z obu śluz, dzielących stanowisko szczytowe kanału od jez. Gopło o całkowitej różnicy poziomów 7,50 m pokonuje się połowę tej różnicy, tj. 3,75 m.

Ciekawy jest przyjęty i wykonany sposób napełniania, za pomocą kanałów obiegowych. Kanały te, ze sfazowanymi narożami, o przekroju prostokątnym, po trzykrotnej zmianie kierunku mają wyloty na poziomie dna komory, z lekkim odchyleniem kierunku wypływu strug w górę kanału. Odchylenie to ma za zadanie spowodować lepsze zniszczenie energii w czasie napełniania komory. Wypływające bowiem z kanałów obiegowych strugi tracą część energii na wylocie wskutek zmiany przekroju i uderzenia o masę wody w komorze, część zaś przy uderzeniu o masę wody, znajdującą się w przestrzeni pod nadwieszeniem progu głowy górnej widocznym na profilu, które ma za zadanie wytworzenie pewnego rodzaju otwartej komory uderzeń, gdzie większa część energii, wynikająca z różnicy poziomów 3,75 m winna być zniszczona.

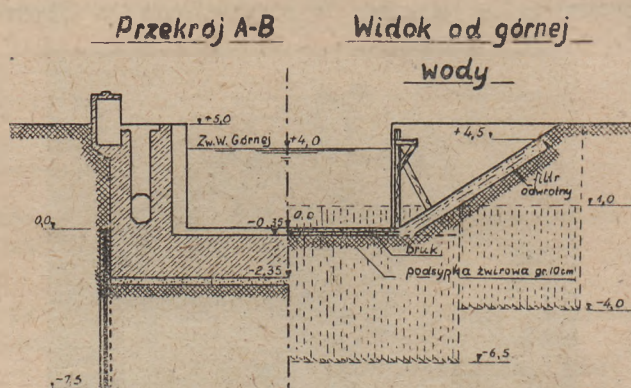
Ponieważ niszczenie energii wody dopływającej do komory śluzy w czasie jej napełniania, w pierw-

szych zwłaszcza momentach (max. różnica poziomów), ma zasadnicze znaczenie, decyduje bowiem o spokojnym przebiegu śluzowania dużych zwłaszcza obiektów, — rozwiązanie powyższe, odbiegające znacznie od najczęściej stosowanych, zasługuje na podkreślenie i bliższe zbadanie w czasie, gdy gotowe już wrota i zasuwę oraz napełnione górne stanowisko kanału pozwolą na poczynienie obserwacji. Otrzymane wyniki obserwacji będą tym ciekawsze, że przy opracowywaniu projektu zrealizowanego obecnie nie wykorzystano z różnych względów, m. in. prawdopodobnie wskutek spodziewanych trudności terenowych w fundowaniu, opracowanego przed wojną (przez niżej podpisanego) projektu, wg którego (na podstawie przeprowadzonych badań na modelach w Laboratorium Wodnym Politechniki Warszawskiej), zniszczenie energii wypływającej wody było niemal całkowite, a w każdym razie gwarantowało zupełnie spokojny przebieg śluzowania.

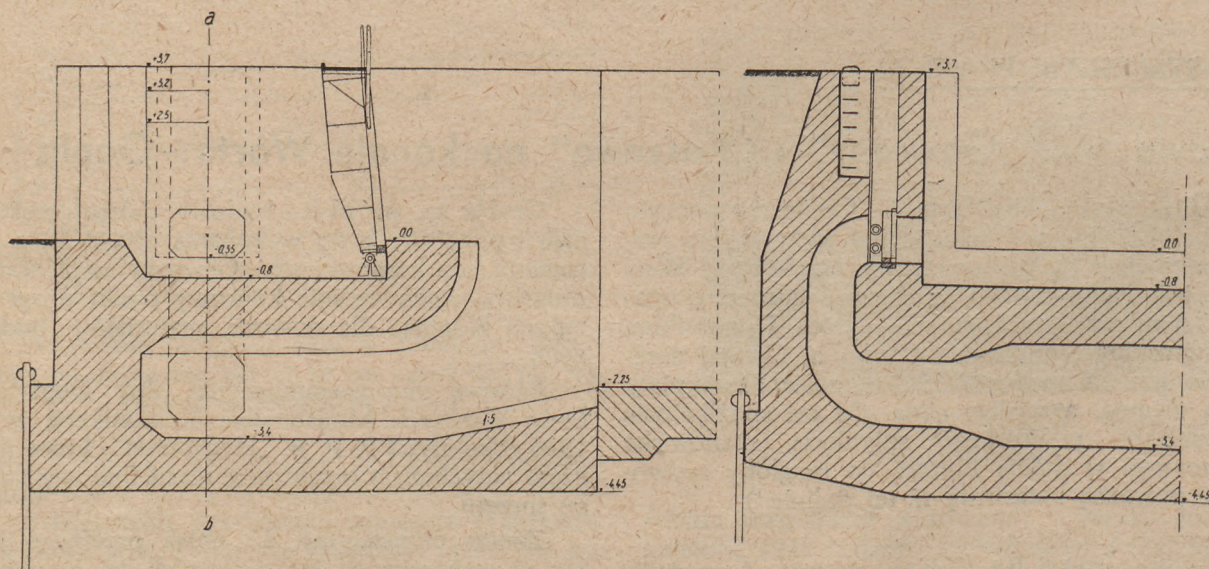
Światło i długość śluz przewidziano jak dla barek 600 tonowych. Obie śluzy co do wymiarów poprzecznych i podłużnych, konstrukcji, sposobu napełniania itp. są identyczne. Konstrukcję śluz zaprojektowano i wykonano w betonie dożbrojonym, wrota wsporne żelazne, całkowicie spawane.



Rys. 1. Górna głowa śluzy.



Rys. 2.



Rys. 3. Przedwojenny projekt górnej głowy śluzy.

Następujące cyfry charakteryzują rozmiar ważniejszych robót dla każdej ze śluz:

Wykopów w dole fundamentowym $\approx 25.000 \text{ m}^3$

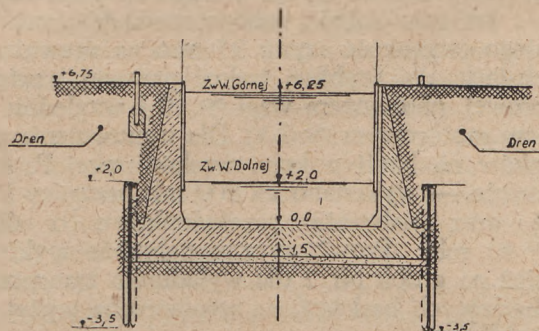
Różnica poziomów między dnem wykopu i terenem $\approx 8,00 \text{ m}$

Nasypów (po wykonaniu betonów) $\approx 15.000 \text{ m}^3$

Ścian szczelnych (dług. 5,5 — 8 m) 280 (360) mb

Kubatura betonu w fundamentach i ścianach bocznych $\approx 4.500 \text{ m}^3$

Stali zbrojenowej $\approx 155 \text{ ton}$.



Rys. 4. Przekroje komory śluz.

Całość okresu budowy obu śluz, można rozdzielić na następujące fazy:

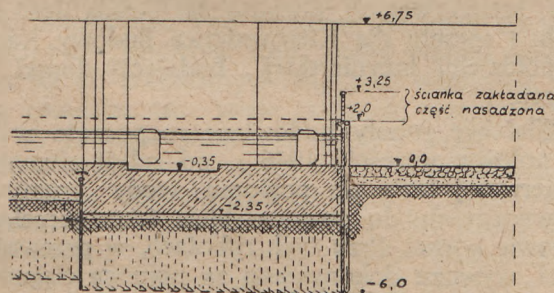
1. Urządzenie placu budowy „Gawrony” — VII — X.46.

2. Budowa śluzy „Gawrony” — IX.46 — 1.V.48. (z 3,5 mies. przerwą wskutek ostrej zimy 46/47).

3. Urządzenie placu budowy „Koszewo” i roboty przygotowawcze — VI — XII.47.

4. Budowa śluzy „Koszewo” — I—X.48 (z dwumiesięczną przerwą zimą 1948 r. wskutek defektu pompowni i zalania dołu fundamentowego).

Należy zaznaczyć, że rzeczywisty okres budowy śluz nie pokrył się z pierwotnym terminem umownym, w którym wyznaczono zakończenie budowy na 1.VI.1947.



Rys. 5. Dolna głowa śluz.

Tak znaczne opóźnienie terminu wykonania wymaga specjalnego omówienia.

Zdaniem niżej podpisanego, jako kierownika robót od 1.VI.1947, a zastępcy kierownika do tego okresu, termin wykonania robót przyjęty w umowie nie uwzględniał w sposób należyty trudnych powojennych warunków budowy i oceniony został wyjątkowo optymistycznie. Nawet jak na unormowane już na ogół stosunki obecne, przy daleko posuniętej odbudowie życia gospodarczego w zakresie zaopatrzenia w materiały budowlane i pomocnicze,

sprzęt budowlany oraz zorganizowany personel fachowy do tak specjalnych robót, termin 10,5 miesięcy, w tym 3,5 miesięcy ostrej zimy, uniemożliwiającej prawie wszystkie roboty, należałoby uważać za absolutnie niewystarczający. Sama bowiem organizacja robót, przygotowanie i uzbrojenie placu budowy w potrzebne komunikacje, sprowadzenie sprzętu i wykonanie urządzeń pomocniczych — wymaga co najmniej około 3 miesięcy, przy sprzyjających warunkach atmosferycznych, z uwagi na oddalenie placu budowy od dróg bitych i konieczność posługiwania się wielokilometrowymi odcinkami dróg polnych.

Odległość placu budowy od stacji kolejowej, do której przychodzi ciężki sprzęt budowlany i materiały, ma istotne znaczenie dla organizacji i przebiegu robót.

W omawianym tu przypadku warunki transportu i odległości przewozu przedstawiały się następująco:

1. Stacja kolejowa Konin (wyladunek ciężkiego sprzętu, część materiałów budowlanych) — odległ. drogą bitą 30 km + 4 km dróg polnych piaszczystych, miejscami gliniastych, częściowo torfowych.

2. Stacja kolei wąsk. Ślesin (z przeładunkiem z kolei normalnej w Koninie) — dla dowozu lżejszego sprzętu i niektórych materiałów budowlanych — odległość drogą bitą 10 km + 4 km dróg polnych (jak wyżej).

3. Droga wodna — kanałem z Morzysławia do grobli Nr 2 (patrz art. Inż. Borowego Nr 1/47) — odl. 21 km + 1 km własną kolejką polową do śluzy „Gawrony” lub 2,5 km do śluzy „Koszewo” (3 przeładunki).

4. Dla budowy śluzy „Koszewo”, dla uniknięcia jednego przeładunku, transportowano prawie wszystkie materiały drogą bitą samochodami do punktu przeładowczego na własną kolejkę polową (30 wzgl. 10 km drogi bitej + 4 km kolejką) — tzn. z 2, względnie 3 przeładunkami.

W tych warunkach komunikacyjnych, sędzę, że wspomniany wyżej okres 3 miesięcy na zorganizowanie placu budowy i przygotowanie robót nie jest zbyt długi. Uwzględniając okres zimowy, na wykonanie samej budowy pozostałoby zaledwie około 4 miesięcy, tj. ok. 90 dni roboczych, czyli okres mniej więcej 2 razy za krótki, nawet przy założeniu od początku do końca budowy pracy na 3 zmiany, przy możliwości uzyskania dostatecznej ilości pracowników wykwalifikowanych i niewykwalifikowanych, w aktualnych warunkach mechanizacji.

Drugim powodem niewłaściwego rozwinięcia robót na początku budowy było niedostarczenie na czas materiału drzewnego na ściany szczelne.

Zgodnie z warunkami przetargowymi, zleceniodawca zarezerwował coprawda, choć w niedostatecznej ilości, kontyngenty surowca w Łódzkiej Dyrekcji Lasów, terenowo najdogodniejszej. Ponieważ jednak cięcie surowca w lasach odbywa się zimą i wtedy też odbywają się wszelkie większe transakcje surowcem drzewnym, a nadmiary Dyrekcje Lasów przerabiają we własnych tartakach, — w sierpniu 1946 r. w lasach na terenie wspomnianej Dyrekcji nie było już potrzebnej ilości materiału odpowiedniego dla omawianych budów. Po kilkutygodniowych bezskutecznych poszukiwaniach Kierownic-

two Robót zmuszone było zwrócić się o zmianę przydziału najpierw na Poznańską Dyрекcję Lasów a wreszcie Radomską, gdzie udało się znaleźć materiał w odpowiedniej ilości i jakości. Stracony jednak został drogocenny czas, znaczna większość materiału mogła być zwieziona dopiero wiosną 1947 roku, ze względu na pamiętne opady śnieżne zimą 46/47 i długotrwałe sparaliżowanie komunikacji kolejowej.

Dla budowy kanału Warta—Gopło fakt ten był o tyle pomyślny, że pogłębiarka „Smok III” („Girondé”) mogła przejść w grudniu 1946 r. swobodnie przez dół fundamentowy, nie mając zagrodzonej drogi ścianami szczelnymi głowy górnej, dla których zabicia wykopy były już wykonane prawie całkowicie.

Z punktu widzenia interesów Skarbu Państwa, fakt opóźnienia robót kafarowych na śluzie „Gawrony”, aczkolwiek raczej przypadkowy, należy uznać za wybitnie pozytywny, w przeciwnym bowiem razie cenna ta pogłębiarka, a zatem i roboty ziemne na 7-kilometrowym odcinku kanału, musiałyby czekać na ukończenie budowy śluzy, lub też należałoby wykonać kosztowne obejścia dołu fundamentowego w b. niekorzystnych warunkach terenowych (szczegóły patrz wspomniany artykuł Inż. Borowego w Nr 1/47 Gosp. Wodnej).

Omawiając, jak wyżej, przyczyny obiektywne nienależytego rozwinięcia tempa robót na początku budowy, nie można pominąć przyczyn subiektywnych. Zdaniem moim, należałoby ich szukać w pierwszym rzędzie w niedostatecznym wyposażeniu Kierownictwa Robót w odpowiedni pełnowartościowy sprzęt konieczny dla budowy tak poważnych obiektów, a następnie początkowej niedostatecznej organizacji wewnętrznej, zwłaszcza odnośnie obsady personalnej na szczeblu majstrów i pracowników administracyjnych. Ponadto, nie bez wpływu na postęp i tempo robót był fakt początkowego przeceniania trudności technicznych na budowie śluz „Gawrony”, a niedocenywania ich na terenie „Koszewa”. Wreszcie, do lipca 1947 r. brak skrytalizowanego poglądu na temat dostawy podstawowego materiału do betonów, tj. kruszywa, które to zagadnienie z uwagi na potrzebne ilości ($\infty 5.000 \text{ m}^3$ dla każdej ze śluz) siłą rzeczy było dla przebiegu budowy jednym z najistotniejszych. Wszystkie te trudności zostały stopniowo opanowane. Sprzęt — przeważnie poniemiecki, został doprowadzony do stanu używalności i uzupełniony nowym.

Latem 1947 r. Kierownictwo Robót zostało rozbudowane do stanu, zapewniającego dostateczną obsadę techniczno-administracyjną dla wykonywania robót maksymalną załogą na 2, względnie nawet 3 zmiany. Wreszcie w lipcu i sierpniu 1947 r. rozwiązano największą trudność, a mianowicie sprawę dostawy kruszywa. Z braku innych ekonomiczniejszych rozwiązań, gwarantujących dostawę na czas potrzebnych ilości, zdecydowano się na kosztowną inwestycję ułożenia 5 km toru o prześwicie 600 mm dla zwózki żwiru do betonów i kamienia polnego do umocnień dna i skarp w obrębie awanportów, z położonej w odległości 6 km od śluzy „Gawrony” i 4,5 km od śluzy „Koszewo” — kopalni.

Jak już wyżej wspomniano, do budowy tej śluzy przystąpiono w połowie lipca 1946 r., organizując plac budowy i zwózkę najkonieczniejszego sprzętu, dla rozpoczęcia poważnych robót ziemnych w dole fundamentowym ($\infty 25.000 \text{ m}^3$ wykopu).

Dla zwózki większości materiałów budowlanych i sprzętu, za wyjątkiem żwiru, użyto drogi wodnej, tj. części trasy kanału wykonanego przed wojną, od Warty do grobli Nr 2, od którego to punktu położono 1 km toru kolejki wąskotorowej 600 mm typu ciężkiego (wysokość szyny 95 mm na drewnianych podkładach, dla szybkiej trakcji parowej względnie motorowej, parowozem wagi $\infty 10 \text{ t}$ względnie ciągnikiem motorowym $\infty 7 \text{ t}$). Dla usprawnienia przeładunków na barki z kolei wąskotorowej P. K. P. w Ślesinie — wykonano ca 200 mb bocznicy kolejowej oraz nabrzeże przeładunkowe o długości $\infty 40 \text{ mb}$. Prowizoryczne nabrzeże wykonano również na grobli Nr 2 dla wyładunku transportów, nadchodzących barkami, na wspomnianą wyżej własną kolejkę.

Z transportu samochodowego bezpośrednio na plac budowy korzystano w wyjątkowych tylko wypadkach i to przeważnie dla materiałów pomocniczych, z uwagi na brak dojazdu. Miejsce budowy bowiem, położone w wąskiej gardzieli między dwoma wzgórzami, znajdowało się o ca 10 m poniżej ich poziomu. Wyserpentynowanie zatem i umocnienie odpowiedniej drogi dojazdowej byłoby nieproporcjonalnie kosztowne w stosunku do osiągniętego efektu, z uwagi na i tak małą przydatność, zwłaszcza przy niekorzystnych warunkach atmosferycznych, dla ciężkiego transportu samochodowego — 5-kilometrowego odcinka dojazdowych dróg polnych.

Drogą wodną, z przeładunkiem na kolejkę polową, dowieziono na plac budowy, łącznie z częścią ciężkiego sprzętu i taboru kolejowego, ogółem około 3000 ton różnych materiałów (drzewo, cement, żelazo, węgiel), ponadto zaś pewną ilość materiału i sprzętu dla Kierownictwa Budowy Kanału i „Spółdzielni Inżynierskiej”, budującej domki śluzowych.

Właściwe roboty budowlane rozpoczęto w drugiej połowie września 1946 r. od robót ziemnych, w pierwszej fazie do poziomu wody gruntowej, a równocześnie do poziomu bicia ścian szczelnych w głowie górnej. Przy tych robotach, w przeważnej części wywozu dokonywano za pomocą ciągników motorowych wagi około 3 ton (moc silnika 12 — 14 MK). Przy max. wzniesieniu około 3%, ciągniki te wyciągały po 4 koleby pojemności $0,75 \text{ m}^3$, a uwzględniając spulchnienie około $0,6 \text{ m}^3$ każdej, z szybkością około 2 km/godz. Na jeden pociąg wypadało zatem $\infty 2,4 \text{ m}^3$ wykopu. Z uwagi na wzniesienie była to praca ekonomiczna, tym nie mniej przy tych ilościach wykopu oraz uwzględniając pożądaną termin wykonania robót ziemnych w dole, co decyduje o rozpoczęciu robót właściwych, znacznie ekonomiczniejsze dla tego rodzaju robót byłyby ciągniki typu 5—7 ton, o większej sile pociągowej i większej szybkości jazdy. Pociągiem takim możnaby wyciągać jednorazowo $\infty 6 — 8 \text{ m}^3$ z szybkością do 4 km/godz., przez co wydajność,

a co zatem idzie i terminy wykonania układałyby się znacznie korzystniej.

W pierwszej połowie grudnia 1946 r. przez dół fundamentowy przeszła pogłębiarka „Smok III” („Gironde”), ale z powodu nadeszłych mrozów i niemożności dalszego posuwania się zamarzyła w obrębie dolnego awanportu śluzy i wykonawszy program własny, nie zdążyła już wykonać programu związanego z budową śluzy. Nie zarefutowała mianowicie grobli ochronnych dla dołu fundamentowego od strony jez. Czarnego oraz od strony wykopanego przez nią kanału. Groble te umożliwiałyby dopiero spompowanie wody z dołu fundamentowego oraz przystąpienie do dalszych robót. Usypanie ich ręczne było również niemożliwe, nie tylko z uwagi na panujące mrozy, lecz również z tego powodu, że zanim pogłębiarka nie zapewniła sobie dopływu ca 1 m³/godz. wody z jez. Mielno, zamknięcie dopływu z jez. Czarnego skomplikowałoby bardzo dalsze jej posuwanie się.

Całą tę skomplikowaną sytuację wyjaśniła wyjątkowo ostra i śnieżna zima, która uniemożliwiła zwózkę uzyskanego w międzyczasie materiału na ściany szczelne oraz bicie tych ścian. Krótki okres czasu przychylniejszej pogody wykorzystano na zabicie pali kierujących ścian głowy górnej z lodu, przygotowawcze roboty ciesielskie oraz wykonanie próbnego obciążenia pali nośnych w tejże głowie.

Z nadejściem wiosny, pogłębiarka ruszyła 31 marca 1947 r. do pracy przy wykopie kanału i w pierwszej połowie kwietnia zarefutowała obie wspomniane wyżej groble ochronne, które po uzupełnieniu nasypu ręcznie, pozwoliły na spompowanie wody z dołu fundamentowego.

Przy tej okazji warto podkreślić ważną, zdaniem moim, dla ewentualnych przyszłych podobnych poczynañ okoliczność, jaka miała miejsce przy refulowaniu powyższych grobli. Mieszanina ukopu z wodą (ca 80% wody oraz ca 20% ziemi), tłoczona pompą pogłębiarki i rurami tłocznymi, na wylocie z rur segreguje się w sposób zgodny z zasadami hydromechaniki. Pod wylotem układają się cząstki najcięższe (kamienie, żwir, gruby piasek), najlżejsze zaś, aż do koloidalnych włącznie, odpływają z wodą, osiadając tam, gdzie szybkość przepływu wody na to zezwala. Ponieważ odpływ wody z rur refulera, ustawionych mniej więcej prostopadłe do osi (z lekkim odchyleniem od dołu), następował (abstrahując od lokalnych wirów) w obie strony wzdłuż osi kanału, w rezultacie w dole fundamentowym znalazło się kilkaset m³ namulów. Usunięcie ich za pomocą pomp odśrodkowych, ze względu na znaczną ilość masy torfowej, korzonków roślin itp. okazało się niemożliwe. Wykonano tę robotę drogą żmudnego czerpania na brzeg dla odsączenia i przesuszenia, następnie dopiero drogą ukopu i wózków.

