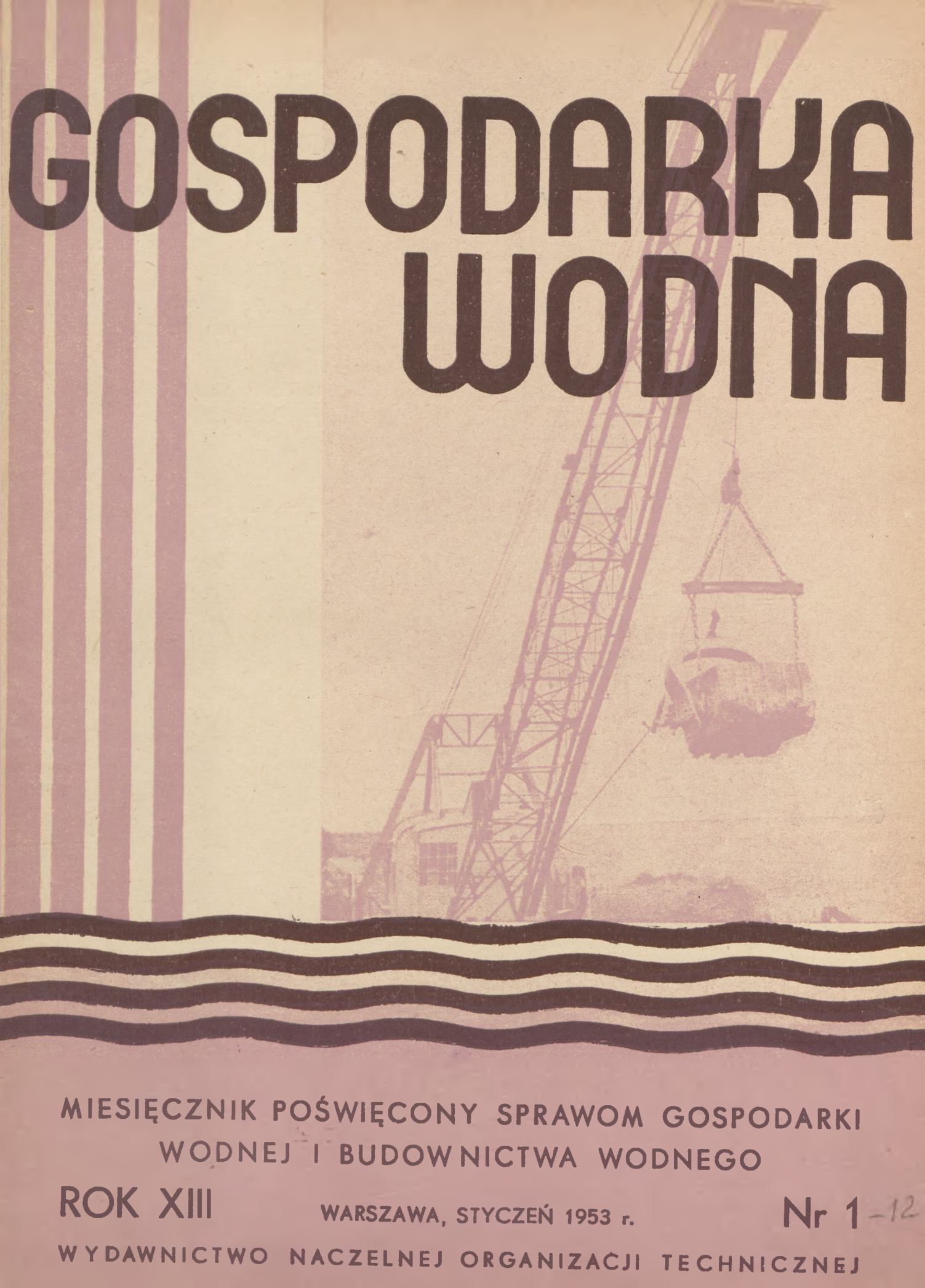


GOSPODARKA WODNA



MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI
WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XIII

WARSZAWA, STYCZEŃ 1953 r.