Reorganizacja placu budowy po przejściu pogłębiarki, wykończenie pozostałych robót ziemnych do poziomu bicia ścian w komorze i głowie dolnej przeciągnęło się do końca maja, wskutek czego roboty kafarowe można było rozpocząć dopiero w czerwcu 1947 r.

Ogółem zabito na tej budowie około 280 mb ścian szczelnych, długości 4,0—5,5 oraz 6,5 m.

Przy okazji tej stosunkowo dużej roboty można było raz jeszcze stwierdzić bezwzględną wyższość kafara parowego z młotem systemu „Arcisza”, o wadze ca 700 kg, w stosunku do kafara dźwigarkowego z jednotonowym młotem i windą napędzaną motorem spalinowym, czy też młotem systemu „Delmag”, o wadze ca 450 kg. Wszechstronne zastosowanie, prostota obsługi wynikająca z prostoty budowy, szybkość bicia równa prawie co do ilości uderzeń na jednostkę czasu kafarem wybuchowym typu „Delmag”, równomierność uderzeń — powodują, że przy większych robotach, kafar parowy, mimo nieco większego kosztu transportu i instalacji, będzie na ogół ekonomiczniejszy w eksploatacji od innych typów, zwłaszcza przy cięższych warunkach pracy (grunty średnie i ciężkie). Kafar typu „Delmag” może być bardzo ekonomiczny przy niewielkich głębokościach bicia — 2—3 m i lekkich gruntach oraz do bicia pali, do których jest specjalnie przystosowany.

Największa początkowo z przewidywanych trudności — sprawa odwodnienia dołu fundamentowego w praktyce okazała się zupełnie niegroźną. Początkowe nastawienie na poważne trudności z odwodnieniem dołu fundamentowego wynikało:

1. z różnicy poziomów między dnem wykopu a zw. wody sąsiedniego jez. Czarnego (40 m od pierwszej ściany szczelnej zamykającej dół), którego poziom zw. wody układa się na rzędnej ok. 80,00,

2. z położenia dołu fundamentowego w wąskiej stosunkowo gardzieli (ok. 50 m), między otaczającymi go z zachodu i wschodu wzgórzami, z zauważoną tendencją usuwiskową na stoku wschodnim, wskutek odwadniającego działania dołu fundamentowego oraz lokalnych warunków geologicznych,

3. z przewidywanego znacznego dopływu wody do dołu fundamentowego, z uwagi na rodzaj gruntów, wykazanych wierceniami geologicznymi (grube, średnie i drobne piaski, w różnym, nieregularnym układzie). Warstwy nieprzepuszczalne, stwierdzone w niektórych otworach, o nieznacznej grubości, charakteru prawdopodobnie soczewkowego, położone w znacznej głębokości poniżej ostrza ścian, nie mogły mieć większego wpływu na stosunki wodne w dole fundamentowym.

Już w toku wykonywania robót kafarowych, wymagających utrzymania stałego poziomu wody, tj. obniżenia zw. wody o około 2,00 m w dole o powierzchni ok. 3.000 m², — okazało się, że dopływ wywołany tą depresją jest stosunkowo nieznaczny i jedna pompa odśrodkowa $\varnothing$ 150 mm i wydajności do 180 m³/godz. dopływ ten całkowicie opłaukuje. W toku wykonywania robót ziemnych w ścianach szczelnych i betonowania, depresja zwiększona o dalsze 2 m została utrzymana za pomocą tej samej instalacji pompowej, odpowiednio tylko przebudowanej i dostosowanej do potrzeb ruchu na budowie. Pompa ta utrzymywała poziom zw. wody poza ścianami szczelnymi na poziomie ok. 77,00, zaś w ścianach szczelnych, ściślej w studni zbiorczej, na poziomie ok. 74,50.

Dopływ wody z dna wykopu w ścianach szczelnych ujęty został drenem kamiennym o przekroju ok. 1,00 × 0,30 m, poprowadzonym po osi śluzy do studni zbiorczej oraz warstwą podsypki żwirowej

rozesłanej na całej powierzchni dołu o grubości 25 cm.

W ten sposób zbrojenie płyty oraz jej betonowanie wykonano całkowicie na sucho.

Jeśli chodzi o ujęcie cyfrowe dopływu wody z dna w warunkach wyżej opisanych, z grubym oczywiście przybliżeniem można je określić na ok. 80 l/godz. z 1 m² powierzchni dołu fundamentowego.

Na opisanej niżej drugiej budowie, bliźniaczo podobnej śluzy „Koszewo”, w innych oczywiście warunkach geologicznych, wydajność dna była około ośmiokrotnie wyższa.

Ponieważ tak nieznaczny wydatek wody w stosunkowo b. dużym dole fundamentowym (około 1250 m³ w ścianach szczelnych) przy depresji średnio najmniej ok. 3,00 m, można uważać za wyjątkowo niski, — warto zastanowić się czemu ten nieznaczny dopływ wody można przypisać, tym bardziej, że poza wydajnością dna niepoślednią rolę odgrywają również przecieki boczne przez ściany szczelne, które w trudniejszych warunkach bicia i przy znacznie większych ich długościach, nie zawsze dają pożądaną szczelność.

W warunkach budowy śluzy „Gawrony” jedyne, zdaniem moim, wytłumaczenie tak nieznacznego dopływu wody należy uzasadnić strukturą gruntów. Wspomniane wyżej piaski, w których śluza jest ufundowana, mimo różnego uziarnienia poszczególnych warstw, wszystkie miały kontakt z wodami z domieszką margli lub ilów. Przy bliższym bowiem ich zbadaniu okazało się, że zawierały one dość znaczne ilości pyłów marglowych, które, zmniejszając ich porowatość, zmniejszały również i przepuszczalność dla przepływu wody. Charakterystycznym dla tych piasków zjawiskiem był fakt ich twardnienia po odsączeniu z wody i poddaniu przez pewien czas działaniu powietrza.

Napływ stosunkowo nieznacznych ilości wody do dołu fundamentowego i łatwość ich odprowadzenia spowodowały również fakt, że roboty betonowe, zwłaszcza w płycie fundamentowej (ok. 2400 m³ betonu), dało się wykonać bez większych trudności, w okresie późnej jesieni 1947 r. (październik — grudzień). Betonowanie ścian, w miarę korzystniejszych warunków atmosferycznych, prowadzono również i zimą, wykorzystując stosunkowo b. łagodny jej przebieg. W jednym tylko wypadku (betonowanie ścian pierwszej sekcji komory) zaszła potrzeba dodania 2% chlorku wapnia (betonowanie w temperaturze do 6°C poniżej zera), dla podniesienia temperatury wiązania betonu, z uwagi na możliwość nadejścia nocą silniejszego mrozu i przemarznięcia niezwiązanego jeszcze betonu.

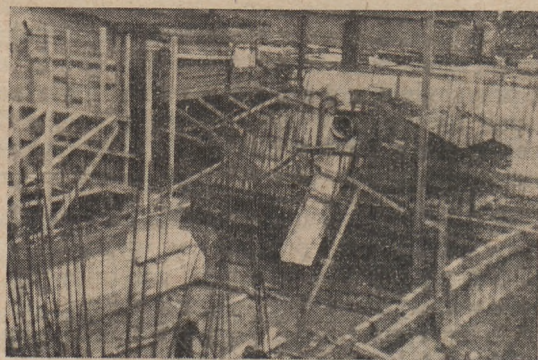
Roboty betonowe na śluzie „Gawrony” zakończono, zgodnie z wyznaczonym powtórnie przez Zleceniodawcę terminem, w dn. 30.IV.48.

Przy tej okazji warto omówić sprawę kruszywa do betonu, z którego obie omawiane śluzy są zbudowane.

Jak już zaznaczono na wstępie, Kierownictwo Robót „Hydrotrestu” miało b. poważne trudności z rozwiązaniem tego zagadnienia. Po bezskutecznych poszukiwaniach jesienią 1946 i wiosną 1947 żwiru oraz po przeanalizowaniu zagadnienia dosta-

wy żwiru z dalszych odległości (żwirownie pod Koniem, żwir wiślany, z Wybrzeża itp.), w maju i czerwcu 1947 r. wykonano na dużą skalę próbę wykopu kamienia polnego, na odległych o ok. 2,5 km od placu budowy wzgórzach morenowych, z zamiarem późniejszego kruszenia kamienia na tłuczeń oraz zużycie go do betonu. Piasek odpowiedni do betonu znajdował się na miejscu. Próba ta dała wynik negatywny. Okazało się, że ocena wydajności zbadanych sondami terenów była zbyt optymistyczna, eksploatacja kamienia kosztowna i niedająca gwarancji uzyskania na czas potrzebnych ilości tłucznia, nie mówiąc już o trudnościach transportu i przygotowania tłucznia z uwagi na potrzebne ilości (ok. 5.000 m³ dla jednej śluzy).

W tym stanie rzeczy w czerwcu i lipcu 1947 r. wszczęto dalsze poszukiwania pospółki i w rezultacie zdecydowano się na eksploatację żwirowiska odległego o ok. 6 km od budowy „Gawrony” oraz 4,5 km od budowy „Koszewa”.



Rys. 6. Śluza „Gawrony”. Fragment betonowania głowy górnej.

Żwir uzyskany na tej kopalni, po wykonaniu szeregu krzywych przesiewu, okazał się nie zupełnie odpowiadający warunkom, wymaganym przez PNB-195:196. Jak wynika z załączonych wykresów,¹⁾ posiadał on zbyt dużą ilość frakcji drobnych, w niektórych wypadkach o kilkanaście procent wyższą od dopuszczalnej. Ponieważ jednak, jak wynika z porównania tych norm z innymi (np. niemieckimi), — normy polskie są z różnych względów bardziej rygorystyczne, z drugiej zaś strony nowsze zapatrywania na technologię betonu wskazują, że prawie z każdego kruszywa można otrzymać dobry beton, przy odpowiednim dozowaniu cementu, — zaprojektowano, w oparciu o metodę prof. Paszkowskiego, skład mieszaniny betonowej z posiadanej pospółki. Przy dozowaniu 350 — 380 kg cementu (zamiast wymaganych 300 kg) otrzymano beton plastyczny, odpowiadający na ogół wymaganiom warunków technicznych (140 kg/cm² wytrzymałości kostkowej), w wielu zaś wypadkach znacznie lepszy. Wynik ten należy również zawdzięczać w znacznej mierze b. dobremu mieszaniu za pomocą betoniarek typu „Regulus”, których szereg wad i niedogodności, wzmiankowana wyżej zaleta dobrego mieszania masy betonowej, w poważnym stopniu rekompensuje.

¹⁾ Wykresy na str. 122 (rys. 17 — 20).

BUDOWA ŚLUZY „KOSZEWO”.

Jak już wspomniano na wstępie, projekt kanału Warta — Gopło opracowano i częściowo wykonano przed ostatnią wojną. W projekcie tym śluzę „Koszewo” usytuowano w odległości ok. 300 m poniżej śluzy „Gawrony”, czyli stanowisko międzyśluzowe stanowi dla obu śluz stosunkowo krótki awanport, co przy intensywnym ruchu na kanale mogłoby być powodem pewnych utrudnień w ruchu i pociągnąć by mogło stosunkowo duże wahania zw. wody, wymagałoby zatem i przegłębienia kanału.



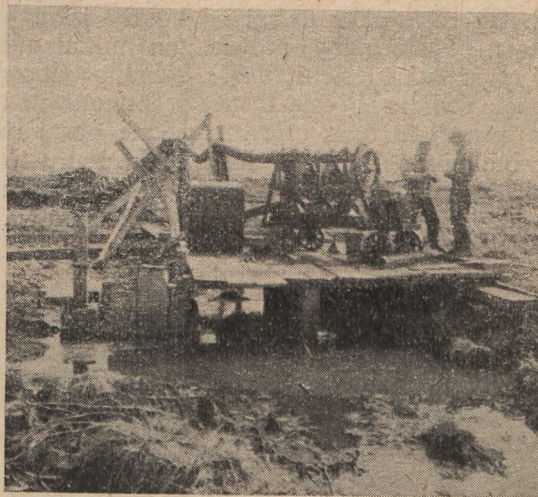
Rys. 7. Tu będziemy budowali śluzę „Koszewo”.

Z tego powodu w okresie okupacji wykonano projekt i badania wstępne dla budowy (w miejscu śluzy „Gawrony”) jednej śluzy, za pomocą której byłby pokonany cały spad 7,50 m. Ze względu na niedogodności tego rozwiązania, polegające na spodziewanych trudnościach przy tak głębokim fundowaniu, konieczność uszczelnienia wału wschodniego, dla zachowania jez. Mielno, wreszcie możliwości przesuszenia gruntów wzdłuż kanału na pasie długości ok. 1,5 km, — projekt wykonany po wojnie usytuował śluzę „Koszewo” na rozległej nizinie torfowej doliny Górnej Noteci.

Historia tej budowy i ogólna charakterystyka trudności z nią związanych przedstawiają się jak następuje: jesienią 1946 r. wykonano pierwszą próbę pompowania wody z dołu fundamentowego, po ogrobleniu go, pompą 3-diafragmową z napędem motorem spalinowym, o wydajności ok. 100 m³/godz., uruchamiając równocześnie roboty ziemne. Pompę diafragmową użyto z uwagi na to, że dół fundamentowy, jak wynikało z wierceń geologicznych do głębokości średnio 3,00 m (0,5 — 6,0) stanowią torfy, bądź zamulone doły potorfowe; zatem przy pogłębianiu rowów doprowadzających, jak również przy robotach ziemnych należało się spodziewać, że woda będzie niosła na pompę znaczne ilości namulów i części organicznych, zastosowanie zatem pompy odśrodkowej nie byłoby właściwe. Próba ta wykazała, że wydajność dołu jest znacznie większa od wydajności powyższej pompy, za pomocą której można było obniżyć zw. wody zaled-

wie o ok. 0,50 m i w tym zakresie wykonać roboty ziemne.

Ostra zima 46/47 przerwała całkowicie roboty, przy jej okazji jednak można było poczynić ciekawe spostrzeżenia odnośnie warunków przyszłej budowy. Zauważono np., że o ile na sąsiadujących dołach potorfowych, na Noteci, jeziorach itd. pod wpływem długotrwałych i ostrych mrozów utworzył się lód grubości 0,4 — 1,0 m, na terenie ogroblowanego dołu fundamentowego, wskutek b. znacznych dopływów wody gruntowej, zwłaszcza z rejonu powyżej głowy górnej, w wykonanych uprzednio rowach odwodniających i doprowadzających do studni zbiorczej (a w zimie do przepustów w groblach) woda nie zamarza, zarówno wskutek wyższej prawdopodobnie temperatury tej wody, jak i jej ilości i szybkości przepływu w otwartych rowach i przepustach. Obserwacja ta łącznie z poprzednią próbą pompowania dała pierwszą wskazówkę odnośnie spodziewanych ilości wody, z uwzględnieniem oczywiście wzrostu dopływu, w miarę wzrostu depresji w dole fundamentowym. Ponieważ odpływ pomierzony przy stanie naturalnym dołu wynosił około 100 m³/godz., na podstawie powyższych obserwacji przyjęto, że przy depresji około 4 m potrzebnej dla wykonywania robót kafarowych i odsłonięcia pokładów silnie wodonośnych. — odpływ ten zwiększył się przynajmniej czterokrotnie, czyli instalacja pompowa winna mieć wydajność co najmniej około 400 m³/godz.

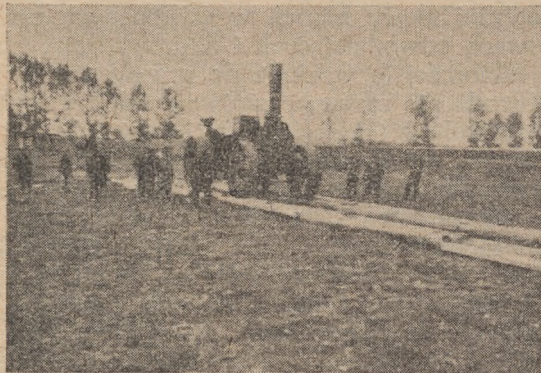


Rys. 8. Pierwsze pompowanie (listopad 1946 r.) z dołu fundamentowego śluzy „Koszewo”. Pompa diafragmowa, 3-tłokowa, silnik 6 KM.

W maju 1947 r. przez dół fundamentowy przeszła pogłębiarka „Smok III” (która ruszyła z pod śluzy „Gawrony” 31 marca), wykonując większość pozostałych robót ziemnych (ok. 15.000 m³ przy kiniecie o głębokości ok. 3,00 m i szerokości 20 m.). Po przejściu pogłębiarki i zarefultowaniu przez nią grobli do rzędnej zw. wody, powtórnie ogroblowano dół fundamentowy oraz przystąpiono do robót przygotowawczych i instalacji pierwszego zakładu pompowego, co z uwagi na głębokie torfy, konieczność doprowadzenia 2 ciężkich lokomobil (o mocy ok. 60 KM i wagi 20 ton każda) wymagało wykonania mocnych pomostów na palach, przygotowania dróg

dojazdowych, wzmocnienia, bądź przebudowy kilku mostków na drogach dojazdowych itp. Równocześnie przygotowywano całą instalację pompowni z transmisją, dla równoczesnego napędu z jednej lokomobili przynajmniej 3 pomp.

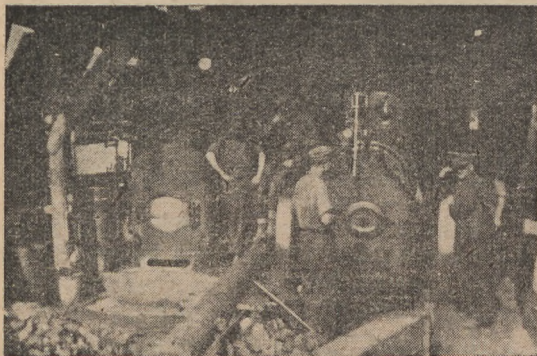
W międzyczasie rozważano różne projekty osuszenia dołu fundamentowego, m. in. odwodnienie za pomocą wieńca studni wierconych, jako klasycznego sposobu odwodnienia, najodpowiedniejszego dla danych warunków terenowych i wodnych.



Rys. 9. 23-tonowa lokomobila przechodzi po specjalnym pomoście, ułożonym na 5-metrowej warstwie torfu.

Wobec niemożności uzyskania w terminie przynajmniej kilku miesięcy odpowiedniej ilości rur wiertniczych na ok. 30 studni i całej instalacji syfonowej, jak również z uwagi na koszty jakie instalacja taka pochłonięłaby, projekt ten musiał odpaść.

W ciągu lata i jesieni 1947 r. zebrano odpowiedni sprzęt, wykonano całą instalację pompowni na 3 pompy pracujące oraz całe urządzenie placu budowy, z budową 5 km toru dla zwózki żwiru (również dla służby „Gawrony”) i wszelkich materiałów budowlanych, wreszcie instalację oświetleniową dla robót nocnych.



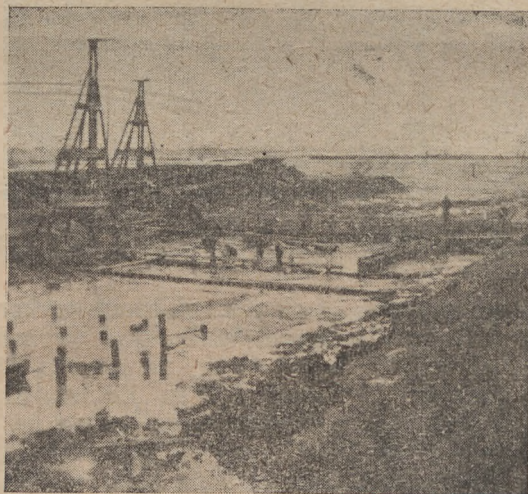
Rys. 10. Jedna z 3-ch stacji pomp napędzanych maszynami parowymi.

W końcu listopada 1947 r. zakład pompowy rozpoczął pracę i w ciągu ok. 6 dni, czyli ok. 150 godzin, przy nieprzerwanej pracy wspomnianych 3 pomp ($\varnothing 7''$ i 2 $\varnothing 6''$) zdołano obniżyć zw. wody o niespełna 3,0 m (od rzędnej ok. 78,50 do rzędnej ok. 75,50). Dalsze obniżenie odbywać się już mogło przy tej instalacji tylko b. powoli (przy nieprzerwanej pracy pomp o około 12 cm na dobę,

przy pow. dołu fundamentowego ok. 2.500 m²). Ze względu zatem na konieczność stosowania drobnych przerw w pracy maszyn (oliwienie, szlakowanie itp.), co pociągało za sobą natychmiastowe szybkie podnoszenie się zw. wody (do 20 cm/godz.) — przy pracy jednego zakładu — poziom 75,50 należało uznać jako praktycznie nie dający się obniżyć.

Ponieważ projekt szczegółowy przewidywał zabicie ścian szczelnych do poziomu 74,00, w grudniu 1947 r. — na podstawie powyższych wyników pompowania projekt został komisyjnie zmieniony, rzędna ścian szczelnych podniesiona do poziomu 76,00; wydłużono je zatem z 5,0 m na 7,50 — 8,0 m. Pod ochroną omówionego zakładu pompowego i ścian szczelnych, przy użyciu dodatkowych pomp dla spompowania wody z obrębu ścian szczelnych, tj. właściwego dołu fundamentowego, miano dopiero prowadzić roboty ziemne, zbrojarskie i betonowe.

W pierwszych dniach stycznia 1948 r. rozpoczęto roboty katarowe, kontynuując roboty ziemne i prowadzono je do 23 stycznia, kiedy nastąpił poważny defekt lokomobili, wskutek opalania jej niewłaściwym, koksującym węglem.



Rys. 11. Pierwsze ściany szczelne (styczeń 1948 r.). Wskutek defektu pompowni dół fundamentowy został zalany na 2 miesiące.

Ponieważ druga rezerwowa lokomobila znajdowała się w przeglądzie i remoncie po dwutygodniowej pracy bez przerwy, Kierownictwo Robót zmuszone było dopuścić do zalania dołu fundamentowego. Po wyremontowaniu lokomobil i poprawieniu zauważonych w toku pracy usterek w instalacji, — w dn. 11 marca 1948 r. przystąpiono do powtórne go spompowania dołu i od tej daty, już bez przerwy, z drobnymi stosunkowo defektami, pracowano aż do zakończenia robót uzależnionych od stanu wody w dole, tj. do połowy listopada 1948 r. Zaznaczyć przy tym wypada, że wszystkie roboty, za wyjątkiem szalowania ścian służby, od stycznia aż do końca września prowadzono na 3 zmiany, niejednokrotnie i w święta (roboty przygotowawcze); w ciągu października — na 2 zmiany (pompowano cały czas bez przerwy), wreszcie dopiero 2 tygodnie w listopadzie, kiedy jeszcze pracowały pompy, lecz przymrozki nocne utrudniały roboty (głównie ubezpieczeniowe) — na jedną zmianę.

Uwzględniając, że w ciągu stycznia 1948 r. wykonano tylko ok. 10% ścian szczelnych (długość 5 i 6,5 m) oraz ok. 10% robót ziemnych, w sumie zaś niespełna 2% całości robót kosztorysowych, — 98% robót wykonano w okresie marzec — listopad, tj. w okresie ok. 7 miesięcy, przy pracy na trzy zmiany.

Warunek pracy na 3 zmiany narzucony został przez Zleceniodawcę z uwagi na stosunkowo b. wysoki koszt pompowania.

Z punktu widzenia interesu państwowego był on konieczny, gdyż w ten sposób można było skrócić do niezbędnego minimum okres budowy oraz uniknąć kosztownego pompowania jałowego. (Dla orientacji czytelnika warto podać, że koszt pompowania stanowi ponad 20% całkowitego kosztu budowy śluzy).

Z punktu widzenia organizacji robót i wydajności pracy należy zauważyć, na podstawie obserwacji przy budowie śluzy „Gawrony” gdzie praca na trzy zmiany ograniczała się do sporadycznych wypadków (z wyjątkiem betonowania) i na budowie śluzy „Koszewo” gdzie była ona regułą, — że przy robotach sporadycznie wykonywanych, wydajność na rob.-dniówkę wypadła nie wiele mniejsza od przeciętnej prawie we wszystkich działach, natomiast przy pracy ciągłej, wydajności w różnych działach są b. różne. W zakresie robót ziemnych, zwłaszcza w głębokim dole fundamentowym, w trudnych warunkach (rozparcie ścian, pomocnicze rusztowania, praca w wodzie) wydajność nie przekraczała 50% wydajności dziennej; w zakresie robót kafarowych wahała się ok. 70%; przy robotach betonowych ok. 80%. Przyczyny zmniejszonej wydajności były różne. W pierwszym rzędzie prawdopodobnie jako taką przyczynę należy uważać fakt, że załoga robotnicza na tej budowie składała się przeważnie z miejscowego elementu mało i średnio-rolnego chłopów lub biedoty wiejskiej, który to element traktuje przeważnie pracę na budowie jako zajęcie uboczne, sezonowe, dorabiając na utrzymanie, którego nie zapewnia mu posiadany kawałek ziemi. Praca na roli u siebie czy u bogacza wiejskiego (tzw. odrobek) absorbuje czas takiego pracownika, również w okresie zatrudnienia na budowie, na którą (przy pracy nocnej) przychodzi zmęczony już pracą w dzień na roli. Ponadto, nie zawsze b. dobre oświetlenie miejsca pracy, wymagające zwiększonej uwagi, uwaga ta bowiem rozprasza się, co nie sprzyja zautomatyzowaniu ruchów, jak to ma miejsce w dzień. Wreszcie utrudniony nadzór i kontrola, zwłaszcza przy rozleglejszym placu budowy.

Od Kierownictwa Robót — przy znanym ogólnie niedoborze fachowych sił technicznych — praca na trzy zmiany wymagała b. dużego wysiłku, zarówno fizycznego, jak i psychicznego, zwłaszcza u jednostek o wyrobionym poczuciu odpowiedzialności.

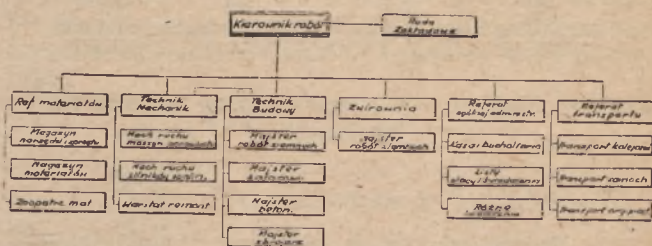
Praca majstrów, wobec niedostatecznej obsady, trwała z reguły najmniej po 12 godzin na dobę, a często i dłużej; nie zawsze również zapewniony był odpowiedni świąteczny, wobec konieczności wykonania różnych robót przygotowawczych na okres następnego tygodnia — dla załogi, dochodzącej w okresie największego nasilenia robót (maj — sierpień) do 500 robotników.

To samo odnosi się do pracowników wykwalifikowanych, zwłaszcza mechaników.

Jeszcze większego wysiłku wymagała praca techników, zwłaszcza budowlanego, odpowiedzialnego za organizację i wydajność pracy na placu budowy oraz wykonanie robót zgodnie z projektem.

Kierownik robót musiał opanować nie tylko trudności techniczne, lecz również organizacyjne, wynikające z opisanych wyżej utrudnień w zapewnieniu na czas dostaw materiałów w związku z trudnościami komunikacyjnymi, wreszcie trudności wynikające z używania przestarzałego sprzętu, który zawodził niejednokrotnie w momentach największego natężenia robót.

Poniżej podaje się schemat organizacyjny Kierownictwa Robót przy budowie śluzy „Koszewo”, jaki miał miejsce w okresie największego nasilenia robót, kiedy wykonywane były wszystkie roboty główne.



Rys. 12. Schemat organizacyjny Kierownictwa Robót.

Blizszego może omówienia wymaga etat technika mechanika, mającego do pomocy, jako siły wykonawczej, 2 majstrów mechaników i majstra kowalskiego oraz ok. 20 mechaników przy obsłudze maszyn parowych i silników spalinowych.

Moc zainstalowanych na budowie maszyn wynosiła w sumie ok. 500 KM, z czego ok. 250 KM w maszynach parowych i ok. 250 KM w ciągnikach i motorach spalinowych przy maszynach budowlanych. Różnorodność tych maszyn wymagała w pierwszym rzędzie odpowiedniego podziału kompetencji (maszyny parowe, silniki spalinowe oraz remonty wraz z instalacjami, względnie zmiany w instalacji w miarę postępu robót).

Niewątpliwie wszystkich tych trudności, wynikających z różnorodności sprzętu maszynowego, można było uniknąć w razie możliwości posiadania jednolitego sprzętu o elektrycznym napędzie. W danym przypadku nie było zarówno odpowiednich maszyn, jak i możliwości doprowadzenia prądu elektrycznego.

Na budowie wykonywano wszelkie remonty, nie wymagające dokładnej obróbki mechanicznej oraz przeglądy maszyn w przerwach pracy lub po sezonie, wreszcie składanie maszyn z dorobionych w warsztatach obcych części.

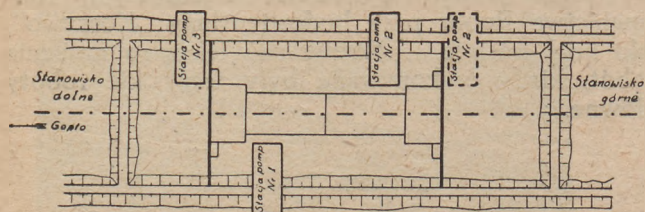
Tak szeroki wachlarz czynności, rozmaitość maszyn i ich moc wymagały fachowego nadzoru, wskutek czego technik-mechanik był w pełni wykorzystany, zwłaszcza że w okresach słabszego natężenia robót należało doszkalać niezupełnie fachowo wyrobiony personel obsługi maszyn.

Kończąc na tym uwagi ogólne o budowie śluzy „Koszewo”, poniżej omówimy 3 fragmenty robót,

które narażały największe trudności w wykonaniu, a były zarazem najściślej ze sobą związane, mianowicie: odwodnienie dołu fundamentowego, wykop w ściankach szczelnych i betonowanie płyty fundamentowej.

ODWODNIENIE DOŁU FUNDAMENTOWEGO I WYKOP W ŚCIANACH SZCELNYCH ŚLUZY „KOSZEWO”.

Załączony rysunek rozkładu pompowni przy pełnym natężeniu robót podaje rozmieszczenie 3 stacji pomp, które trzeba było zainstalować dla opanowania dopływów do dołu fundamentowego.



Rys. 13. Rozkład 3-ch pompowni przy budowie śluzy „Koszewo”.

Z pośród tych 3 stacji pomp:

1) Pompownia Nr 1, pierwsza z wykonanych, spełniała omówione już na wstępie zadanie obniżenia zw. wody do rzędnej ok. 75,50 dla zabicia ścian szczelnych, a następnie po zamknięciu ścianami szczelnymi z awanportu dolnego i uruchomieniu pompowni Nr 3 — pompowała również wodę z II połowy komory i częściowo z głowy dolnej. Siła napędowa: 2 lokomobile mocy ok. 60 KM, pracujące na zmianę po 2 tygodnie. Napędzane przez transmisję pompy: $\varnothing 175 + 2 \varnothing 150 + 1 \varnothing 125$ mm.

2) Pompownia Nr 2 miała za zadanie spompowanie wody z głowy górnej i I połowy komory, do czasu zabetonowania płyt fundamentowych, a następnie do przesunięcia jej w górę kanału (położenie oznaczono linią przerywaną) — utrzymanie zw. wody w awanporcie górnym poniżej poziomu płyty głowy górnej, tj. rzędnej 76,25. Siła napędowa: 2 lokomobile mocy 25 KM + silnik spalinowy, pracujące w kombinacjach, zależnych od potrzeb. Napędzane bezpośrednio przez transmisję pompy: $\varnothing 150 + 2 \varnothing 125$ mm.

3) Pompownia Nr 3 została uruchomiona po zamknięciu całego dołu ścianami szczelnymi i miała za zadanie utrzymanie zw. wody w awanporcie dolnym poniżej ścian szczelnych oraz spompowanie wody z dołu fundamentowego głowy dolnej. Siła napędowa: lokomobila mocy 40 KM + silnik spalinowy. Napędzane bezpośrednio, bądź przez transmisję pompy: $1 \varnothing 200 + 2 \varnothing 150$ mm.

Sumaryczna wydajność tych 3 stacji pomp wynosiła ok. 1100 m³/godz., z czego ok. 400 m³/godz. z obrębu poza ścianami szczelnymi (z obu awanportów) oraz ok. 700 m³/godz. z dołu w ścianach szczelnych. Ponieważ powierzchnia obu awanportów wynosiła ok. 1600 m², dołu fundamentowego w ścianach ok. 1300 m², zaś zw. wody w ścianach obniżono do poziomu ok. 72,00, w awanportach natomiast do rzędnej ok. 75,50, wynikałoby stąd,

że obniżenie zw. wody w ścianach szczelnych o ok. 3,50 m zwiększyło wydatek niewiele więcej dwukrotnie.

Profile geologiczne wykazywały tu pod torfami, zalegającymi na terenie dołu fundamentowego warstwą od 0,5 do 6 m, średnie i grube piaski. W rejonie głowy górnej, gdzie grubość warstwy torfowej była najmniejsza, wchodził pokład grubego piasku z otoczkami wapiennymi spłaszczonymi o średnicy do 10 cm. Na pozostałym obszarze dołu do warstwy tej nie dokopano się.

Brak części pyłowych, jak to miało miejsce w podobnych piaskach na budowie „Gawrony”, był powodem znacznie większej przepuszczalności i wydajności wody w dole, który przy analogicznych innych warunkach (pow. dołu, głębokości wykopu, depresja) dawał niewiele więcej ośmiokrotnie większą ilość wody odpompowanej. Całość dołu fundamentowego podzielono ścianami szczelnymi na elementy; poniższa tabela daje pojęcie o ich wielkości i odpływie na pompy:

Powierzchnia dołu		Dopływ do studni zbiorczej około
1. głowa górna	ok. 240 m ²	30 l/godz.
2. I połowa komory	„ 400 m ²	55 l/godz.
3. II „ „	„ 400 m ²	55 l/godz.
4. głowa dolna	„ 200 m ²	40 l/godz.

Przez podział całości dołu ścianami szczelnymi na wskazane elementy spodziewano się początkowo (przy komisyjnej zmianie projektu i sposobu wykonania), że przy tych stosunkowo niewielkich już dołach uda się opanować dopływy bez większych trudności i zabetonować je stopniowo.

W toku wykonywania robót ziemnych w głowie górnej, od której rozpoczęto wykop, okazało się jednak, że same ściany szczelne w lokalnych warunkach geologicznych nie stanowią dostatecznej przeszkody dla dopływu wody. Wskutek b. znacznej przepuszczalności gruntu, a w pewnej mierze i wskutek nieszczelności pojedynczych ścian szczelnych drewnianych, przy pracy 3 pomp ($\varnothing 6'' + 2 \varnothing 5''$) z trudem udawało się utrzymać w tym dole depresję około 1,0 m. Ponieważ całkowita depresja potrzebna dla wykonania wykopu i betonowania dołu musiała być doprowadzona do ok. 3,5 m, należało uruchomić wszystkie 3 omówione wyżej zakłady pompowe i prowadzić roboty ziemne równocześnie na całej powierzchni dołu, w miarę stopniowego obniżania w nim zw. wody.

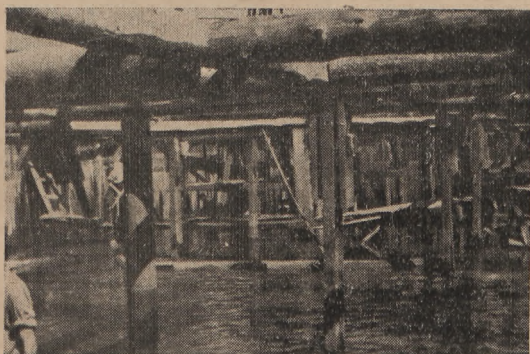
Była to robota b. uciążliwa, gdyż nieuniknione wahania zw. wody wskutek krótkotrwałych nawet przerw w pracy pomp, a zwłaszcza niemożność doprowadzenia wody do studni zbiorczych, normalnie w takich wypadkach stosowanymi rowami odwodniającymi, spowodowały, że wykonywane one były stale w wodzie. W miarę pogłębiania wykopu, wrastający dopływ wody powodował b. szybkie zamulanie studzien nanoszonymi drobnymi piaskami, stale wzruszanymi wskutek kopania, co w rezultacie zmusiło Kierownictwo Robót do przejścia na bagrowanie ostatnich niewiele więcej 2 metrów wykopu, przy utrzymaniu głębokości wody w dole do 1,0 m. Dopiero wtedy zmniejszyło się zamulanie studzien zbiorczych, zasypywanie smoków i powodowanie tym przerwy w pompowaniu. Bagrowanie to wyko-

nywano ręcznie, specjalnie wykonanymi do tego celu, we własnym zakresie, czerpakami. Z natury rzeczy, była to robota stosunkowo powolna, wydajność bowiem na 1 rob-dniówkę wahała się od 0,5 do 1,0 m³ (w zależności od zmiany nocnej czy



Rys. 14. Śluza „Koszewo”. Wykop dołu fundamentowego prowadzono w ok. 80% czerpaniem.

dziennej). O bagrowaniu mechanicznym nie mogło być mowy wskutek rozparcia ścian, możliwości spowodowania większych ruchów mas ziemnych w głębokim dole i ciasnoty miejsca. Powolność tej roboty nasuwała obawy, że wskutek zbyt długiego utrzymywania depresji w dole, ograniczonym ścianami szczelnymi, nastąpić może rozluźnienie struktury podłoża, co z jednej strony spowodować by mogło późniejsze znaczne osiadanie budowli, z dru-



Rys. 15. Rozparcie ścian dołu fundamentowego. Ściany podparto zabitymi na 4 m dźwigarami INP 24.

giej zaś strony mogłoby zaważyć na stateczności ścian szczelnych. Z tych względów należało możliwie szybko przystąpić do zabetonowania płyt fundamentowych z uprzednim ułożeniem zbrojenia (ok. 2t Ø 14 — Ø 30 mm/mb w przekroju podłużnym).

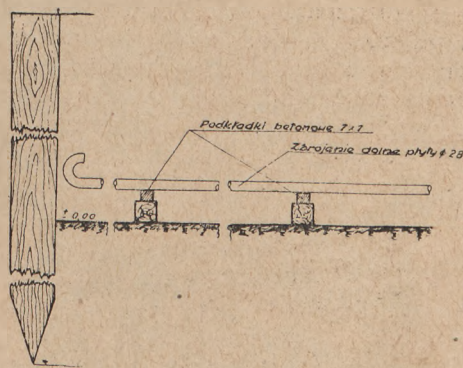
BETONOWANIE PŁYTY FUNDAMENTOWEJ

Do robót tych można było przystąpić po odpowiednim opanowaniu dopływu wód i zapewnieniu odpowiednich warunków do betonowania, które gwarantowałyby całkowite otulenie zbrojenia betonem.

Projekt szczegółowy przewidywał ułożenie na dnie wykopu 25 cm warstwy żwiru, na której byłoby ułożone zbrojenie i wykonane betonowanie płyty na sucho.

W warunkach budowy „Gawrony” sposób ten dał wynik całkowicie zadowalający, betonowanie płyty wykonano na sucho.

W warunkach jednak budowy „Koszewo”, przy dopływie około ośmiokrotnie większym, nie było żadnych podstaw do przypuszczania, że 25 cm warstwa żwiru będzie drenem o dostatecznym przekroju dla ujęcia wzmiankowanych wyżej dopływów. Z tego względu Kierownictwo Robót zaproponowało wykonanie drenu z warstwy kamienia łamanego, grubości 0,5 m, u góry starannie ułożonego, dla zmniejszenia strat betonu. Z uwagi jednak na czas potrzebny na pogłębienie wykopu i wykonanie omawianego drenu kamiennego, wymienione wyżej obawy odnośnie rozluźnienia struktury podłoża oraz naruszenie równowagi ścian szczelnych przy tak długim i intensywnym pompowaniu (odkopanych na 4,50 m, przy głębok. poniżej dna ok. 3 m z rozparciem górą), — Kierownictwo Budowy zarządziło wykonanie — zamiast podsypki żwirowej względnie narzutu kamiennego — rusztu prowizorycznego drewnianego pod zbrojenie, zadaniem którego byłoby:



Rys. 16. Prowizoryczny ruszt pod zbrojenie.

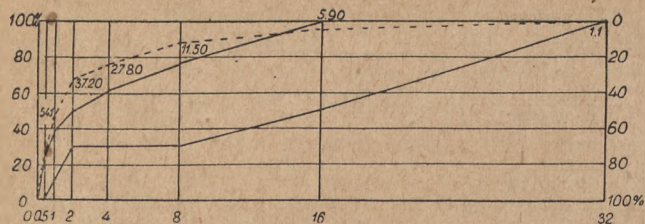
1. Odizolowanie zbrojenia dolnego płyty od dna wykopu,

2. Umożliwienie swobodnego odpływu wody do studzien zbiorczych w toku układania zbrojenia, poniżej niego.

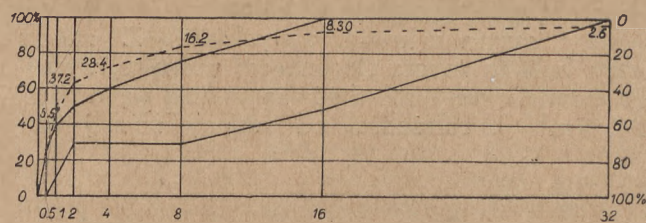
3. Umożliwienie ewentualnego wytworzenia się drenu żwirowego, w częściowo wypłukanej warstwie betonu poniżej zbrojenia, z tym, że w toku betonowania praca pomp będzie tak skoordynowana, że zw. wody na terenie betonowanej sekcji będzie utrzymywane poniżej poziomu zbrojenia dolnego, opartego na wspomnianym ruszcie, dla uniemożliwienia wypłukania cementu z betonu w rejonie zbrojenia.

W ten sposób można było przystąpić do betonowania poszczególnych sekcji płyty fundamentowej w 3 — 4 dni po zakończeniu wykopu, tj. w czasie potrzebnym na ułożenie zbrojenia.

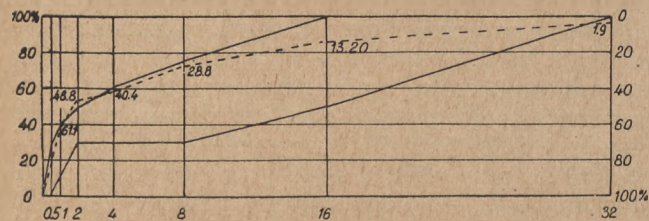
Przygotowane na placu 3 betoniarki typu „Regulus”, wydajności łącznej do 30 m³/godz., pozwalały na przeprowadzenie betonowania płyty fundamentowej w możliwie krótkim okresie czasu (18 — 36 godzin, zależnie od ilości betonu w sekcjach. Na możliwie szybkie przeprowadzenie betonowania płyt fundamentowych kładziono specjalny nacisk z uwagi na omówione już wyżej trudności betono-



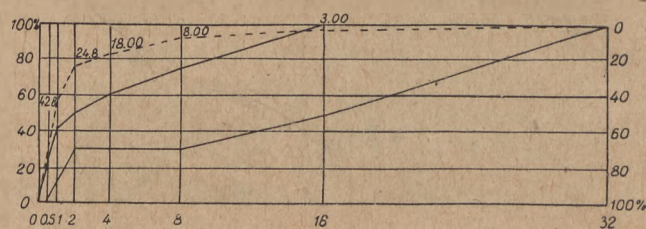
Rys. 17. Krzywa przesiewu żwiru Nr 3.



Rys. 19. Krzywa przesiewu żwiru Nr 7.



Rys. 18. Krzywa przesiewu żwiru Nr 6.



Rys. 20. Krzywa przesiewu żwiru Nr 8.