Nr 1-12

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

T R E Ś Ć

Przemówienie prezesa Polskiej Akademii Nauk prof. Jana Dembowskiego otwierające posiedzenie Komitetu Gospodarki Wodnej 17.XI.1952 r. 1

Przemówienie wicepremiera dra Stefana Jędrychowskiego na pierwszym posiedzeniu Komitetu Gospodarki Wodnej Polskiej Akademii Nauk w dniu 17.XI.1952 r. 1

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

Inż. Kazimierz Puczyński — W sprawie kierunków szkolenia i właściwych profili technicznych kadr inżynierskich dla potrzeb gospodarki wodnej 5

Inż. Marian Chudzyński — O organizację kształcenia kadr inżynierskich w zakresie gospodarki wodnej 7

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

Prof. dr inż. Jerzy Ostromecki — Parowanie i gospodarka wodna łąk na madałach płytkich 9

Prof. dr Edward Stenz — Metody geofizyczne wykrywania wód głębszych 17

Inż. Leonard Skibniewski — Niektóre wytyczne w sprawie ochrony wód powierzchniowych przed zanieczyszczeniem — na tle przeprowadzonych badań 19

Inż. Walenty Jarocki — Obliczenie przepustów z uwzględnieniem akumulacji wody przed wlotem 21

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

Prof. dr inż. Eugeniusz Zaczynski — Wytyczne oszczędnego projektowania urządzeń gospodarki wodnej komunalnej i przemysłowej 24

Inż. Adolf Riedel — Zasady ekonomicznego projektowania wodociągów i kanalizacji 26

Inż. Włodzimierz Skoraszewski — Śsący przewal burzowy 29

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

Mgr Zdzisław Gruszczyński — Z zagadnień organizacji żeglugi śródlądowej w Polsce 30

Prof. inż. mgr Zygmunt Rudolf — W sprawie nadzoru techniczno-sanitarnego nad oczyszczaniem ścieków, jako czynnikiem oszczędnej gospodarki 33

PRZEGLĄD WYDAWNICTW 37

KRONIKA 39

СОДЕРЖАНИЕ

SOMMAIRE

CONTENTS

Речь Председателя Польской Академии Наук

Речь Вице-Председателя Совета Министров Ендрыховского

По вопросу направления подготовки инженерных кадр для водного хозяйства

По вопросу организации подготовки инженерных кадр для водного хозяйства

Испарение и водное хозяйство лугов на неглубоких

Ответ проф. Остроменскому

Геофизические методы обнаружения глубинных вод

Некоторые указания по вопросу охраны поверхностных вод от запечиснения

Расчет труб с принятием во внимание аккумуляции воды перед вхodom

Директивы экономического проектирования коммунально - промышленного водоснабжения

Основы экономического проектирования водоснабжения и канализации

Всасывающий дождевой водослив

По вопросу организации речного транспорта в Польше

По вопросу техничеко-экономического надзора над очисткой сточных вод

Обзор печати

Хроника.

Allocution du President de l'Academie Polonaise des Sciences

Allocution du Vice-President du Conseil des Ministres Mr Jędrychowski

Au sujet des tendances de l'enseignement des cadres techniques pour les besoins de l'aménagement hydraulique

Au sujet de l'organisation de l'enseignement des cadres techniques dans le domaine de l'aménagement hydraulique

Evaporation et l'aménagement hydraulique des praires sur les marnes (bourbes) peu profondes

Réponse à Mr le prof. Ostromecki

Méthodes geophysiques de découverte des eaux profondes

Quelques directives au sujet de protection des eaux de surface contre la malpropreté

Calcul des ponceaux en considération de l'accumulation de l'eau devant l'entrée

Directives de projetation économique des aménagements hydrauliques communaux et industriels

Principes de projetation économique des aménagements d'hydraulique urbaine et rurale

Deversoir pluvial à l'aspiration

Au sujet de l'organisation de la navigation fluviale en Pologne

Au sujet de la surveillance technique et sanitaire sur la purification des égouts

Revue des publications.

Chronique

Speech of the President of the Polish Science Academy

Speech of the Vice-President of the Ministry Council Mr Jędrychowski

Directives of education of the technical staff for water management utilisation

Organisation of education of the technical staff for water management utilisation

Evaporation and water management of the meadows of the flat of the deep louds (muds)

Reply to prof. Mr Ostromecki

Geophysical methods to reveal deep underground waters

Some guiding principles for the protection of surface waters against the dirtiness

Calculation of culverts with a view of water accumulation before the entrance

Directives of economical designing common and industrial water managements

Principles of economical designing water supply and sewage canalisation

Rain water overfall with aspiration

On the organisation of inland water-ways navigation in Poland

On the technical and sanitary survey upon the purification of sewages

Review of publications.

Chronicle

GOSPODARKA WODNA

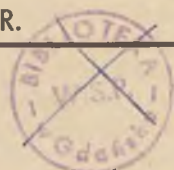
MIESIĘCZNIK

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XIII

WARSZAWA, STYCZEŃ 1953 R.