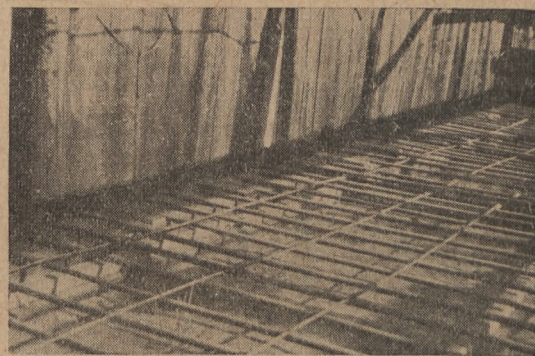
wania przy tak znacznym dopływie wody gruntowej, dla zapobieżenia wypłukiwania cementu; niezależnie od tego stały nadzór techniczny nad betonowaniem czuwał nad właściwym stosowaniem środków zapobiegawczych, dla przeprowadzenia betonowania przy najniższej stracie cementu wypłukiwanego ze strefy dolnej, pod zbrojeniem.

lono przypuszczalną pożądaną średnicę na 20" — 25", które w danych warunkach pozwoliłyby zamiar powyższy osiągnąć. Niestety, otrzymanie tak du-



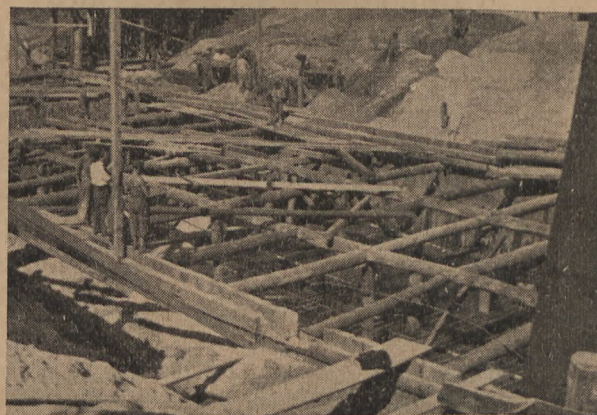
Rys. 21. Zbrojenie płyty i ścian śluzy „Koszewo”.

Do otrzymania, mimo b. trudnych warunków, betonu o żądanej projektem wytrzymałości, przyczyniły się w zasadniczym stopniu wykonane uprzednio studnie wiercone $\varnothing 14''$, po dwie w głowach i komorze. Początkowo spodziewano się, że studnie te, których filtry sięgały do poziomu ostrza ścian szczelnych (dług. filtrów ok. 4,0 m), pozwolą osuszyć dół fundamentowy w ścianach szczelnych i wykonać betonowanie na sucho. W toku pracy okazało się jednak, że wydajność ich — w stosunku do dopływu — jest za mała. Metodą dedukcji usta-



Rys. 22. Śluza „Koszewo” — zbrojenie dna komory.

zych średnic w aktualnych warunkach budowy, okazało się niemożliwe.

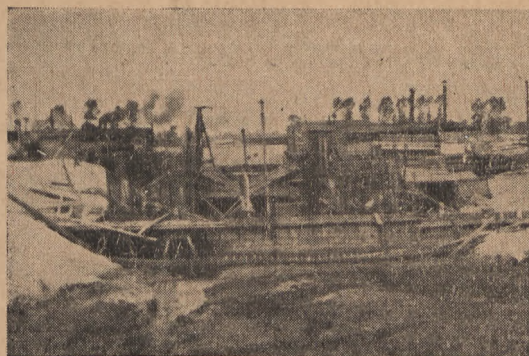


Rys. 23. Śluza „Koszewo” — rozparcie ścian szczelnych komory.

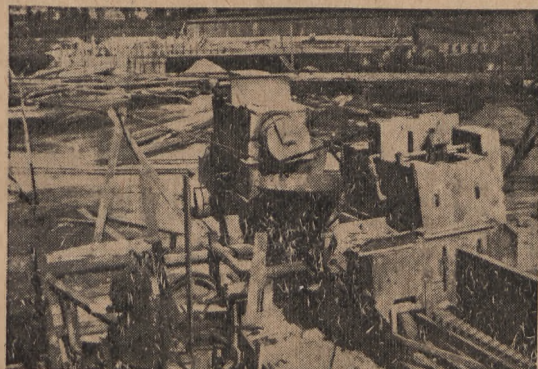
W toku betonowania płyt fundamentowych, wskutek zwiększenia oporów dla wypływu wody i zmniejszenia jej ilości oraz przez odpowiednie pro-



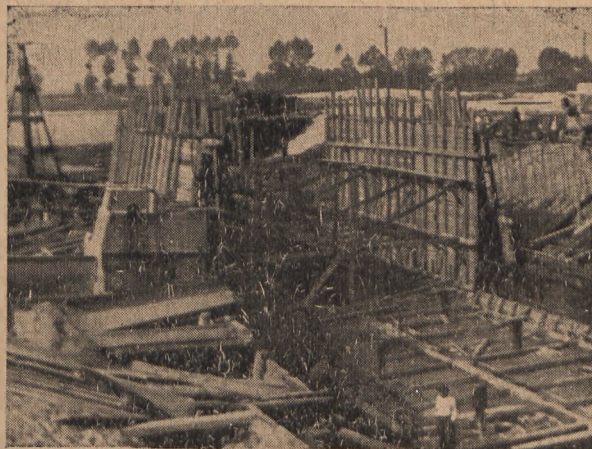
Rys. 24. Śluza „Koszewo”. Kobiety również pracują przy betonowaniu, nie ustępując mężczyznom.



Rys. 26. Widok ogólny budowy śluzy „Koszewo” od górnej wody.



Rys. 25. Śluza „Koszewo” — zespół 2 betoniarek „Regulus” i pompa do betonu.



Rys. 27. Śluza „Koszewo” — szalowanie i betonowanie ścian komory.

wadzenie betonowania i kończenie go w rejonie studzien — przez pompowanie z nich, likwidowano źródła sprowadzane do leja depresyjnego, a wybijające na terenie betonowanej sekcji, nie dopuszczając do rozmycia i osłabienia betonu.

Kończąc na tym uwagi o budowie ostatnich dwu śluz na kanale Warta — Gopło, warto podkreślić jeszcze moment dotychczas nie poruszany, mianowicie doszkolenie poważnej ilości personelu techniczno-administracyjnego, z którego znakomita większość nie miała uprzednio praktyki w tym zakresie budownictwa.

Trudności obu budów, zwłaszcza zaś „Koszewa”, dały możliwość technikom, majstrom, podmajstrzym i robotnikom wykwalifikowanym pogłębić swe wia-

domości teoretyczne i praktyczne, w zetknięciu się z tymi trudnościami, jakie z reguły prawie nasteręcza budownictwo wodne.

Nie można wreszcie pominąć faktu awansu społecznego kilkunastu robotników niekwalifikowanych, którzy przy okazji tych budów poprzez stanowiska grupowych, później brygadzystów mieli możliwość wykazania się swymi zdolnościami organizacyjnymi i osiągnięć kwalifikacje, które dadzą im zawód i stanowisko w tym zawodzie.

Część z nich została już przerzucona na inne budowy prowadzone przez P.P.B. „Hydrotrest”, zamieniając zawód i biedę drobnego rolnika na zawód „wodniaka”.

INŻ. STANISŁAW JUNIEWICZ

Nomogram dla wyznaczania średnic rurek drenów

Dla wyznaczania średnic rurek drenów używa się zazwyczaj u nas niemieckich tablic Scheviór'a, a czasami tablic liczbowych, względnie wykreslnych, załączonych do niemieckiego „Dränanweisung”. Ostatnio ukazały się w druku „Zasady drenowania” Prof. Dra Baca, zawierające również tablice liczbowe i wykreslnie, dostosowane do znormalizowanych u nas średnic drenów. Wszystkie powyższe tablice po-

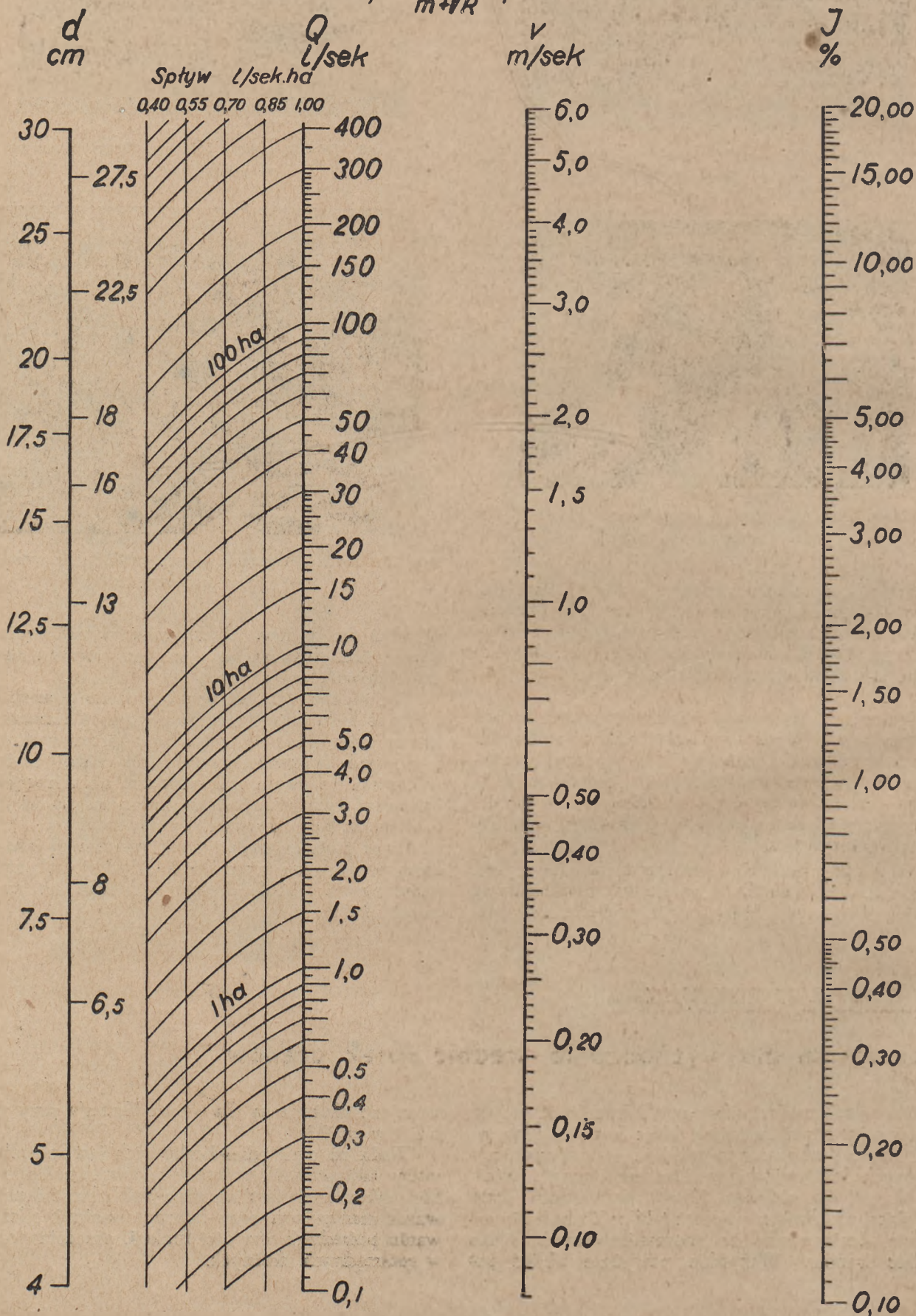
mocnicze ułożone są dla wzoru Kutter'a przy założeniu $m = 0,3$.

Wadą na ogół tabel liczbowych jest powolność interpolacji wartości pośrednich, a wspomnianych tablic wykreslnych jest ich mała dokładność i nużąca wzrok manipulacja przy interpolowaniu i odczytywaniu pośrednich wartości funkcji, przedstawionych w spólrzędnych ukośnych.

Nomogram inż. S. Juniewicza

do wyznaczania średnic rurek drenów oraz objętości i prędkości przepływającej nimi wody ułożony dla wzoru Kutter'a

$$v = c\sqrt{RJ}, c = \frac{100\sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}, m = 0,3$$



Zadałem sobie trud obliczenia dla tegoż wzoru Kutter'a nomogramu w współrzędnych równoległych. Układ nomogramu jest następujący: na czterech głównych podziałkach równoległych mamy:

- 1) d = średnice drenów w cm, przy czym z lewej strony podziałki zaznaczono średnice ustalone przez Polski Komitet Normalizacyjny, a z prawej strony średnice inne, spotykane na naszych terenach.
- 2) Q = objętości wody przepływające drenem w l/sek.
- 3) v = prędkości przepływu wody w drenach w m/sek.
- 4) I = spadki drenu w procentach.

Zastosowanie nomogramu jest nadzwyczaj proste: przykładając linijkę (najlepiej celuloidową) jednym końcem do kreski odpowiadającej średnicy drenu, a drugim do kreski odpowiadającej danemu spadkowi, odczytujemy objętość i prędkość na przecięciu linijki z podziałkami objętości i prędkości.

Przykład 1. Jaka objętość wody i z jaką prędkością przepływa drenem d 15 cm, założonym w spadku 1,5%?

Przykładamy jeden koniec linijki do kreski 15 na podziałce „ d ”, drugi do 1,5 na podziałce „ I ”. Na przecięciu linijki z podziałką „ Q ” odczytujemy

$Q = 16,4$ l/sek a na przecięciu linijki z podziałką „ v ” odczytujemy $v = 0,93$ m/sek.

Nomogram służy również do obliczania średnic drenu, znając jego spadek oraz powierzchnię, z której osacza wodę i to dla rozmaitych spływów jednostkowych z hektara, a mianowicie 0,40 l/sek, 0,55 l/sek, 0,70 l/sek, 0,85 l/sek i 1,00 l/sek/ha. Do tego celu służą podziałki pomocnicze, znajdujące się z lewej strony podziałki „ Q ”.

Przykład 2. Jaka średnica drenu należy zastosować dla osuszenia 27 ha o przyjętym spływie jednostkowym 0,70 l/sek/ha, jaka objętość wody i z jaką prędkością będzie drenem przepływać, jeżeli spadek drenu wynosi 1,2%?

Znajdujemy na pionowej podziałce spływów dla 0,7 punkt odpowiadający 27 ha i odnosimy go poziomo na podziałkę „ Q ”, otrzymując $Q = 18,9$ l/sek. Przykładamy jeden koniec linijki do punktu 18,9 na podziałce „ Q ”, a drugi do 1,2 na podziałce „ I ”. Linijka trafia na podziałkę „ d ” pomiędzy $d = 15$ i $d = 17,5$. Należy zastosować średnicę większą, a więc 17,5 cm. Prędkość wody w drenie odczytujemy na przecięciu linijki z podziałką „ v ” — $v = 0,88$ m/sek.

Należy przypuszczać, że w porównaniu z powszechnie używanymi obecnie tablicami ukośnymi nomogram mój zaoszczędzi czas w ca 56%.

TECHN. STANISŁAW PAŁKA

Rejonowe Kierown. Robót Wodno - Meliorac. w Pszczynie.

Typ progu żelbetowego na palach drewnianych

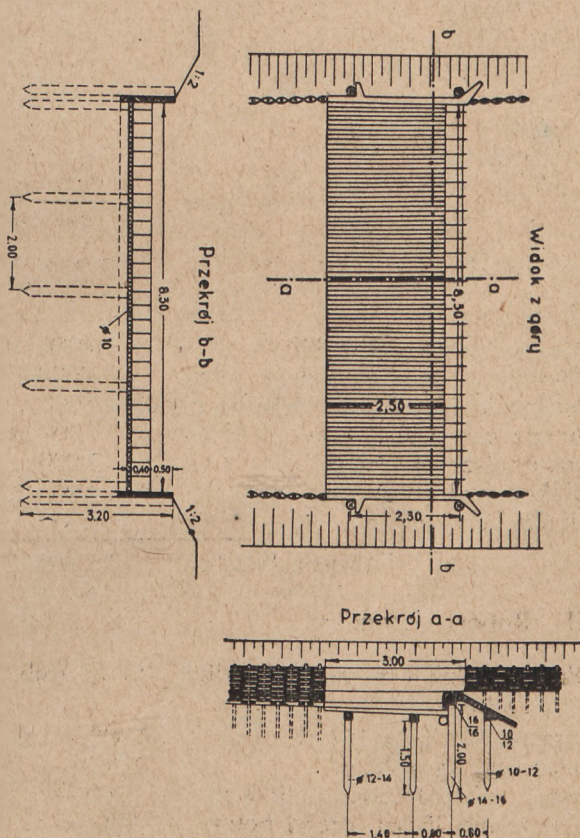
Typ progu opisany poniżej, udoskonalony przez strażnika rzecznego Ob. Bieńko Jana, został wykonany przez Rejonowe Kierownictwo Robót Wodno-Melioracyjnych w Pszczynie na pot. Wapiennickim, w powiecie bielskim.¹⁾

Podgórski charakter pot. Wapiennickiego, gęsto zabudowanego drewnianymi progami i osącego duże ilości grubego żwiru, jak również częste wysychanie koryta — powodują bardzo szybko niszczenie drzewa. W celu uniknięcia niszczenia części drewnianych powstała myśl o zmianie ich na trwalsze, a to żelbetowe. Początkowo zastosowano tylko ponur i przyczółki żelbetowe, poszur zaś drewniany, (na rysunku pokazano w trzech rzutach widok z góry, przekrój a — a i przekrój b — b), później jednak zastosowano i poszur również żelbetowy (wariant poszura). Jak wykazała już 3-letnia praktyka próg utrzymuje się bardzo dobrze i niszczącego działania szutrów czy też pochodzących lodów nie zauważono.

Koszt tego progu jest o 39,8% niższy od kosztu progu drewnianego; trudno obecnie dokładnie określić trwałość progu, jednak już z dotychczasowych obserwacji wynika, że będzie on trwał dłużej niż drewniany.

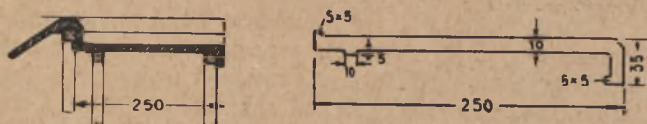
Poniżej podaje się porównanie kosztów progu żelbetowego i drewnianego.

¹⁾ Decyzją Ob. Ministra Rolnictwa i Reform Rolnych z dn. 5.III.1948 r. przyznana została i wypłacona Ob. Bieńkowi Janowi nagroda w wysokości 35.000 zł, w uznaniu jego pomysłowości, dobrych wyników uzyskanych przez zastosowanie tego typu na potokach górskich (Red.).

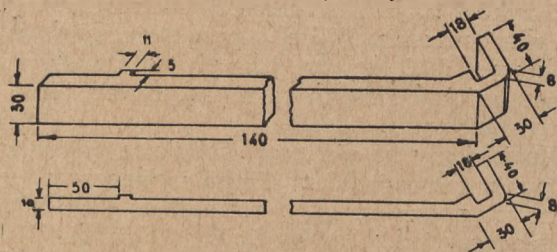


Rys. 1.

Poszur żel-bet.

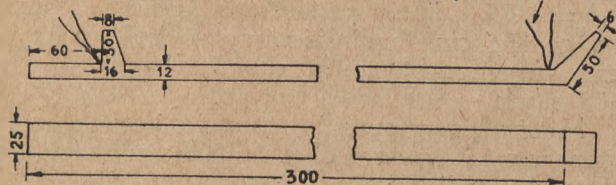


Hak żel-bet. żelazo $\varnothing 5$ mm



Płyta boczna żel-bet

druty do wiązania



Rys. 2. Wariant poszura żelbetowego.

SZCZEGÓŁOWE ZESTAWIENIE KOSZTÓW PROGU ŻELBETOWEGO, SZEROKOŚCI 8 m.

I. Konstrukcja drewniana:

Materiał:

jedna belka-korona 8 m dług. 18×18	0,26 m ³
dwie belki poszuru 9 m dług. 14×16	0,36 m ³
jedna belka poszuru 8 m dług. 12×12	0,12 m ³
5 pilotów dług. 3 m $\varnothing 18$	0,38 m ³
10 pilotów dług. 2 m $\varnothing 16$	0,40 m ³
5 pilotów dług. 2 m $\varnothing 12$	0,11 m ³
	<u>1,63 m³</u>

1,63 m³ drzewa a 8.000 zł 13.040 zł

Robocizna:

Zabicie 20 szt. pali a 300,— zł.	6.000 zł
Ciosanie 32 mb kantówki a 50 zł.	1.600 „
Osadzenie 32 mb kantówki na palach	1.600 „
Dowóz cementu 3 tony	4.000 „
Dowóz drzewa 1,63 m ³	2.000 „
Wykop pod próg 40 m ³ a 70 zł.	2.800 „
Okucia, klamry itp.	1.500 „

Razem robocizna 19.500 zł

II. Roboty betonowe.

Ponur (haki) 8 m szer., 2 m dług., 0,1 m grub. — 1,63 m³ betonu.

Cement 800 kg a 374 zł.	2.992,— zł.
Żelazo 64 kg a 40 zł.	2.560,— „
Żwir 2 m ³ (w miejscu) a 100 zł.	200,— „
Wykonanie 26 szt. części beton.	3.900,— „
Doniesienie i ułożenie	3.000,— „

Razem ponur 12.652,— zł

Poszur — 8 m szer., 3 m dług., 0,15 m grub. — 3,6 m³ betonu.

Cement 1600 kg a 374 zł.	5.984,— zł
Żelazo 128 kg a 40 zł.	5.120,— „
Żwir 5,5 m ³ a 100 zł (w miejscu)	550,— „
Wykonanie części 40 szt.	
(3 $\times$ 0,2 $\times$ 0,15)	4.000,— „
Założenie z doniesieniem	3.000,— „

Razem poszur 18.654,— „

Przyczółki 1,44 m³ betonu.

Cement 600 kg a 374 zł.	2.244,— zł
Żelazo 48 kg a 40 zł.	1.920,— „
Żwir 1,60 m ³ (w miejscu) a 100 zł.	160,— „
Wykonanie 12 szt. części	2.400,— „
Założenie z doniesieniem	2.000,— „

Razem przyczółki 8.724,— zł

Całkowity koszt progu:

I. Konstrukcja drewniana — materiał	13.040,— zł
robocizna	19.500,— „
II. Roboty betonowe — ponur	12.652,— „
poszur	18.654,— „
przyczółki	8.724,— „
Razem	<u>72.570,— zł</u>



Rys. 3. Budowa progu żelbetowego na potoku Wapiennickim.

SZCZEGÓŁOWE ZESTAWIENIE KOSZTÓW PROGU DREWNIANEGO, SZEROKOŚCI 8 m.

Materiał:

20 szt. pali $\varnothing 18,3$ m dł. = 1,53 m ³ a 8000 zł	12.240 zł
3 szt. belek $\varnothing 18,8$ m dł. = 0,6 m ³ a 8000 zł	4.880 „
3 szt. belek 8 m dł. pod ponur i poszur $\varnothing 16$	
= 0,48 m ³ a 8.000 zł	3.840 „
poszur $8 \times 3 \times 0,12 = 2,88$ m ³ a 8.000 zł	23.040 „
ponur $16 \times 0,05 = 0,80$ m ³ a 8.000 zł	6.400 „
gwoździe, klamry i śruby	2.000 „
palisada boczna $4 \times 2 = 8$ m ³	
64 szt. pali dł. 2 m, $\varnothing 16$ cm = 2,56 m ³ a 8.000 zł	20.480 „

Razem materiał 8,86 m³ 72.880 zł

Robocizna:

(zbity żwir b. twardy Kt. IV wg „Toru”).

84 szt. pali a 300,— zł.	25.200,— zł
Obciosanie i okucie pali	7.600,— „
Dylowanie poszuru i ponuru 40 m ²	6.000,— „
Dowóz materiałów 8,86 m ³ a 1000 zł	8.860,— „

Razem robocizna	47.660,— zł
-----------------	-------------

Całkowity koszt progu	120.540,— zł
-----------------------	--------------

Uwaga: koszt drzewa przyjęto 8.000,— zł za 1 m³.

Jak więc wynika z powyższego zestawienia, oszczędność w budowaniu progów żelbetowych zamiast całkowicie drewnianych jest duża, bo aż 47.970,— zł, na jednym progu tj. 39,8%. Kierownictwo w roku bieżącym ma zastosować nieco odmienny typ progów żelbetowych, zupełnie bez pali drewnianych.

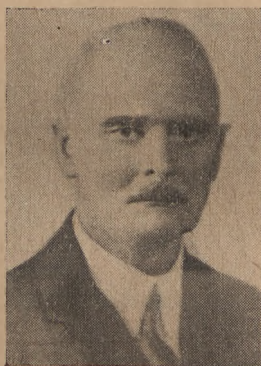


Rys. 4.

WSPOMNIENIA POŚMIERTNE

Ś. P. INŻ. TADEUSZ LANG

W dniu 3 listopada 1948 r. zmarł w Tarnowie ś. p. inż. Tadeusz Lang, jeden z najbardziej znanych i cenionych fachowców z dziedziny melioracji rolnych na terenie Małopolski.



Urodzony w 1871 r. w Uszkowicach woj. tarnopolskiego, po ukończeniu szkół powszechnych i średnich we Lwowie, studiuje na Wyższej Szkole Melioracji Rolnych w Wiedniu, po ukończeniu której wraca do kraju i wstępuje w 1897 r. na służbę do Biura Melioracyjnego przy ówczesnym Wydziale Krajowym we Lwowie. Z ramienia tegoż Biura otrzymuje wkrótce stypendium naukowe na dalsze studia fachowe za granicą, które prowadzi w ojczyźnie melioracji — Holandii i Niemczech. Po powrocie do kraju, podejmuje znów pracę poprzednią w Biurze Melioracyjnym, a w 1906 r. — z chwilą utworzenia Banku Melioracyjnego we Lwowie — zostaje jego dyrektorem technicznym, na którym to stanowisku pozostaje aż do chwili wybuchu I-ej wojny światowej. Powołany do armii austriackiej,

dostaje się wkrótce do niewoli rosyjskiej i przebywa parę lat na Syberii, skąd powraca do kraju w 1918 roku i wstępuje natychmiast do Wojska Polskiego, w którym pozostaje w służbie czynnej aż do 1922 roku, poczem powraca do służby w Banku Melioracyjnym we Lwowie, który wkrótce potem przekształcony zostaje na Małopolskie Zakłady Melioracyjne i Techniczne. Na stanowisku dyrektora technicznego tej instytucji wspólnie ze ś. p. inż. Aleksandrem Wierzbickim, a po śmierci tegoż — ze ś. p. inż. Dyonizym Howarthem, rozwija ogromnie ożywioną działalność dla podniesienia kultury rolnej kraju, pokrywając siecią urządzeń melioracyjnych setki tysięcy hektarów nieużytecznych poprzednio gruntów, organizując Spółki Wodne i kształcąc przy tym całe szeregi młodych adeptów swego fachu, którzy zdobywali przy Nim zarówno rozległą wiedzę praktyczną i bogate doświadczenie zawodowe, jak i pomoc materialną, umożliwiającą im jednocześnie dalsze kształcenie się teoretyczne, aż do chwili osiągnięcia pełnej samodzielności.

Rozwijający się i pogłębiający po 1930 r. kryzys gospodarczy spowodował też upadek oraz likwidację Małopolskich Zakładów Melioracyjnych, przyczem dyr. Lang, mając już przekroczoną granicę 60-go roku życia, przechodzi na emeryturę.

Niespożyta jednak energia życiowa i zamiłowanie do pracy nie pozwala Mu zażywać zasłużonego już odpoczynku, to też, korzystając z możliwości w rozwijającym się w tym czasie Centr. Okręgu Przemysłowym w Polsce środkowej, przenosi tam swą działalność i w charakterze prywatnego przedsiębiorcy projektuje i wykonuje samodzielnie szereg przeróżnych prac inżynierskich na tym terenie, nie zaniedbując ani na chwilę swych najbardziej ulubionych melioracji rolnych.

Wybuch wojny w 1939 r. zastaje Go w Tarnowie, gdzie w pierwszym okresie bezpośrednio po zakończeniu działań wojennych w Kraju nie traci głowy i nie załamuje rąk, lecz na prośbę organów naczelnych społeczeństwa, skupionych wokół późniejszej R. G. O., obejmuje kierownictwo opuszczonych placówek publicznej służby technicznej, tj. Pow. Zarządu Drogowego i Referatu Melioracyjnego, co umożliwia Mu skupienie wokół siebie całej rzeszy pozbawionych środków do życia, zdeorientowanych i bezradnych ludzi. Po powrocie z wojny właściwych kierowników tych instytucji, oddaje im ich agendy, sam zaś wycofuje się w zacisze domowe, pragnąc o ile możliwości uniknąć wszelkiego bliższego kontaktu z okupantem. Powszechna jednak opinia o Zmarłym, jako o znakomitym fachowcu w dziedzinie melioracji rolnych; skłoniła Go do podjęcia znów działalności zawodowej w charakterze przedsiębiorcy prywatnego, pracującego w ścisłym porozumieniu z utworzonym w tym czasie Polskim Urzędem Gospodarki Wodnej w Tarnowie. Działalność ta obejmowała ochronę od powodzi oraz osuszenie szczegółowe rozległych połaci gruntów rowami i drenami, szczególnie na terenie majątków opuszczonych i zajętych pod zarząd państwowy. Umiejętnie wobec okupanta stosowana polityka pozwoliła w tej dziedzinie na osiągnięcie poważnych korzyści dla kraju, a to zarówno pod względem rozmiarów inwestycji o trwałej i ogromnej wartości, jak i z uwagi na użycie do tych prac dużej ilości miejscowych rąk roboczych, chronionych w ten sposób przed nienawistną wysyłką do robót wojskowych w Rzeszy.

Wybitne jednak walory zawodowe, znajomość Kraju i języka niemieckiego, wyższe studia odbyte w Wiedniu a wreszcie i niemieckie brzmienie nazwiska, narażały ś. p. Langa na ustawiczne przykrości „nawracania” Go na przynależność do narodowości niemieckiej i ściślejszą, lojalniejszą współpracę z okupantem. Ani jednak pokusy poważnych korzyści materialnych, ani groźby, ani wreszcie przejściowe osadzenie Go w więzieniu, nie zachwiały bodaj na jotę bezwzględnej polskości i bojowego patriotyzmu Zmarłego, tak istotnych dla Jego charakteru; przez cały czas okupacji pozostaje bezwzględnie wierny swemu krajowi, idei jego niepodległości i pomocy ofiarom wojny.

Po wyzwoleniu pozostaje ś. p. Lang w Tarnowie, kontynuując swą działalność zawodową w charakterze samodzielnego przedsiębiorcy i nadal współpracując z Urzędem Wodno-Melioracyjnym w Tarnowie — szczególnie w dziedzinie opracowywania projektów melioracyjnych (projekt rekonstrukcji regulacji rzeki Białej Dolnej w pow. tarnowskim). Prace polowe związane z tą pracą okazały się ponad Jego siły, tak że bezpośrednio po ich ukończeniu, w listopadzie 1947 r. ciężko zachorował. Po roku dotkliwych cierpień zmarł pomimo troskliwej opieki oddanej Mu wiernie żony, aż do ostatnich prawie chwil życia myśląc o powrocie do swej ukochanej pracy, której poświęcił całe swe długie i znojne życie i od której odszedł, jak żołnierz poległy na polu bitwy.

Odszedł człowiek nieskazitelnego charakteru, prawy Polak i obywatel, znakomity fachowiec i nieustrudzony pracownik w swoim zawodzie, wymagają-

cy i surowy lecz sprawiedliwy przełożony, a zarazem najlepszy kolega i współpracownik, wierny i oddany do końca życia mąż, ojciec i przyjaciel; — odszedł, pozostawiając głęboki żal wśród najbliższych i trudną do zastąpienia lukę w tak szczupłym szeregu polskich meliorantów, wspomnienie jednak i przykład Jego całkowicie pracą wypełnionego życia i owoców tej pracy, żywe będą przez długi czas wśród wszystkich tych, którzy kiedykolwiek się z Nim zetknęli i współpracowali.

Cześć Jego pamięci!

Inż. Jan Bystrzycki.

Ś. P. INŻ. KAZIMIERZ HUBER

Nie upłynął jeszcze miesiąc od śmierci śp. inż. Tadeusza Langa, a oto polski świat techniczny wogóle, a służba wodno-melioracyjna i ziemia tarnowska w szczególności, dotknięte zostały ponownie stratą, bowiem w dniu 30 listopada 1948 r. zmarł w Tarnowie śp. inż. Kazimierz Huber.



Śp. Kazimierz Huber urodził się w 1879 r. w Limanowej, na Podkarpaciu, jako najmłodszy brat znanego w Polsce i za granicą uczonego, prof. dra inż. Maksymiliana Hubera. Szkoły powszechne i średnie kończył śp. Kazimierz Huber w Rzeszowie i Lwowie, gdzie też następnie studiował inżynierię na Politechnice, a po uzyskaniu dyplomu wstąpił do służby w Biurze Melioracyjnym b. Wydziału Krajowego, pozostającym wówczas pod kierunkiem niezapomnianego dra h. c. inż. Andrzeja Kędziora. Z ramienia tego Biura prowadził śp. inż. Huber najpierw regulację pot. Kisieliny w pow. dąbrowskim i brzeskim, a następnie przez 6 lat kierował osuszeniem i kolmatacją bagien naddniestrzańskich.

W czasie I-ej wojny światowej bierze udział początkowo w czynnej służbie wojskowej, pod koniec wojny zaś prowadzi naprawę i odbudowę obwałowania Wisły w pow. sandomierskim i dąbrowskim.

Po zakończeniu wojny, w 1918 r., osiada na stałe w Tarnowie jako kierownik b. Sekcji konserwacji publ. robót melioracyjnych.

Po wielkiej powodzi 1934 r., na skutek intryg i nieżyczliwości ówczesnych sanacyjnych władz zwierzchnich, przeniesiony zostaje przedwcześnie na emeryturę, co umożliwia Mu dopiero rozwinięcie szerokiej i prawdziwie owocnej działalności przy podjętej podówczas budowie Państw. Fabryki Celulozy w Niedomicach k. Tarnowa, dla której wykonuje szereg projektów urządzeń wodnych i prowadzi ich budowę wraz z rekonstrukcją regulacji pot. Nowy Brzeń. Jednocześnie bierze śp. Kazimierz Huber wybitny udział w życiu społecznym i kulturalnym swego miasta, pracując szczególnie z zamięłowaniem dla dobra tak zasłużonego Towarzystwa Szkoły Ludowej.

Po wybuchu wojny w 1939 r. wycofuje się całkowicie w zacisze domowe, poświęcając się prawie wyłącznie pracy naukowej i opracowywaniu projektów technicznych.

Niestety, wielka wrażliwość nerwowa i uczuciowa na bezprzykładne prześladowania Narodu Polskiego przez okupanta, potęgowane dwukrotnym pobylem w więzieniu tarnowskim — wywołały u śp. K. Hubera poważną chorobę serca, która uniemożliwiła Mu podjęcie czynnej pracy zawodowej po wyzwoleniu w 1945 r. Pracuje jednak nadal naukowo jeszcze do wiosny 1948 r., kiedy to narastające stale nasilenie choroby uniemożliwia Mu już wszelką działalność. Podtrzymywany wszelkimi możliwymi sposobami przy życiu, żyje jeszcze tak pół roku, póki ostatni atak nie położył temu życiu ostatecznego i przedwczesnego kresu.

Śp. inż. Kazimierz Huber był postacią dość niezwykłą wśród grona meliorantów polskich, skupionych w państwowej służbie melioracyjnej. Rozległa wiedza techniczna o koncentracji raczej zbliżonej do zakresu teorii statyki (podobnie, jak u brata Maksymiliana), niezwykle bujna i żywa inteligencja o nader szerokim zakresie zainteresowań, specjalne zamięłowanie do książek, malarstwa i filmu, a przytem duża swoboda myśli i niezależność charakteru oraz specyficzna kultura osobista i towarzyska — sprawiały, że na tle szarej i skąpej działalności, szczególnie po macoszemu od początku naszej wskrzeszonej państwowości traktowanej służby melioracyjnej, nie mógł czuć się dobrze i wykorzystać swych wrodzonych zdolności i upodobań. Rozwój ten rozpoczął się dopiero zbyt późno, bo z chwilą przejścia na emeryturę w 1935 r. i trwał zbyt krótko, bo przerwany wybuchem wojny w 1939 r.

Miejmy nadzieję, że pozostawiona przez Zmarłego bogata autorska spuścizna techniczna, tak rzadka i cenna u nas zawsze, a szczególnie obecnie w okresie odbudowy zniszczonego wojną Kraju, zostanie przez Jego spadkobierców możliwie jak najszybciej udostępniona polskiemu światu technicznemu, co bodaj częściowo pozwoli pokryć stratę, jaką świat ten poniósł przez przedwczesną śmierć tego utalentowanego i tak mało wykorzystanego człowieka.

Cześć Jego Pamięci!

Inż. Jan Bystrzycki

Ś. P. INŻ. WŁADYSŁAW DUNIN

Dnia 18.XII.1948 r. zmarł inż. Władysław Dunin. Odszedł od nas nagle, pełniąc służbę na swym posterunku do ostatniej chwili pracowitego żywota. W szczupłym gronie inżynierów hydrotechników powstała znowu poważna szczyrba.



Ś. p. inż. Władysław Dunin urodził się dnia 5.IX.1886 r. w Korczynie nad Wisłą. Po ukończeniu Inżynierii Wodnej Politechniki Lwowskiej pracuje jakiś czas w budownictwie, przy odbudowie zniszczeń wojennych w Kraju, spowodowanych pierwszą wojną światową, po czym w 1916 r. wstępuje do służby wodnej i na tym polu pracuje bez przerwy przeszło 30 lat, aż do ostatniego dnia swego życia.

W pierwszych latach, zaraz po ukończeniu pierwszej wojny światowej prowadzi do 1923 r. z ramienia Krakowskiej Dyrekcji Robót Publicznych obwałowanie Wisły i regulację Dunajca w powiecie brzeskim. Obejmuje następnie kierownictwo Oddziału Wodnego w tejże Dyrekcji Rob. Publ., po czym zostaje przeniesiony do Łucka, na stanowisko Kierownika Oddziału Wodnego, gdzie specjalnie poświęca się zagadnieniom regulacji rzeki Styru. Stąd znów zostaje powołany na stanowisko zastępcy Kierownika Biura Projektów Melioracji Polesia w Brześciu n. Bugiem, gdzie Swoją wiedzą, doświadczeniem i umiejętnością współzycia przyczynia się w znacznym stopniu do wybitnych osiągnięć tego biura. W 1929 r. obejmuje Kierownictwo Państwowego Zarządu Wodnego w Koninie, które to funkcje sprawuje aż do wybuchu drugiej wojny światowej.

Na tym stanowisku kładzie wielkie zasługi przy regulacji zaniedbanego odcinka rz. Warty od ujścia Prosną w górę, opracowuje projekt generalny regulacji i wykonując wiele robót w terenie, które dzisiaj kontynuuje się w myśl zasad przez Niego opracowanych i realizowanych. Ponadto organizuje Kierownictwo Budowy Kanału Warta — Gopło, którego ukończenia nie było Mu danem doczekać.

W okresie ciężkich chwil okupacji hitlerowskiej nie porzuca swej umiłowanej pracy hydrotechnika i w dalszym ciągu pracuje przy regulacji Wisły na odcinku puławskim.

Po uwolnieniu Kraju z pod jarzma hitlerowskiego natychmiast staje do pracy; w uznaniu Jego fachowej wiedzy i doświadczenia zostaje powołany do Ministerstwa Komunikacji — Departamentu Dróg

Wodnych, gdzie kieruje Oddziałem Regulacji Rzek. Na tym stanowisku kładzie dużo wysiłku i zasług nad wprowadzeniem nowych typów budowli regulacyjnych, szczególnie na Wiśle, która miała w Nim doświadczonego znawcę, rozumiejącego jej życie i potrzeby.

Ponadto dużo uwagi poświęcał porozumieniu polsko-czechosłowackiemu w dziedzinie budowy kanału Odra — Dunaj i usprawnieniu żeglugi na Odrze. Do ostatniej chwili pracował nad tym zagadnieniem w pełni energii i sił.

Odszedł Inżynier — doskonały znawca zagadnień wodnych, Człowiek o wielkim i wszechstronnym doświadczeniu w tej dziedzinie. Jest to dotkliwa strata dla służby wodnej, a lukę, jaką Jego śmierć spowodowała, nie łatwo będzie zapęłnić. Odszedł drogi nam Kolega, którego pamięć, dzięki wyjątkowym zaletom Jego charakteru, zawsze będziemy w sercu nosić.

Cześć Jego pamięci!

Dr Inż. Julian Lambor

S. P. INŻ. TADEUSZ NICIPORZEWSKI

Niespełna cztery miesiące upłynęły od chwili ukazania się na łamach naszego pisma artykułu kol. inż. Tadeusza Niciporzewskiego p. t. „Zagadnienia gospodarki wodnej Ziemi Kłódzkiej”, jak otrzymaliśmy smutną wieść o Jego śmierci.



S. p. inż. Tadeusz Niciporzewski urodził się dn. 31 maja 1903 r. w Sobolewie, pow. garwolińskiego. Od najmłodszych lat owiany duchem idealizmu i patriotyzmu, jako szesnastoletni chłopiec wstępuje ochotniczo do wojska i bierze udział w walkach na froncie, gdzie przy obsłudze dział artyleryjskiego nabawia się choroby serca, wskutek zbytniego wysiłku młodego organizmu.

Mimo nadwątłego zdrowia kończy gimnazjum i wstępuje na wyższe studia na Politechnice we Lwowie. Boryka się tu mocno z losem, gdyż będąc sierotą kształci się o własnych siłach, stale pracując zarobkowo. Czuli na niedolę i krzywdę ludzką, bierze udział w pracy społecznej i mimo młodego wieku wybija się na trudne stanowisko kierownika bratniackiej stołówki studenckiej, zyskując zaufanie i uznanie zarówno młodzieży, jak i profesorów.

W 1929 r. uzyskuje dyplom inżynierski i rozpoczyna pracę zawodową w Biurze Projektów Melioracji Polesia w Brześciu n/B. W ciągu 4 lat pracy na Polesiu przeprowadza zarówno pomiary w terenie, jak i samodzielne melioracyjne prace projektodawcze i wykonawcze.

Następnie w 1934 r. przechodzi do działu regulacji rzek, zostając kierownikiem obwałowania ważnego odcinka rzeki Wisły, a mianowicie pod Zawichostem. Daje się tu poznać, nie tylko jako znakomity organizator, ale równocześnie jako prawdziwy przyjaciel i opiekun zatrudnionych na tej ciężkiej robocie robotników. Bierze czynny udział w pracy społecznej, organizuje i prowadzi miejscowe Koło Ligi Morskiej i Kolonialnej, a za niezwykłą energię i poświęcenie w akcji przeciwpowodziowej odznaczony zostaje Krzyżem Zasługi.

Nabywszy wszechstronne doświadczenia fachowego otrzymuje w 1937 r. awans, obejmując samodzielne stanowisko powiatowego inżyniera wodno-melioracyjnego w Puławach, a następnie we Włodawie.

Z chwilą okupowania kraju w 1939 r. zmienia z konieczności miejsce zamieszkania, będąc na swym terenie znanym z wybitnie wrogiego nastawienia do niemieczyzny i hitleryzmu. Przebywa więc kolejno w Lublinie, Warszawie, Ostrowiu Mazowieckim i Siedlcach, gdzie pracuje przeważnie naukowo, nie chcąc oddawać swej wiedzy fachowej na usługi okupanta.

Z chwilą wyzwolenia jesienią 1944 r. terenów na wschód od Wisły, udaje się natychmiast do Lublina i zgłasza się do dyspozycji PKWN. Otrzymuje przydział do Białej Podlaskiej i zlecenie organizowania na nowo państwowych władz technicznych, z gotowością objęcia dalszych terenów Polski.

W 1945 r. jest jednym z pierwszych inżynierów, którzy przybywają na prastare Odzyskane Ziemie Zachodnie.

Z całym zapalem i poświęceniem inż. Niciporzewski przystępuje do zorganizowania Urzędów Wodno - Melioracyjnych, najpierw w Koźuchowie, a później w Bystrzycy Kłódzkiej, gdzie pracuje aż do chwili zgonu.

Mając w swym zasięgu 7 powiatów, przystępuje do szczegółowego zbadania materiałów historycznych i technicznych odnośnie całokształtu gospodarki wodnej na Dolnym Śląsku. W roku 1946 uruchamia na swym terenie poważne roboty renowacyjne i inwestycyjne w zakresie budownictwa wodnego i regulacji rzek. Mając skrzętnie zebrane materiały, krytycznie ocenia niemiecką gospodarkę wodną i wysuwa szereg własnych projektów odnośnie budowy zbiorników retencyjnych i wyzyskania sił wodnych na Ziemi Kłódzkiej.

Mimo kilkumiesięcznej choroby zapalenia wsierdza sercowego wraca w pierwszych dniach kwietnia b. r. do swego umiłowanego Kierownictwa w Bystrzycy i tu po paru dniach urzędowania kończy swój pracowity żywot na posterunku.

Cześć pamięci tego znakomitego inżyniera i nieśkazitelnego Polaka!