Nr 1 (74)



0.21

CIII-557/13

Przemówienie Prezesa Polskiej Akademii Nauk prof. Jana Dembowskiego otwierające posiedzenie Komitetu Gospodarki Wodnej 17. XI. 1952 r.

W imieniu Polskiej Akademii Nauk otwieram pierwsze posiedzenie Komitetu Gospodarki Wodnej i witam wszystkich jego Uczestników, w szczególności witam Przedstawiciela Rządu w osobie wicepremiera dra Stefana Jędrzychowskiego.

Zagadnienie gospodarki wodnej ma w naszym kraju szczególnie doniosłe znaczenie, jest to typowe zagadnienie kompleksowe, które można rozwiązywać jedynie w oparciu o szeroki wachlarz specjalistów z różnych dziedzin nauki. Gospodarka wodna jest bezpośrednio związana z najważniejszymi dziedzinami życia Polski Ludowej, w szczególności z przemysłem, żegluga, transportem, rolnictwem, leśnictwem, rybactwem, służbą zdrowia. Praca w tej dziedzinie nie może obejść się bez efektywnej pomocy ze strony geologów, zoologów, botaników, ekologów roślinnych i zwierzęcych. W tych warunkach jest rzeczą zrozumiałą, że właśnie Polska Akademia Nauk podejmuje inicjatywę Rządu w kierunku utworzenia Instytutu Wodnego, albowiem Akademia Nauk skupia w swoim łonie najwybitniejszych przedstawicieli wszystkich odłamów wiedzy.

Podejmujecie, Obywatele, trudne i odpowiedzialne zadanie, którego pomyślne rozwiązanie będzie miało olbrzymie znaczenie dla całego układu życia naszego kraju. Życzę serdecznie owocnych obrad.

Przemówienie wicepremiera dra Stefana Jędrzychowskiego na pierwszym posiedzeniu Komitetu Gospodarki Wodnej Polskiej Akademii Nauk w dniu 17. XI. 1952 r.

Powstanie Komitetu Gospodarki Wodnej Polskiej Akademii Nauk w obecnym momencie nie jest przypadkiem. Przed narodem polskim stanęło w całej rozciągłości wielkie historyczne zadanie — przebudowy naszej gospodarki wodnej — przeobrażenia przyrody naszego kraju.

Program wyborczy Frontu Narodowego, wokół którego skupił się poza nielicznymi jednostkami cały naród, postawił zagadnienie przebudowy gospodarki wodnej, jako jedno z centralnych zadań nowego planu pięcioletniego, który będzie opracowany na okres lat 1956 — 1960.

„Podjęte zostaną — mówi program wyborczy Frontu Narodowego — wielkie budowy, które zmieniają zasadniczo warunki rozwoju całych obszarów naszego kraju. Rozpocniemy budowę wielkich zapór wodnych i kanałów żeglownych, wielkich elektrowni na Wiśle i Bugu, które umożliwią zelektryfikowanie zacofanych połaci kraju. Wykorzystanie naszych zasobów wodnych do melioracji łąk i pastwisk oraz nawodnienie gruntów ornych pozwoli na znaczny wzrost urodzajów i rozwój hodowli.

Wielkie budowle socjalizmu staną się podstawą techniczną szybkiego rozwoju i przebudowy rolnictwa.

Wzrosną ogromnie możliwości rozwoju materialnego i kulturalnego wsi polskiej.“

Nie przypadkowo Front Narodowy rzucił hasło przebudowy gospodarki wodnej w roku 1952, w połowie Planu Sześcioletniego. Program Frontu Narodowego — to program wydzwignięcia Polski z wiekowego zacofania, program wszechstronnego rozwoju jej sił wytwórczych, budowy socjalizmu, umocnienia siły naszego państwa ludowego, rozkwitu kultury narodowej. Nie jest do pomyślenia wydzwignięcie Polski z wiekowego zacofania, jeżeli nie przezwycięży się tego zacofania we wszystkich dziedzinach gospodarki wodnej, jeżeli nie przezwycięży się go przede wszystkim w dziedzinie rolnictwa, energetyki wodnej, transportu wodnego. Dlatego też nowy plan pięcioletni, plan „którego wykonanie — jak głosi program Frontu Narodowego — zabezpieczy naszemu narodowi

D462-3167112

96,-

wielkość, siłę i dobrobyt“, nie może pominąć tak kapitalnego zagadnienia, jak przebudowa naszej gospodarki wodnej. Program wyborczy Frontu Narodowego ustalił najogólniejsze wytyczne nowego planu pięcioletniego, a w latach najbliższych plan ten będzie opracowany.