Inż. Stefan Gajewski

WIADOMOŚCI SŁUŻBY HYDROLOGICZNO-METEOROLOGICZNEJ *)

(T. I, zeszyt 3). Ten 3 zeszyt rozesłany w marcu br. zawiera tylko dwie prace, lecz obie bardzo cenne i niezwykle interesujące: 1) Dra Teodora Kopcewicza „O wielkościach niezmiennych w atmosferze i ich znaczeniu dla meteorologii synoptycznej” (str. 5 — 38 z 8 rysunkami i 13 tablicami), wykończoną jeszcze w 1945 r. oraz 2) Dra inż. Juliana Lambora z 1947 r., zgłoszoną jako referat przez P. I. H. M. na Zgromadzenie Międzynarodowego Stowarzyszenia Hydrologii Naukowej w Oslo, — tytuł tej pracy „Geneza lodu prądowego i jego pojawianie się na rzekach środkowo-europejskich zlewiska morza Bałtyckiego” (str. 39 — 70 z 14 rycinami, 14 grafikami i 3 tablicami).

Dr Kopcewicz omawia w swej pracy liczne zagadnienia związane z techniką sondowania atmosfery i z termodynamiką atmosfery, mając na uwadze znaczenie wyników odnośnych badań dla służby pogody.

Praca Dra inż. Lambora o lodzie prądowym, tj. o sryżu zainteresuje przede wszystkim każdego inżyniera i technika, pracujących na drogach wodnych. Dr inż. Lambor dzieli swój referat na 7 działów: 1) lód prądowy i wpływ jego na stosunki żeglugi, 2) warunki powstawania lodu prądowego, 3) pogląd autora na genezę tego zjawiska, 4) wyniki obserwacji i pomiarów własnych autora, 5) zjawiska lodowe w rzekach płynących do Bałtyku, 6) prognoza lodu prądowego, 7) wnioski.

Podział treści bardzo trafny i praktyczny wykazuje, że autor, pracując wiele lat na drogach wodnych, umiał spostrzegać zachodzące zjawiska przyrody i zdawać sobie sprawę z ich skutków. W rozdziale pierwszym zaznacza Dr Lambor, że z pośród trzech przeszkód żeglugowych jakimi są wielka woda, bardzo niskie stany wody i zjawiska lodowe, ta ostatnia przeszkoda jest najgorsza, najbardziej długotrwała i najniebezpieczniejsza w następstwach, a jednocześnie przychodzi niezapowiadana, często zupełnie niespodziewana, a szczególnie groźny jest sryż dla barek płynących bez holownika z prądem wody, przylepia się bowiem do dna barki i szybko rośnie, dochodząc nawet do metrowej grubości, a przy barkach leżących na kotwicy dorasta nieraz aż do dna rzeki. I słusznie wypomina autor (str. 40), że hydrology zajmują się najczęściej prognozą wysokich stanów wody, doprowadzających niebezpieczeństwo powodzi, zaś pojawianie się zjawisk lodowych, zwłaszcza pochod sryżu, tak ważne dla żeglugi, szczególnie na naturalnych drogach wodnych, nie jest przez hydrologię opanowane.

Również słusznie zaznacza autor, że ze wszystkich zjawisk lodowych służbę wodną najwięcej interesują okresy pojawiania się sryżu i zlodzenia rzeki i w rozdz. 5 (str. 61), omawiając wykresy czasu trwania lodu prądowego i zlodzenia rzek bałtyckich, w szczególności Niemna, Wisły i Odry, wykazuje, że na Niemnie przeważającym zjawiskiem jest pękrywa lodowa, zaś na Wiśle i Odrze tak pokrywa lodowa jak i lód prądowy są z sobą w równowadze, zaś maksimum nasilenia lodu prądowego wykazuje Wisła. Na mniejszych rzekach jest lód denny niejednokrotnie powodem katastrof powodziowych, przykładem powódź na Brdzie pod Koronowem w grudniu 1946 r.

W następnym rozdziale omawia autor tak ważną i pożądaną prognozę zjawisk lodowych, a przede wszystkim przewidywania pojawiania się lodu prądowego, co właściwie sprowadza się do przewidywania stanów atmosferycznych i zwraca uwagę, że mniej więcej w tym samym czasie pojawia się lód prądowy na Niemnie i na Wiśle pod Toruniem, o 1 lub 2 dni później w Warszawie, zaś w Krakowie o parę dni do tygodnia później niż w Toruniu, to też pojawienie się lodu prądowego pod Toruniem jest już ostrzeżeniem dla całej Wisły w dół i w górę aż po Kraków, jak również i dla Odry.

Roczniki hydrologiczne nie podają niestety odnośnych materiałów statystycznych, lub podają niejednolicie i w każdym kraju odmiennie, to też w rozdziale końcowym (wnioski str. 69 — 70) trafnie zaznacza autor, że badanie zjawisk lodowych nie powinno być prowadzone „oderwanie” w jednym tylko dorzeczu, ale powinno objąć całe zlewisko morza o tych samych warunkach klimatycznych, bez względu na granice państwa, więc dla rzek bałtyckich całą połączyć pobrażę Bałtyku od Kurlandii do Jutlandii i w związku z tą uwagą autor konkretyzuje referat następującymi trzema wnioskami:

1) Międzynarodowe Stowarzyszenie Hydrologii Naukowej winno zwrócić uwagę na celowość i ważność opracowywania prognozy zjawisk lodowych na rzekach środkowo-europejskich Bałtyku.

2) W publikacjach hydrograficznych należałoby podawać codziennie temperatury wody, przynajmniej dla paru stacji każdego dorzecza, a przy ciepłocie wody poniżej 2°C z dokładnością 0,01 stopnia.

3) Dokładność podawania zjawisk lodowych należy zwiększyć tak co do czasu występowania, jak i co do rodzaju zjawiska, przez wprowadzenie jednolitych znaków konwencjonalnych, a początek zjawiska podawać z dokładnością godziną.

Uważamy, że należałoby wykonać większą ilość odbitek powyższej pracy Dra Lambora i rozesłać wszystkim pracownikom technicznym i służbie ruchu na naszych drogach wodnych.

*) Wydawnictwo Państwowego Instytutu Hydrologiczno-Meteorologicznego, Warszawa.

PRZEGLĄD CZASOPISM

CZASOPISMA POLSKIE.

„Drogownictwo“.

Nr 3. Inż. J. Szaciło — Zastosowanie materiałów wybuchowych do robót drogowo-mostowych. B. Polkowski — Walka z zatorami lodowymi i ochrona mostów w czasie spływu lodów. Inż. Cz. Topolewicz — Most pontonowy przez rzekę Wisłę w Serowie.

„Gazeta Obserwatora PIHM“.

Nr 3. Mgr St. Rafałowski — Atmosfera ziemską. Inż. M. Molga — Kilka uwag o opadach atmosferycznych w lesie.

Nr 4. Inż. L. Skibniewski — Morze Bałtyckie i historia jego powstania. Dr R. Gumiński — Człowiek na dnie oceanu powietrznego (c. d.).

„Gaz, Woda i Technika Sanitarna“.

Nr 3. Prof. inż. mgr Z. Rudolf — Zadania Polskiego Zrzeszenia Gazowników, Wodociągowców i Techników Sanitarnych. Inż. Z. Wolski — Nomogram T. F. O'Connora do obliczania sieci przewodów wodociągowych metodą Hardy Crossa.

Nr 4. Inż. W. Chramiec — Czy należy budować osobny wodociąg dla hutnictwa? Inż. R. Maryniarczyk — Zagadnienie zaopatrywania w wodę zakładów hutniczych w górnośląskim okręgu przemysłowym.

„Gospodarka Morska“.

Nr 1. T. Ocioszyński — Gospodarstwo morskie narodu. J. Nieroda — Żegluga przybrzeżna jako element życia gospodarczego małych portów polskiego wybrzeża.

„Gospodarka Planowa“.

Nr 3. K. Secomski — Z metodologii planowania budownictwa. L. Nowicki — Zagadnienie elektrowni wodnych.

„Instruktor Rolny“.

Miesięcznik Państwowej Administracji Rolnej. Warszawa, ul. Filtrowa 30. Wychodzi od stycznia b. r.

Nr 4. Inż. K. Smólska — Konserwacja urządzeń melioracyjnych.

„Inżynieria i Budownictwo“.

Nr 1—2. W. Dowgird-Nieciński — Budownictwo w Państwowym Planie Inwestycyjnym na rok 1949. Dr J. Goryński — Zasady organizacji Państwowych Biur Projektowych. Prof. dr inż. V. Poniż — Nagrzewania betonu przy pomocy elektryczności. Inż. A. Dyżewski — Systematyka nauki „Organizacja i realizacja budowy“.

Nr 3. W. Dowgird-Nieciński — Zadania budownictwa w planie sześcioletnim. Inż. K. Jaworski — Narady wytwórcze w budownictwie. Inż. T. Niczewski — Beton wstępnie sprężony w zastosowaniu praktycznym (V).

„Problemy“.

Nr 3. Ł. Prasolow — Plan wielkich prac (Pasy leśne w ZSRR — przyp. Red.).

Nr 4. W. Saparin — Elektrownie bez ludzi. (Automat zastępuje człowieka).

„Przegląd Budowlany“.

Nr 1—2. W. Z. — Budownictwo w roku 1949. W. Kulessza, W. Przystępski, Fr. Rostkowski — Kalkulacja kosztu robót budowlanych a analizy cen. Wł. Skoraszewski — Przenośna kopaczka ssąca.

Nr 3. M. Rojowski — Organizacja budowy trasy W—Z na odcinku „Zachód“, wykonywanym przez PPB. „Beton-Stal“. R. Piętkowski — Podziemne budownictwo przemysłowe.

Nr 4. G. Szymkiewicz — Nowe przepisy o dostawach, robotach i usługach na rzecz Skarbu Państwa, samorządu oraz niektórych osób prawnych.

„Przegląd Komunikacyjny“.

Nr 2. Dr W. Patlikowski — Koordynacja przewozów.

Nr 3. Inż. T. Janiszewski — Budowa stacji portowej w Porcie Centralnym Szczecina. Inż. L. Stankiewicz i inż. A. Krzemieniecki — Nowoczesny most zwodzony, syst. Scherzera.

„Przegląd Meteorologiczny i Hydrologiczny“.

Nr 2—4. Mgr W. Parczewski — Zarys historii meteorologii w Polsce (od X do XIX wieku). Część II. Inż. L. Skibniewski — Drogi wodne w Polsce.

„Przegląd Rolniczy“.

Nr 4. Dr inż. J. Wierzbicki — Wykorzystanie miejskich i przemysłowych wód ściekowych dla produkcji rolniczej.

„Przegląd Rybacki“.

Miesięcznik poświęcony sprawom rybactwa. Warszawa, ul. Zajązkowska 9.

Nr 1. Inż. J. Zawisza — Nowe drogi w rybactwie na odcinku nauki. S. Bernatowicz — Jeziora na warsztacie naukowym. Inż. S. Dowhyłuk — Stacja jeziorowa w Wałczu.

Nr 2. Inż. J. Zawisza — Drogi podniesienia produkcji rybactwa śródlądowego. Inż. J. Szczerkowski — Międzywojewódzki Komitet Ochrony Rzek przed zanieczyszczeniem z siedzibą w Katowicach.

Nr 3—4. (Numer specjalny, poświęcony badaniom biologiczno-rybackim rzeki Wisły). Prof. dr F. Staff — Biologiczno-rybackie badania Wisły warunkiem aktywizacji i racjonalizacji naszego rybołówstwa rzeczno. Dr S. Sakowicz — Na marginesie badań rybackich rzeki Wisły.

„Przegląd Techniczny“ — Organ NOT.

Nr 1—2. Min. inż. B. Rumiński — Kongres Grudniowy mobilizacją polskiej techniki. Inż. J. W. Czarnowski — Bunt inżynierów w 1937 r. Prof. A. Bolewski — Rozmieszczenie złóż surowców mineralnych na kuli ziemskiej. Dr inż. T. Laskowski — Rola Górnośląskiego Zagłębia Węglowego w odbudowie Europy. Inż. L. Taniewski — Mechanizacja ciężkiej pracy fizycznej w ZSRR. Inż. D. Gajewski — Stowarzyszenia inżynierów i techników w Związku Radzieckim.

Nr 3—4. Akademik Lew Szewiakow — Radziecka technika w ciągu 30 lat. Inż. L. Kistelski — Conférence Technique Mondiale i Kongres w Kairze.

„Technika Morza i Wybrzeża“.

Nr 1—2. (Numer specjalny „Port w Szczecinie“). Reorganizacja morskiego zespołu technicznego. Dr A. Bonarski — Port w Szczecinie. J. Fengler — Port szczyński wczoraj i jutro. S. Sierpiński — Osiągnięcia eksploatacyjne portu szczecińskiego. Zdz. Muszyński — Eksploatacja małych portów Pomorza Zachodniego. Inż. H. Wagner — Założenia rozbudowy portu w Szczecinie. Inż. A. de Luhe — Uwagi o rozbudowie portu przeładun-

ków masowych w Szczecinie. Inż. T. Spanili — Zasada podziału na rejony i znakowania obiektów w porcie szczecińskim. Inż. Z. Horoszkiewicz — Pale żelbetowe przy rozbudowie portu w Szczecinie. Inż. St. Hüchel — Z zagadnień projektowania nabrzeży portowych.

„Wszechświat”.

Nr 1. A. Gaweł — Śnieg i lód. R. Borkowski — Kultury wodne roślin użytkowych i ich przyszłość.

Nr 2. H. Jurkowska — Organizmy gleb leśnych. S. Macko — Flora doliny Odry na Dolnym Śląsku. A. Krzanowski — Z jezior Mazurskich.

Nr 3. K. Ermich — Las a klimat. P. Olszewski — Odmienność uwarstwienia zimowego w jeziorach tatrzańskich.

„Życie Gospodarcze”.

Nr 5. J. Zborowski — Reorganizacja Administracji gospodarczej. J. Werner — Rada Wzajemnej Pomocy Gospodarczej. M. Dąbrowa — Z praktyki nowego systemu rolnego w ZSRR.

Nr 6. Planowe oszczędzanie.

Nr 7. A. Rapacki — Wytyczne Polskiej Gospodarki Morskiej.

Nr 8. M. Krynicki — Z zagadnień naszej żeglugi morskiej.

Nr 8a. (Numer specjalny o budownictwie). Dr J. Goryński — Organizacja budownictwa państwowego w 1949 roku. W. Nieciński — Rozwój budownictwa w latach 1945/49. Inż. Z. Pogonowski — Uzasadnienie ekonomiczne długoterminowych inwestycji budowlanych. M. Krajewski — Kierunek socjalizacji budownictwa w Polsce. Prof. inż. L. Toruń — Nowoczesne zasady budownictwa przemysłowego. Inż. K. W. Tyszką — Z zagadnień wykonawstwa. Inż. M. Czerwiński — Organizacja techniczna kierownictwa robót. Inż. A. Wiślicki — Mechanizacja budownictwa — postulatem jego przyszłości. Inż. W. Skoczek — Problemy mechanizacji budownictwa. Inż. H. Rzepecki — Prefabrykacja i nowe materiały w budownictwie. B. Binder — Racjonalne rozmieszczenie rezerw materiałów budowlanych. B. Neuman — Dystrybucja materiałów budowlanych pochodzenia mineralnego. Inż. J. Nechay — Prace naukowe Instytutu Badawczego Budownictwa w 1948 r. Dr J. Goryński — Standardy budowlane. Inż. R. Pieńkowski — Państwowe biura projektowe. Mgr J. Stępiński — Cztery lata pracy Państwowych Przedsiębiorstw Budowlanych. Mgr B. Ostromecki — Zagadnienie planowania przestrzennego na tle odbudowy. Inż. W. Richert — Planowe zagospodarowanie wsi. Mgr S. Szymański — Finansowanie budownictwa. Z zagadnień budownictwa wodnego w zakresie transportu, przemysłu i rolnictwa.

CZASOPISMA OBCE.

CZECHOSŁOWACJA.

„Plavebni Cesty Dunaj—Odra—Laba”. („Drogi Wodne Dunaj—Odra—Laba”).

Nr 1. Inż. J. Cabelka — Śluza komorowa przy jazie. Inż. J. Volenec — Zapory wodne Śląska Częskiego — niezbędnym środkiem uszlusławienia Odry. Inż. K. Velkoborsky — Odra — jej rozbudowa i żegluga. Inż. J. Bartovsky — Walka z suszą.

Nr 2. Inż. J. Volenec — Rozwój dróg wodnych w Europie środkowej. Inż. R. Urban — Pokonanie stanowiska szczytowego kanału Dunaj—Odra wysokimi stopniami. Inż. K. Velkoborsky — Odra — jej rozbudowa i żegluga (c. d.). Leszek Gustowski — Szczecin — fakty i cyfry.

„Technický Obzor”. („Przegląd Techniczny”).

Nr 3. Inż. J. Stork — Budowa odkrytych kanałów betonowych o wielkim przepływie.

Nr 4. Inż. P. Novak — Kształt cofki w korycie rzeki przy nierównomiernym spadku — przyczynek do obliczeń. Dr inż. J. B. Zeleny — Budownictwo w planie 5-cioletnim. Dr inż. F. Halamek — Biologiczne filtry pośpieszne.

„Vestník Ministerstva Techniky”. („Biuletyn Ministerstwa Techniki”).

Nr 4. Dr inż. E. Mölzer — Śluzowanie łodzi przy dużych, zmieniających się poziomach wód. Prof. Dr inż. K. Juva — Zadania gospodarki nawadniającej w Czechosłowacji.

Nr 6. Doc. dr inż. arch. E. Hruska — Tworzy się nowa struktura osiedli w Czechosłowacji. Inż. J. Veselka — Fundowanie pneumatyczne przy budowie jazów i urządzeń żeglugowych. S. S. — Zapora ziemna Anderson Rauch w USA.

Nr 7. Dr inż. L. Jezek — Obserwacje nad wpływem mrozu na drogi.

WŁOCHY.

„Le Costruzioni nel Mondo”. („Konstrukcje w Świecie”).

Czasopismo poświęcone kulturze technicznej. Via Vanchiglia, 24. Torino. Italia. Wychodzi od kwietnia br.

Nr 1. Dr inż. U. Bellometti — Blokowanie zakotwienia przewodu pod ciśnieniem. Dr inż. G. Tesoriere — Studia nad łukami dróg. Dr inż. P. Bottero — Most na potoku Chisone. Dr inż. P. L. Nervi — Struktura cementu przy budowie Palazzo Espozioni w Turynie. Dr inż. O. Benedettini — Domy ekonomiczne i komfortowe. R. L. Reiss — Planowanie miejskie w Wielkiej Brytanii w 1945 r.

gatów i zaproszonych gości: prof. Z. Rudolfa — preza Polsk. Zrzeszenia Gazowników, Wodociągowców i Techników Sanitarnych, inż. L. Skibniewskiego — przedstawiciela Państw. Inst. Hydrolog.-Meteoroologicznego, inż. Rzepkiewicza i inż. Gajewskiego — przedstawicieli NOT, inż. J. Pruchnika — z Najwyższej Izby Kontroli, inż. J. Liebfelda i inż. T. Suszczewskiego — z Głównego Urzędu Planowania Przestrzennego oraz inż. Halinę Budrewicz — z Min. Rolnictwa i R. R.

KRONIKA

SPRAWOZDANIE Z IV ZWYCZAJNEGO ZJAZDU DELEGATÓW STOWARZYSZENIA INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW WODNO-MELIORACYJNYCH R. P.

W dniach 22 i 23 kwietnia 1949 r. odbył się w Warszawie (w gmachu NOT) IV Zwyczajny Zjazd Delegatów Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych R. P., przy udziale 56 członków.

Otwarcia Zjazdu dokonał Wiceprezes Zarządu Głównego Stowarzyszenia kol. inż. K. Matul, witając dele-

Kol. K. Matul, po krótkim przemówieniu powitalnym, zaprosił na Przewodniczącego Zjazdu kol. prof. S. Turczynowicza, co zostało przyjęte przez aklamację.

Kol. prof. S. Turczynowicz po objęciu przewodnictwa zaprosił do prezydium Zjazdu kol. kol.: prof. S. Baccę i inż. J. Pruchnika, a na sekretarzy kol. kol. inż. W. Kowalskiego i inż. L. Dudzińskiego.

Zgodnie z przyjętym porządkiem obrad kol. inż. W. Pacewicz wygłosił referat pt. „Wykorzystanie jezior mazurskich i augustowsko-suwańskich dla celów nawodnienia doliny rz. Bielmy“. Referat ten, omawiający nader ważne zagadnienie w 6-letnim planie rozwoju gospodarczej Polski, wywołał ożywioną dyskusję, w której brali udział kol. kol.: prof. Turczynowicz, prof. Zakaszewski, inż. Modrzejewski i inż. Sochoń.

W wyniku dyskusji wysunięto następujące wnioski dotyczące omawianego zagadnienia:

- 1) przystąpić do gruntownych szczegółowych studiów do projektu,
- 2) założyć stacje doświadczalne,
- 3) włączyć do projektu północną część województwa warszawskiego,
- 4) rozpocząć prace przygotowawcze do budowy elektrowni na bagnie „Wizna“.

Kol. Dyr. K. Matul podkreślił znaczenie gospodarcze tego zagadnienia dla Państwa i stwierdził, że Min. Roln. i R. R. kładzie szczególny nacisk na odpowiednie i szybkie jego rozwiązanie. Omawiane zagadnienie, posiadające szeroki aspekt gospodarczy w skali państwowej, musi być rozpatrywane wspólnie z przedstawicielami innych zainteresowanych resortów, co świadczy o potrzebie zespolenia gospodarki wodnej w jedną całość.

W toku swego przemówienia kol. Matul podkreślił, że pierwszymi pionierami tego zagadnienia, projektowanego na tak olbrzymią skalę są: inż. Sochoń, Modrzejewski, Skibniewski i Kulwiec, którzy do tej pory już bardzo wiele pracy włożyli dla jego rozwiązania.

Następnie zaapelował do przedstawicieli nauki oraz inżynierów i techników obecnych na Zjeździe, aby dołożyli starań dla jak najracjonalniejszego i jak najszybszego zrealizowania zamierzonego projektu.

Obrady po przerwie obiadowej rozpoczęto odczytem pt. „Oszczędności w pracach wodno-melioracyjnych“, wygłoszonym przez kol. Walukiewicza. Prelegent omówił szeroko i gruntownie akcję oszczędzania na odcinu wodno-melioracyjnym.

Po referacie wysunięto szereg zapytań i wniosków:

Kol. prof. Bac poruszył sprawę wykonania projektów i stwierdził, że na projekcie nie może być oszczędności, gdyż dobrze wykonany projekt musi być droższy. W końcowym jednak rezultacie, po zrealizowaniu dobrego projektu na gruncie, wykonanie będzie tańsze. Prócz tego proponuje zmniejszyć nachylenie skarp rowów, przy czym wskazówką mogą być przekroje rowów istniejących. Zalecał stosowanie skarp załamanych.

Kol. Modrzejewski poruszył sprawę oszczędności na umocnieniach. Skarpy na głównych ciekach winny być jednolite.

Kol. prof. Zakaszewski poruszył sprawę normalizacji obiektów i wydanie atlasu budowl wodnych, który pozwoli na wprowadzenie oszczędności, gdyż nie będzie potrzeby projektowania stale tych samych typowych obiektów. Jeżeli chodzi o skarpy, to w torfach dobrze rozłożonych winny być one łagodniejsze. Na większych ciekach przy pomocy nachylenia skarp regulujemy przekrój poprzeczny.

Kol. Pytko zaleca stosowanie naukowej organizacji pracy, co pozwoli na zwiększenie wydajności i przyniesie oszczędności.

Kol. prof. Turczynowicz podaje jako przykład potoki górskie. Solidne i drogie umocnienia na potokach są w rezultacie oszczędniejsze, gdyż nie są zbyt szybko niszczone.

Prócz powyższego wysuwano jeszcze szereg innych uwag; wszystkie zmierzały jednak do jednego celu, a mianowicie do stwierdzenia, że oszczędności w pracach wodno-melioracyjnych muszą być takie, aby nie wpływały ujemnie na wartość wykonywanej budowy.

Z kolei wygłoszony został przez kol. inż. Budrewicz Halinę referat pt. „Potrzeba intensyfikacji użytków zielonych“.

Referentka stwierdza, że użytki zielone, które winny stanowić podstawową bazę paszową dla zwierząt gospodarskich, w stanie obecnym nie mogą spełnić tej roli, do jakiej są przeznaczone. Przytaczając szereg cyfr, prelegentka dochodzi do wniosku, że intensyfikacja użytków zielonych po wykonaniu melioracji uwarunkowana jest:

- 1) odbudową produkcji nasiennej traw przez odpowiednie premiowanie plantacji w I roku, a więc w okresie gdy one nie plonują,

- 2) postawieniem do dyspozycji rolnictwa odpowiedniej ilości nawozów sztucznych, potasowych i fosforowych,

- 3) odpowiednią rozbudowę personelu terenowego fachowego,

- 4) uruchomieniem odpowiednich kredytów skarbowych lub bankowych na zakup narzędzi, uprawę mechaniczną, zakup nawozów sztucznych i nasion.

Po referacie rozwinęła się dyskusja, w której poruszono szereg spraw dotyczących zagospodarowania łąk.

Drugi dzień Zjazdu rozpoczęto sprawozdaniem z działalności Zarządu Gł. S. I. i T. W. M., które złożył kol. Wiceprezes inż. Matul.

Sprawozdanie finansowe złożył skarbnik Zarządu Gł. S. I. i T. W. M. kol. inż. Sarnecki.

Sprawozdanie Głównej Komisji Rewizyjnej złożył kol. mgr Tarasiewicz, stawiając jednocześnie wniosek o udzielenie absolutorium dla ustępującego Zarządu Głównego.

Sprawozdanie Gł. Sądu Koleżeńskiego złożył kol. prof. Zakaszewski, stwierdzając, że żadnych spraw nie było.

W dalszym ciągu przystąpiono do składania sprawozdań Oddziałów Stowarzyszenia, których na wniosek kol. inż. Zielińskiego nie kontynuowano, gdyż sprawozdanie Zarządu Głównego zawierało wyczerpująco ich treść. Delegaci jedynie wnieśli szereg uzupełnień do sprawozdania Zarządu Głównego.

W toku dyskusji nad sprawozdaniami wysunięto szereg wniosków i uwag.

Kol. Pytko stwierdza: ze sprawozdań wynika, iż praca w Oddziałach Stowarzyszenia jest słaba i należy się zastanowić i znaleźć sposoby ożywienia prac w Oddziałach Stowarzyszenia, gdyż jest to problem zasadniczy, który decyduje o naszej organizacji.

W sprawie tej zabrało głos wielu uczestników Zjazdu, w wyniku czego stwierdzono, że:

- 1) na ożywienie prac w Oddziałach Stow. wpłynąć może organizowanie odpraw Kierowników R. K. R. W. M. co miesiąc w innym Rejonowym Kierownictwie

Robót Wodno-Melior. na terenie danego województwa, połączone ze zwiedzaniem ciekawszych budow, odczytami itp.;

2) praca w Oddziałach jest słaba, gdyż członkowie są rozproszeni po całym terenie województwa i trudno jest ściągać składki oraz organizować odczyty;

3) składki należy pobierać przy poborach miesięcznych;

4) należy zainteresować ogół wydawnictwami technicznymi i wprowadzić dla członków przymus prenumeraty „Gospodarki Wodnej”, ponadto Oddziały winny zająć się kolportażem innych wydawnictw technicznych;

5) należy powierzyć naukowcom szereg tematów z naszej branży do opracowania i wydać je w postaci podręczników czy broszur;

6) należy rozwinąć współpracę z miejscowymi pokrewnymi branżami;

7) należy zastanowić się nad poszerzeniem tematyki branżowej.

Członkowie Stowarzyszenia winni zainteresować się np. techniką i bezpieczeństwem pracy, mechanizacją robót itp.

Prócz tego niezależnie od wydawania „Gospodarki Wodnej”, stojącej na bardzo wysokim poziomie, powinno być wydawane czasopismo dla szerokiego ogółu pracowników służby wodno-melioracyjnej;

8) należy propagować wśród członków Stow. dom wypoczynkowy w Szklarskiej Porębie;

9) należy do władz Stowarzyszenia wybierać jednostki uspołecznione i chętne do pracy;

10) należy otoczyć opieką łaskarzy i torfiarzy;

11) należy zahamować dziką eksploatację torfu i spowodować produkcję maszyn do robót wykonawczych wodno-melioracyjnych;

12) należy dołożyć starań dla uzyskania praktyk zagranicznych i organizowania wycieczek zagranicznych.

Po dyskusji, Przewodniczący prof. Turczynowicz postawił wniosek o udzielenie absolutorium ustępującemu Zarządowi Gł., który został przyjęty jednomyślnie.

W dalszym ciągu Zjazdu kol. Rossbaum odczytał opracowane przez Zarząd Główny wytyczne prac dla nowego Zarządu:

1) kontynuowanie i pogłębianie włączenia się do nurtu współzawodnictwa pracy, modernizacji, racjonalizacji i systemu oszczędzania,

2) kontynuowanie dalszej działalności w kierunku utworzenia Resortu Gospodarki Wodnej i nowelizacji Ustawy Wodnej,

3) wywalczenie przyznania uprawnień budowlanych meliorantom,

4) spowodowanie powołania Wydziału Melioracyjnego przy S. G. G. W. w Warszawie na miejsce Sekcji Wydziału Rolnego.

5) spowodowanie wydawnictwa pisma fachowego na poziomie średnim, dostępnym również dla nadzorców,

6) polecić poszczególnym Oddziałom, aby prenumerowały i propagowały „Gospodarkę Wodną” wśród swoich członków,

7) zwrócić szczególną uwagę i otoczyć opieką wydawnictwa fachowe w zakresie melioracji, podchodząc do tego zagadnienia nie z punktu widzenia kupieckiego, lecz żywotnych potrzeb ogółu melioratorów i rozwoju nauki i Państwa.

Kol. Rossbaum odczytuje zgłoszony na piśmie wniosek, podpisany przez obecnych Delegatów:

„Walny Zjazd Delegatów S. I. i T. W. M. R. P., biorąc pod uwagę wybitne zasługi dla rozwoju wiedzy melioracyjnej położone przez Kolegów:

Prof. dra Stanisława Turczynowicza,

„ inż. Czesława Zakaszewskiego,

„ dra Stanisława Baca,

„ dra Jerzego Ostromięckiego,

postanawia wyrazić Im specjalne podziękowanie, utrwalone odpowiednim omówieniem w protokóle Zjazdowym, gdyż dobrze zasłużyli się sprawom naszej branży. Kwiecień 1949 r.“

Wniosek został przyjęty jednomyślnie przy hucznych oklaskach.

Po przerwie obiadowej przystąpiono do wyboru nowych władz.

W imieniu ustępującego Zarządu kol. inż. Matul zgłasza listę nowego Zarządu Gł., proponując na Prezesa kol. inż. Kulwiecia Eugeniusza, listę Głównej Komisji Rewizyjnej, Głównego Sądu Koleżeńskiego i Delegatów do NOT:

Prezes: inż. Kulwieć Eugeniusz.

Członkowie Zarządu: inż. Matul Kazimierz, inż. Walukiewicz Józef, prof. Turczynowicz Stanisław, inż. Kollis Władysław, inż. Żarnecki Zygmunt, inż. Budrewicz Halina, inż. Kazon Mieczysław, inż. Modrzejewski Stefan, inż. Obuchowski Antoni, inż. Chudzyński Marian, techn. Rossbaum Jan, techn. Hausman Stanisław.

Z-cy Czł. Zarządu Głównego: inż. Dudziński Leszek, inż. Janke Bolesław, inż. Zdunek Mieczysław,

Główna Komisja Rewizyjna: mgr Tarasiewicz Wacław, inż. Bagiński Ryszard, inż. Grodzki Józef, inż. Taytsch Leon, inż. Szymański Józef.

Z-cy Gł. Komisji Rewizyjnej: inż. Majewski Józef, inż. Wyszohorski Eugeniusz.

Główny Sąd Koleżeński: prof. inż. Zakaszewski Czesław, inż. Franczuk Marian, techn. Okniński Tadeusz, inż. Rembowski Jerzy, inż. Sławiński Stanisław, techn. Glinka Marian, techn. Tymiński Tadeusz.

Z-cy Gł. Sądu Koleżeńskiego: inż. Sochoń Zygmunt, inż. Korzeniowski Tadeusz.

Delegaci do NOT: inż. Sarnecki Kazimierz, inż. Patuszyński Józef, inż. Pytko Franciszek, inż. Walukiewicz Józef.

Listy zostały przyjęte jednogłośnie.

Z kolei przyjęto wniosek, aby Zarząd Główny na ważniejsze posiedzenia wzywał 2-ch członków z Zarządów Oddziałów do udziału w obradach, celem koordynacji prac.

W dalszym ciągu obrad przystąpiono do uchwalenia preliminarza budżetowego na rok 1949, który zreferował Sekretarz Generalny, kol. Rossbaum.

Preliminarz ten zamyka się po stronie wpływów i rozchodów kwotą 1.170.000 zł.

Kol. Rossbaum wyjaśnił jednocześnie, że Stowarzyszenie nie może liczyć obecnie na inne dochody oprócz składek członkowskich. Dlatego też budżet oparty jest na podwyższonych składkach członkowskich do 150 zł miesięcznie dla Zarządu Gł. i prosi o zatwierdzenie budżetu w zapreliminowanej wysokości.

W związku z tym wywiązała się żywa dyskusja, w końcu której wysunięte zostały konkretne 2 wnioski:

1) składka dla Zarządu Gł. wynosić powinna 1% od uposażenia zasadniczego,

2) składka dla Zarządu Oddz. — 100 zł miesięcznie.

W wyniku głosowania przeszedł wniosek 1, tj. 1% od uposażenia zasadniczego dla Zarządu Gł. 19 głosami przeciw 17 głosom, przy 4-ch wstrzymujących się od głosowania.

Jednocześnie uchwalono, aby nowo-przyjmowani członkowie w I-szym roku płacili tylko składki członkowskie bez żadnych innych dodatkowych opłat.

Opłaty dzienne za pobyt w domu wypoczynkowym Stowarzyszenia w Szklarskiej Porębie ustalono, jak niżej:

członkowie zł 300 dziennie (14 dni na rok), dzieci do 14 lat zł 300 dziennie, członkowie rodzin zł 450 dziennie, inni zł 600 dziennie.

Wolne wnioski:

1) wystąpić do władz o przydział nawozów sztucznych na tereny torfowe,

2) spowodować produkcję nasion traw oraz maszyn rolniczych,

3) uruchomić w roku bież. Wyższy Kurs Melior. przy S. G. G. W., względnie kursy korespondencyjne i repetytorium dla kandydatów na inżynierów,

4) kursy dla nadzorców melioracyjnych i eksternistów Liceum urządzić zimą,

5) należy zastanowić się i poczynić starania dla uzupełnienia kadr służby wodno-melior., bez której plan 6-letni może być niewykonalny,

6) młodzież zainteresować melioracjami przez podkreślenie atrakcyjności zawodu, przez stypendia, wzmoczyć wydawnictwa fachowe itp.,

7) utworzyć więcej liceów wodno-melioracyjnych oraz uruchomić więcej kursów na różnych poziomach,

8) współpracować ściślej ze wsią,

9) zorganizować kurs dla personelu zatrudnionego przy odwodnieniu terenów depresyjnych.

Poza tym następujące wnioski zostały złożone na piśmie:

1) Kol. Jurczyk — Katowice.

Nowy Zarząd Stow. winien poczynić kroki celem przyspieszenia dostosowania plac służby wodno-melior., zatrudnionej w administracji z placami służby wodno-melior., zatrudnionej w Przeds. Państwowych, Zjednoczeniach itp.

Dla pogłębienia wiedzy fachowej służby wodno-melior., która z różnych przyczyn nie mogła dotychczas brać udziału w kursach organizowanych przy S. G. G. W. w Warszawie względnie Akademii Górniczej w Krakowie i przygotować pod względem teoretycznym do egzaminu inżynierskiego, należałoby kursy te powołać ponownie do życia.

W razie trudności i niemożności zorganizowania takich kursów, należałoby utworzyć kursy korespondencyjne na wzór kursów już istniejących z zakresu budownictwa wzgl. mechaniki.

2) Kol. prof. Bac — Wrocław.

Zwyczajny Zjazd Delegatów S. I. i T. W. M. wyraża konieczność utworzenia Komisji Egzaminacyjnych dla otrzymania stopnia inżyniera melioracyjnego — nie tylko przy Akademii Górniczej w Krakowie, lecz również przy Szkole Głównej Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie i na Politechnikach w Warszawie i Wrocławiu.

3) Kol. Bartosik — Katowice.

Zarząd Główny proszony jest o zorganizowanie wymiany prelegentów między poszczególnymi Oddziałami Stow. w celu wygłaszania odczytów. Należy przyna-

czyć pewne dotacje na pokrycie kosztów podróży i diet prelegenta.

4) Kol. Bartosik — Katowice.

Uprasza się o zwrócenie do Dep. Wodno-Melior., ażeby zechciał ingerować w Wydz. Personalnych w poszczególnych województwach, aby te — zgodnie z rozporządzeniem Rady Ministrów z dn. 19 lutego 1949 r. w sprawie dodatków funkcyjnych i służbowych (Dz. U. R. P. Nr 14, poz. 94) — zechciały wypłacać dodatki służbowe dla pracowników państwowych grupy VII i VIII, a zajmujących stanowiska służbowe lub samodzielnie spełniających czynności wyszczególnione w załączniku Nr 3 do tegoż rozporządzenia. Dotyczy to w szczególności Urzędu Wojew. w Katowicach, który tych dodatków nie wypłaca podreferendarzom Państwowej Służby Wodno-Melior. w Katowicach.

5) Kol. inż. J. Patuszyński — Katowice.

Walny Zjazd Delegatów zwraca się do nowego Zarządu o kontynuowanie starań w kierunku utworzenia Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Wodnych, obejmującego wszystkich pracowników technicznych służb wodnych, a przede wszystkim służby wodno-komunikacyjnej i hydrologiczno-meteorologicznej.

6) Celem uniezależnienia się od importu zagranicznego nasion traw, które są drogie, często niepewne w naszych warunkach klimatycznych, należałoby jak najszybciej przystąpić do odbudowy nasiennictwa trawowego.

Główny nacisk należy kłaść na Państwowe Gosp. Rolne, które są predystynowane do produkcji kwalifikowanego materiału siewnego. Należy wpłynąć na produkcję narzędzi łąkarskich (traktorów, pługów łąkowych i traktorowych, bron talerzowych, kosiarek, grabiarek, roztrzęsaczy do siana). Należy rozpowszechnić zorganizowanie przy Ośrodkach Maszynowych punkty wypożyczania narzędzi łąkarskich.

7) Zjazd Delegatów prosi Zarząd Gł., by protokół Zjazdu był wydrukowany w „Gospodarce Wodnej“.

Następnie wpłynął wniosek wyrażający uznanie dla Dyr. inż. Matuła Kazimierza, który przyjęty został jednomyślnie przy hucznych oklaskach.

„Zwyczajny Zjazd Delegatów S. I. i T. W. M. uchwała, że inż. Kazimierz Matul dobrze się zasłużył dla rozwoju melioracji w Polsce“.

Dyr. Matul, dziękując zebrany za uznanie, podkreślił, że dodatnie wyniki w dziedzinie melioracji nie są jego zasługą osobistą, ale całej służby wodno-melioracyjnej z przedstawicielami nauki na czele, którą reprezentują prof. prof.: Zakaszewski, Turczynowicz i Bac, i na ich ręce składa w imieniu Państwa i swoim serdeczne słowa uznania i podziękowania dla służby wodno-melioracyjnej.

Następnie zostaje odczytana rezolucja Zjazdu, przyjęta przez aklamację:

„Walny Zjazd Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych, po wysłuchaniu referatów i przeprowadzeniu ożywionych dyskusji, uważa, iż najbardziej palącym zagadnieniem jest włączenie się członków Stowarzyszenia do planowego i konsekwentnego systemu oszczędzania.

Każdego członka Stowarzyszenia winien cechować w jego pracy jak najszerzej pojęty wysiłek w kierunku walki z marnotrawstwem. Oszczędność i zwiększenie wydajności winno stać się systemem pracy każdego inżyniera i technika. Zjazd uważa, iż wszystkie zamie-

zenia Stowarzyszenia w kierunku normalizacji typów budowli, mające na celu zmniejszenie ich kosztów, powinny być jak najszybciej ogłoszone drukiem i rozpowszechnione wśród członków Stowarzyszenia.

W dziedzinie współzawodnictwa pracy Zjazd uważa, iż w bieżącym sezonie nie powinno być ani jednej budowli, ani jednego Rejonowego Kierownictwa, gdzieby nie było zainicjowane współzawodnictwo pracy, jako warunek przedterminowego wykonania planu 3-letniego.

Zjazd, doceniając wysiłek Rządu w kierunku akcji „H”, zwraca się z apelem do wszystkich członków Stowarzyszenia, aby nie szczędzili wysiłku ze swej strony i dołożyli największych starań, aby użytki zielone, należycie zmeliorowane, stanowiły mocną bazę dla rozwijającej się akcji hodowlanej. Zamierzenia w tym kierunku powinny być skryształizowane już w okresie przygotowania do planu 6-letniego i powinny znaleźć w nim mocną pozycję.

Zjazd uważa, iż prowadzenie akcji „H” w znacznej mierze jest uzależnione od dopływu nowych fachowców w dziedzinie łakarstwa i przeto zwraca się do Obywatela Ministra Oświaty, aby już w przyszłym roku szkolnym, zarówno w szkołach wyższych, jak też i w średnich, drogą odpowiednich stypendiów zachęcić młodzież do specjalizacji w tej dziedzinie.

Zjazd uważa, iż zacieśnienie współpracy z fachowcami ZSRR i Krajów Demokracji Ludowej jest również niezbędnym warunkiem do rzetelnego wykonania planu 6-letniego, gdyż przejęte doświadczenia techników tych krajów pozwolą na uniknięcie błędów, a tym samym i zbędnych kosztów.

Zjazd wzywa wszystkich członków Stowarzyszenia aby okazywali fachową pomoc w zakresie melioracji czynnikom społecznym i politycznym, w dziedzinie socjalistycznego przeobrażenia rolnictwa.

Walny Zjazd Delegatów Stowarzyszenia Inżynierów i Techników wita z radością i najwyższym uznaniem wysiłki ZSRR i krajów Demokracji Ludowej, zmierzające do utrwalenia pokoju na świecie i stworzenia wszystkim ludziom dobrej woli takich warunków, aby mogli oni żyć i pracować bez obaw, iż życie ich i wyniki ich długoletniej pracy mogłyby kiedykolwiek być zniszczone przez klikę handlarzy broni.

Zjazd wzywa wszystkich członków Stowarzyszenia, aby poprzez swą ofiarną i rzetelną pracę stali wraz z klasą robotniczą na straży interesów Polski Ludowej — czynnika pokoju światowego“.

Z kolei zabrał głos kol. prof. Bac, dziękując w imieniu obecnych profesorowi Turczynowiczowi za przewodnictwo na Zjeździe.

Na zakończenie Zjazdu kol. inż. Kulwiec Eugeniusz, nowo-wybrany Prezes, w imieniu Zarządu Głównego Stow. dziękuje zebranym za udział w Zjeździe, zapewniając, że dołoży wszelkich starań, aby praca w Stowarzyszeniu dała jak najlepsze wyniki i apeluje do delegatów o jak najintensywniejszą współpracę.

Przewodniczący:

(—) Prof. S. Turczynowicz

Sekretarze:

(—) Inż. L. Dudziński

(—) Inż. W. Kowalski

DALSZY CIĄG PROPOZYCYJ W SPRAWIE USTALENIA OKRESLEŃ I POJĘĆ ZWIĄZANYCH Z WYSTĘPOWANIEM WOD W GŁĘBNYCH.

W Nr 5—6 z 1948 r. „Gospodarki Wodnej“ zamieszczony został początek propozycji w wymienionej w tytule sprawie, opracowanej przez Komisję Słownikową Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych, a zawierający wówczas 17 pozycji. Do Komisji należą: przewodniczący prof. S. Turczynowicz, sekretarz prof. K. Dębski; członkowie: prof. L. Staniewicz, prof. S. Pietkiewicz, prof. E. Czetwertyński, prof. C. Zakaszewski, prof. J. Ostromecki. Posiedzenia odbywają się raz na miesiąc.

18. **Granica lepkości gleby** określa się taką zawartością wody, przy której pojawia się lepkość. Miarą lepkości jest puaz. Jest to lepkość płynna, okazująca się oporu 1 dyny, przy wzajemnym przesuwaniu dwu warstw o płaszczyźnie 1 cm², przy względnej prędkości przesuwania 1 cm/sek. Puaz ma wymiar: 1 dyna sek/cm², tj. 0,00101972 g sek/cm².

19. **Granica plastyczności gleby** określa się taką największą procentową zawartością wody mierzoną w stosunku do wagi jej suchej masy, przy której gleba rozwałkowana w wałeczek o średnicy 3 mm zaczyna się kruszyć.

20. **Granica płynności gleby** czyli górna granica plastyczności określona jest taką procentową najmniejszą zawartością wody w glebie, mierzoną w stosunku do wagi jej suchej masy, przy której gleba przechodzi w stan płynny. Stan płynny jest to stan, w którym próbka gleby rozdzielona bruzdą na dwie części zaczyna się łączyć pod wpływem potrząsania w przyrządzie Casagrande z powrotem w jedną całość.

21. **Gleba dziewicza, inaczej calizna** — jest to gleba niezmieniona przez działalność człowieka.

22. **Gleba powietrzno sucha** — jest to gleba wysuszona przy temperaturze 16° C, a więc zawierająca tylko wodę higroskopową.

23. **Gleba wilgotna (świeża)** — jest to gleba, która zawiera wodę włoskowatą w takiej ilości, że ściśnięta w dłoń, zwilża dłoń, ale nie wycieka.

24. **Gleba absolutnie sucha** — jest to gleba mineralna wysuszona w temperaturze +105° C. Definicja ta dotyczy tylko gleb mineralnych.

25. **Gleba zamarznięta albo zmarzlina** — jest to gleba, której woda wolna przeszła w stan stały.

26. **Granica skurczu gleby** określa się taką procentową największą zawartością wody w glebie, mierzoną w stosunku do jej suchej masy, przy której gleba przy dalszym wysychaniu przestaje się kurczyć i jednocześnie zmienia na powierzchni swą barwę na jaśniejszy, jakby wypływały odcień.

27. **Źródło** — jest to miejsce naturalnego wydobywania się wody podziemnej na powierzchnię.

28. **Źródło mineralne** — jest to źródło, z którego wydobywa się woda mineralna.

29. **Woda mineralna** — jest to woda podziemna, której domieszka mineralna lub gazowa przekracza określoną dla niej miarę.

(D. c. n.)

PRACE WYDZIAŁU MELIORACYJNEGO P. I. N. G. W. W ROKU 1948.

I. Sprawy organizacyjne.

Wydział Melioracyjny powstał w 1945 r. przez połączenie się kilku Działów PINGW pracujących w zakresie gospodarki wodnej, meteorologii i melioracji. Formalna organizacja Wydziału nastąpiła w 1947 r. Obecnie Wydział składa się z 5 samodzielnych budżetowo jednostek, a mianowicie:

1. Dział Gospodarki Wodnej i Meteorologii Rolniczej z siedzibą we Wrocławiu. Kierownik Prof. dr inż. Stanisław Bac.

W skład tego Działu wchodzi wyodrębnione podziały, będące jego terenowymi ekspozyturami, tj.:

a) Stacja Meteorologiczno-Rolnicza w Puławach, kierownik mgr H. Mitosek,

b) Dział Fizyczno-Meteorologiczny w Bydgoszczy, kierownik mgr E. Hohendorf.

2. Dział Badań Terenowych w Puławach. Kierownik inż. J. Zaleska.

3. Dział Doświadczalnictwa Melioracyjnego w Bydgoszczy. Kierownik prof. dr inż. J. Ostromecki.

Dział posiada niewyodrębnione w osobną komórkę Pole Doświadczalne w Minikowie, prowadzone przez inż. J. Wodnickiego.

Kierownikiem Wydziału Melioracyjnego jest prof. dr inż. St. Bac, zastępcą — prof. dr inż. J. Ostromecki. Siedziba centralna Wydziału mieści się w Bydgoszczy.

Ogółem w Wydziale zatrudnionych było na 31.12.48 r. 9 pracowników naukowych, 29 pomocników technicznych i 5 pracowników fizycznych.

Rozmieszczenie Wydziału w trzech ośrodkach pozwala na intensywniejszy kontakt z terenem i nasilenie prac nad poszczególnymi zagadnieniami w dostosowaniu do zróżnicowanych potrzeb rejonowych. Tak więc Bydgoszcz predestynowana jest dla obsługi województw północno-zachodnich, Wrocław dla południowych, a Puławy dla środkowych i wchodnich.

Ciągłość i zwartość pracy Wydziału jako całości używana jest dzięki wspólnemu planowi tematycznemu, który stanowi część planu badawczego Rady Naukowej przy Ministrze Rolnictwa i Reform Rolnych w zakresie Komisji Meteorologii, Hydrologii i Melioracji.

Wysunięte przez wspólny plan zagadnienia są rozdzielane do wykonania poszczególnym działom lub ich grupom, a planowanie i sprawozdawczość odbywa się na kwartalnych konferencjach, poświęconych zarówno sprawom organizacyjnym, jak i metodyczno-badawczym.

W roku sprawozdawczym zakończone zostały w zasadzie prace nad odbudową bazy materialnej, niezbędnej dla prowadzenia doświadczeń (pola doświadczalne, pracownie, zaopatrzenie w pomoce naukowe). Oczywiście większość Działów sygnalizuje jeszcze pewne braki, lecz wynikają one z zamiarów rozbudowy i poszerzenia dotychczasowej skali badań.

Inaczej przedstawia się sprawa kadr. Wydział rozporządza obecnie personelem naukowym na stanowiskach kierowniczych oraz prawie dostatecznym personelem technicznym, który niestety wykazuje ciągle tendencje odpływu, jako zatrudniany w większości nie kontraktowo, lecz doraźnie opłacany z funduszy rzeczowych. Natomiast ilość młodszych sił naukowych, asystenckich jest znikoma, zdobycie ich jest sprawą palącą, a rozwiązanie wg naszych poglądów może nastąpić poprzez kierowanie dyplomantów - stypendystów i umożliwienie an-

gażowania zgłaszających się (niestety, zbyt rzadko) kandydatów.

II. Prace badawcze.

Prace badawcze Wydziału nastawione są na obsługę planu gospodarczego w dziedzinie melioracji rolnych, a określone na 1948 r. plany zostały wypełnione.

W roku sprawozdawczym pracowano nad następującymi tematami:

1. Pomelioracyjny bilans wodny Polski,
2. Erozja gleb w Polsce jako zagadnienie melioracyjne,
3. Mechanizacja melioracji szczegółowych (drenowanie krecie),
4. Meteorologia rolnicza,
5. Ekspertyzy przedmelioracyjne,
6. Utrzymanie trwałej produktywności użytków zielonych,
7. Zagospodarowanie dolów potorfowych,
8. Organizacja Doświadczalnych Zakładów Melioracyjnych,
9. Rolnicze użytkowanie ścieków miejskich.

Rezultaty badań znalazły swój wyraz i zostały udostępnione w 50 różnego rodzaju publikacjach, w tym:

Prace naukowo-badawcze	12
Artykuły	25
Referaty wygłoszone	23

Prace badawczo-naukowe:

1. St. Bac — Transpiration des vegetaux de prairies et evaporation des sols noncouverts. Referat na Konferencję Association Internationale d'Hydrologie Scientifique. Oslo.

2. St. Bac — Zasady drenowania (Podręcznik) Biblioteka Puławska P.I.W.R. (w druku).

3. St. Bac — Zagadnienia hydrologiczne dorzecza Baryczy. Przegląd Geograficzny.

4. St. Bac Ruchy warstw gleby wskutek zamarzania i tawienia. Prace P.I.M. i H.

5. St. Bac — Pewien przypadek melioracji sapów. Gospodarka Wodna. Nr 11—12. 1948.

6. J. Ostromecki — Parowanie okresu zimowego. Przegląd Meteorol.-Hydrologiczny. Nr 148.

7. St. Bac i J. Ostromecki — Melioracje rolne w gospodarce wodnej Polski. Gospodarka Wodna Nr 7-8/48.

8. J. Ostromecki — Projektowanie równowagi bilansu wodnego dla zmeliorowanych zlewni bagiennych. (Cz. II). Wiadom. Służby Hydrol.-Meteorol. Zeszyt I/48.

9. J. Ostromecki — Wiekowe wahania opadów w północnych zlewniach środkowej Europy. Gospodarka Wodna Nr 4/48.

10. S. Rogiński — Drenowanie krecie. Gospodarka Wodna Nr 6/47 (Zeszyt 6 wyszedł w 1948 r.).

11. E. Hohendorf — Niedobory i nadmiary opadów w Polsce. Gospodarka Wodna Nr 10/48.

12. E. Hohendorf — O zastosowaniu metod wyznaczania niedosytów wilgotności i powietrza ze średnich miesięcznych. Wiadom. Meteorologiczne Nr 9 W-wa.

Artykuły:

1. St. Bac — Wpływ stosunków klimatycznych na plonowanie roślin. Przegląd Rolniczy Nr 2.

2. St. Bac — Co mogą dać rolnikowi obserwacje meteorologiczne. Przegląd Rolniczy Nr 3.

3. St. Bac — Ochrona gleb na stokach, na obszarze Puław — Nałęczów — Kazimierz. Chrońmy Przyrodę Ojczystą Nr 11—12.

4. St. Bac — Gleby Polski jako przedmiot melioracji. *Gospodarka Wodna* Nr 4.

5. St. Bac — Meteorologia a melioracje rolnicze. *Przegląd Meteorologiczny i Hydrol.* Nr 1.

6. St. Bac — Zdobywcze piuga w kotlinie Kłodzkiej. *Rocznik Kłodzki*.

7. St. Bac — Znaczenie i program melioracji w Polsce. *Gospodarka Wodna* Nr 9.

8. J. Wierzbicki — Zagadnienie zużytkowania ścieków miejskich i przemysłowych do nawodnień gruntów w Polsce. *Gaz, Woda i Technika Sanitarna* Nr 5.

9. J. Wierzbicki — W sprawie nawodnień deszczownianych. *Przegląd Rolniczy* Nr 1.

10. J. Wierzbicki — W sprawie wykorzystania śmieci jako nawozu w rolnictwie. *Gaz, Woda i Technika Sanitarna* Nr 4.

11. J. Wierzbicki — Dreny skrzynkowe. *Gospodarka Wodna* Nr 1—3.

12. J. Wierzbicki — Ustawa wodna a zagadnienie deszczowni w Polsce. *Gospodarka Wodna* Nr 4.

13. J. Wierzbicki — Roboty wodne w gospodarstwie stawowym. *Przegląd Rybacki* Nr 6, 7, 8.

14. J. Wierzbicki — Zastosowanie betonu w budownictwie ogrodnictw. *Przegląd Ogrodniczy* Nr 9.

15. J. Wierzbicki — Doniosłość rolniczego zużytkowania miejskich i przemysłowych wód ściekowych dla gospodarki wodnej. *Obserwator P.I.H.M.* Nr 7.

16. J. Wierzbicki — Bolesławiec, miasto najdawniej w Polsce zużytkujące wody ściekowe do nawodnień paszowisk. *Gaz, Woda i Technika Sanitarna* Nr 9.

17. J. Wierzbicki — Urządzenia deszczowniane. *Mechan. i Elektr. Roln.* Nr 7.

18. Ś. p. E. Solis — Drenowanie pól ornych z przepompowaniem w Dresinie (pow. Jąrosław). *Gosp. Wodn.* Nr 10.

19. H. Mitosek — Wpływ pogody na rolnictwo.

20. H. Mitosek — Przewidywanie pogody.

21. H. Mitosek — Sposoby przewidywania pogody dawniej i obecnie.

22. S. Rogiński — Zapory i nawodnienia w Algierze. *Gospodarka Wodna* Nr 4/48.

23. J. Ostromecki — Problemy i rozwój gospodarki wodnej w ZSRR (złożony do druku).

24. E. Hohendorf — 100 lat istnienia stacji meteorologicznej w Bydgoszczy (2 części). *Przegląd Hydrol.-Meteorologiczny* Nr 1 i 2. *Toruń* 48 r. i 49 r.

25. E. Hohendorf — Sprawozdanie roczne z obserwacji meteorol. w Bydgoszczy na 1947 r. *Rocznik Statystyczny m. Bydgoszczy*.

Referaty:

1. St. Bac — Zapobieganie erozji gleb przy projektowaniu planów regulacyjnych i scaleniowych. Zjazd zagospodarowania ziem poukraińskich. Krynica.

2. St. Bac — Cele i zagadnienia Wydziału Melioracyjnego PINGW. *Stow. Inż. i Techn. Wodno-Melioracyjnych*. Wrocław.

3. St. Bac — Zagadnienia wodne na tle bilansu wodno-melioracyjnego. *Stow. Inż. i Techn. Wodno-Meliorac.* Wrocław.

4. St. Bac — Melioracje rolnicze w bilansie wodnym Polski. *Ogólny Zjazd S.I.T.W.M. w Warszawie*.

5. St. Bac — Oświata rolnicza na Dolnym Śląsku. *Radio Wrocław*.

6. St. Bac — Bilans wodny Polski. Zjazd Kierowników Urz. Rej. W. M. z całej Polski we Wrocławiu.

7. St. Bac — Bilans wodny w gospodarce wodnej Polski. *Wycieczka inżynierów czechosłowackich*. Wrocław.

8. St. Bac — Zapotrzebowanie wodne łąki. Kurs instruktorów łąkarskich Zw. Sam. Chł. Wrocław.

9. St. Bac — Zagadnienie gospodarki wodnej w ZSRR dla pracowników PINGW i instytucji Rolnych.

10. J. Wierzbicki — Zużytkowanie miejskich wód ściekowych do celów rolniczych. *SITWM*. Wrocław.

11. J. Wierzbicki — Budownictwo stawowe. Kurs rybacki. Wrocław.

12. J. Wierzbicki — Zużytkowanie wód ściekowych miejskich do nawodnień łąk. Zjazd wodociągowców, gazowników i techników sanitarnych w Gdyni.

13. J. Wierzbicki — Wrocławskie pola irygacyjne. *Wycieczka Czechosłowackich Inżynierów Mel.* Wrocław.

14. J. Wierzbicki — Osuszanie łąk. Kurs Łąkarski. Zw. Sam. Chł. Wrocław.

15. St. Bac — Zagadnienia gospodarki wodnej w ZSRR. *S.I.T.W.M.* Wrocław.

16. H. Mitosek — Klimat Puław (wygłoszony na zebraniu naukowym PINGW).

17 i 18. J. Ostromecki — Problemy i rozwój gospodarki wodnej w ZSRR. 2 odczyty w miesiącu pogłębień Przyjaźni Polsko-Radzieckiej. Bydgoszcz. Warszawa.

19. J. Ostromecki — O wahaniach wieloletnich opadu. *Towarzystwo Przyrodników im. Kopernika*. Bydgoszcz.

20. J. Ostromecki — Doświadczalnictwo melioracyjne w Polsce. *Wycieczka inżynierów czechosł.* Bydgoszcz.

21. J. Ostromecki — Doświadczalnictwo melioracyjne. Kurs Kierowników Zakł. Dośw. Warszawa.

22. J. Ostromecki — Prace Wydziału Melioracyjnego. Zebrania prac. naukowych PINGW. Bydgoszcz.

23. E. Hohendorf — Dorobek naukowy M. Faraday'a i zastosowanie wykrytych praw do budowy przyrządów meteorol. Posiedzenie Polskiego Tow. Hydrol.-Meteorol. i Przyrodniczego im. Kopernika w Uniwersytecie w Toruniu.

Oceniając poszczególne wyniki badań w zakresie wysuniętych tematów jako pozytywne, należy podkreślić, że w stosunku do bieżących potrzeb gospodarczych osiągnęły właściwą proporcję w planie 1948 r. wszystkie tematy z wyjątkiem 6, tj. tyżącego utrzymania trwałej produktywności użytków zielonych. Temat ten wymagający licznych doświadczeń terenowych, jak się przekonaliśmy, nie może być obsługiwany w ramach dotychczasowych (1 pole doświadczalne Wydziału) i winien wejść w 1949 r. w płaszczyznę szerszą, mianowicie znaleźć się w rzędzie zagadnień rozpracowywanych przez Rolnicze Zakłady Doświadczalne, jako temat Komisji Produkcji Roślinnej Rady Naukowej, lub jako temat specjalnego zespołu. Sprawę tę podnosimy wobec nadchodzącej akcji terenowej nasilenia prac łąkarskich i hodowlanych.

Przechodząc do krótkiej charakterystyki wyników zanotujemy:

I. W zakresie badań bilansu wodnego posunęły się poważnie naprzód prace metodyczne, obliczenia bezpośrednie dla zlewni Wisły (część opadowa) oraz ocena niedoborów wodnych w Polsce.

II. Zagadnienie erozji gleb objęły badania terenowe tyżące strat w plonach, oceny wskaźników erozji w Polsce i praktycznej ochrony przed zmywami.

III. W drenowaniu krecim określono niezbędne siły pociągowe dla kilku gleb i stwierdzono stopień działania drenów.

IV. Meteorologia rolnicza obsługiwała liczną siecią punktów doświadczenia PINGW prowadzone w rejonach Bydgoszczy, Wrocławia, Puław i Gorzowa.

V. Ekspertyzy przedmelioracyjne doliny Wisły na pow. 423 km² (w r. ubiegłym 83 km²) dały materiał do regulacji stosunków wodnych w dolinie dla potrzeb rolnictwa.

VI. Odnośnie utrzymania trwałej produkcyjności łąk torfowych stwierdzono dodatnie działanie nawożenia organicznego w formie kompostów, przygotowanych z materiału miejscowego (z oczyszczenia rowów, chwastów itp.).

VII. Wskazano na możliwość zagospodarowania płytszych wykopów po torfie, jako łąki.

VIII. Wytypowano 30 obiektów pod doświadczenia melioracyjne i rozpoczęto prace organizacyjne.

IX. Zebrano materiały dotyczące stanu pól irygacyjnych na Ziemiach Odzyskanych i uruchomiono doświadczenia nad racjonalnym zużytkowaniem ścieków.

III. Plany dalszej pracy,

Plan tematyczny na 1949 r. skonstruowany jest w formie nawiązującej do planu Rady Naukowej i obejmuje następujące działy:

A) Meteorologia.

Temat I — Służba meteorologiczno-rolnicza,

Temat II — Opracowanie elementów klimatycznych Polski,

Temat III — Kształtowanie klimatu lokalnego i mikroklimatu.

B) Hydrologia.

Temat III — Kształtowanie bilansu wodnego Polski.

C) Melioracje.

Temat I — Erozja gleb,

Temat II — Mechanizacja melioracji szczegółowych,

Temat III — Ekspertyzy przedmelioracyjne,

Temat IV — Utrzymanie trwałej produkcyjności użytków zielonych na zmeliorowanych terenach,

Temat V — Technika i ekonomika melioracji,

Temat VI — Użytkowanie ścieków miejskich dla rolnictwa,

Temat VII — Organizacja Melioracyjnych Zakładów Doświadczalnych.

Na okres planu 6-letniego ramy zasadnicze pozostają, z tym, że w obrębie tematów zakończy się część doświadczeń, a wejdą nowe, jak np. deszczownie, podjęcie ekspertyz poza doliną Wisły itd.

IV. Działalność zewnętrzna.

Wydział jako całość i poszczególni pracownicy współdziałali z: Centralnym Urzędem Planowania, Głównym Urzędem Planowania Przestrzennego, Radą Naukową Rolnictwa, Państwowym Instytutem Hydrologiczno-Meteorologicznym, Departamentem Wodno-Melioracyjnym i Stowarzyszeniami Naukowymi w formie udziału w Komisjach, zespołach, podejmując prace zlecane, wygłaszając referaty na Zjazdach i Kursach, prowadząc wykłady.

J. O.

SPROSTOWANIA

1. W artykule inż. S. Modrzejewskiego pt. „Kilka uwag na temat regulacji rzek dla celów rolniczych“, zamieszczonym w nr. 11—12 z 1948 r., na str. 331, w szpalcie lewej winno być:

w wierszach 13 i 14 od góry — „zbóż jarych i wszystkich traw — do 16 dni, zbóż ozimych — 0 dni“.

w wierszu 17 od góry — „..... się jeszcze poszczególne gatunki roślin motylkowych i traw szlachetnych“.

2. W artykule dra J. Kiełpińskiego pt. „O potrzebie

zakładania doświadczeń nawozowo-melioracyjnych na łąkach i pastwiskach górskich“, zamieszczonym w nr. 1 — 2 z 1949 r., na str. 43 powinno być:

w szpalcie lewej, w wierszu 25 od góry — zamiast „nakładem pracy“ winno być „kosztami nawożenia“.

w szpalcie prawej, w wierszu 4 od góry — zamiast „Zwłaszcza dla prac potrzebna byłaby większa ilość doświadczeń....“ powinno być „Zwłaszcza dla prac związanych z rejonizacją rolniczą terenów górskich....“.

KOMITET REDAKCYJNY: Inż. A. Arkuszewski, Prof. Dr Inż. S. Bac, Prof. Inż. W. Balcerski, Inż. Z. Bęczkowski, Inż. M. Chudzyński, Prof. Dr Inż. E. Czetwertyński, Prof. Inż. K. Dębski, Inż. S. Ihnatowicz, Inż. J. Kajzar, Inż. Z. Kornacki, Dr Inż. J. Lambor, Inż. K. Matul, Dr Inż. J. Matusewicz, Inż. L. Nekanda-Trepka, Inż. W. Ney, Inż. A. Obuchowski, Prof. Dr Inż. J. Ostromecki, Inż. A. Riedel, Prof. Inż. K. Rodowicz, Prof. Dr Inż. R. Rosłoński, Prof. Inż. Mgr Z. Rudolf, Inż. S. Sienkowski, Inż. S. Smoleński, Inż. Z. Sochoń, Inż. T. Tillinger, Prof. Inż. S. Turczynowicz, Inż. J. Waksman, Inż. J. Wokroj, Inż. M. Zajbert, Prof. Inż. C. Zaskazewski, Prof. Inż. Z. Żmigrodzki.

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

Czynna w dni powszednie w godz. 13 — 15 (tel. 52-38).

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

Wydawca: Naczelna Organizacja Techniczna.

Redaktor: Inż. M. Chudzyński

Prenumerata za 1949 r. wynosi 900 zł. Cena niniejszego numeru 200 zł