Gospodarkę wodną w Polsce cechuje dotychczas odziedziczone po feudalizmie i kapitalizmie głębokie zacofanie, głębsze niż w innych działach gospodarki. Nasze rolnictwo było i jest jeszcze w przeważającej mierze rozdrobnione i technicznie zacofane, opiera się jeszcze na prymitywnych metodach uprawy roli. Nie jest przypadkiem głębokie zacofanie naszego rolnictwa w dziedzinie gospodarki wodnej, w dziedzinie jej wykorzystania dla podniesienia plonów i dla zwiększenia możliwości rozwoju hodowli. Przeżytki feudalizmu w postaci majątków obszarniczych, jakie aż do reformy rolnej PKWN ciążyły na naszej gospodarce rolnej, wielkie rozdrobnienie i nędzna wegetacja przeważającej części gospodarstw chłopskich w ustroju kapitalistycznym, kryzysy rolne — nie sprzyjały realizacji szerszych projektów melioracyjnych. Melioracje podejmowane były na niewielką skalę i miały, że tak się wyrażę, charakter wyłącznie obronny — służyły odprowadzeniu nadmiaru wody z gruntów podmokłych. Problem aktywnego wykorzystania zasobów wodnych dla rozwoju naszego rolnictwa nie był dotychczas nawet postawiony w teorii ani w praktyce.

Pod względem energetyki wodnej byliśmy zacofani jeszcze bardziej niż w dziedzinie energetyki cieplnej. Zasoby sił wodnych w przedwojennej Polsce szacowane były na 3,7 milionów KM, a ich wykorzystanie niewiele przekraczało 100 tysięcy KM. Oznacza to, że były one wykorzystane zaledwie w ok. 3%. Sytuacja pod tym względem zmieniła się w porównaniu z okresem przedwojennym nie tak wiele. Wskutek pozostania w tyle energetyki wodnej zostały wypaczone właściwe najbardziej racjonalne z punktu widzenia eksploatacji proporcje wzajemne energetyki cieplnej i energetyki wodnej. Udział energii produkowanej w elektrowniach wodnych w stosunku do ogólnej produkcji energii elektrycznej wynosi ok. 6%, podczas gdy optymalnie winien on wynosić znacznie więcej. W Planie 6-letnim proporcje te wskutek silnego rozwoju energetyki cieplnej jeszcze bardziej zmieniają się na niekorzyść energii wodnej.

Zacofanie nasze w dziedzinie transportu wodnego wyraża się niewielką cyfrą udziału przewozów środkami transportu wodnego w ogólnych przewozach wszystkimi środkami transportu publicznego w obrocie wewnętrznym. Udział ten wynosi obecnie ok. 1%, podczas gdy w krajach o rozbudowanym systemie dróg wodnych jest on wielokrotnie większy. Jednocześnie, o ile chodzi o wielkość przewozów kolejowych, nawet jeżeli chodzi o cyfry absolutne, stoimy na siódmym miejscu na świecie. Stopień obciążenia przewozami naszej sieci kolejowej jest bardzo wysoki. Jest to rezultatem wielkiego znaczenia w naszej gospodarce przewozów towarów masowych, jak węgiel, ruda żelazna, zboże, buraki cukrowe i ziemniaki, cegła, a nawet kamień, żwir i piasek. Ze względu na położenie geograficzne jesteśmy krajem tranzytowym w obu kierunkach — równoleżnikowym i południkowym — a jednocześnie jesteśmy jedynym krajem w Europie niedostępnym poza Odrą dla tranzytu drogami wodnymi. Nasz kraj stanowi białe miejsce na mapie sieci dróg wodnych pomiędzy rozwiniętymi systemami dróg wodnych Związku Radzieckiego i Niemiec. Główna nasza rzeka Wisła ciągle jeszcze znajduje się w stanie półdzikim.

Rokrocznie nasze rolnictwo, drogi i koleje, nasze osiedla ponoszą szkody na skutek powodzi, a okresowo powodzie przybierają charakter katastrofalny.

Również problem zaopatrzenia w wodę naszego przemysłu i miast przedstawia się w sposób wybitnie niezadowolający. Dwa nasze najważniejsze ośrodki przemysłowe — śląski okręg przemysłowy łączący z Zagłębiem Dąbrowskim i Łódź — położone są na wododziałach. Kapitalizm zaniedbał zaopatrzenie w wodę tych ośrodków. Sieć wodociągowo-kanalizacyjna w Łodzi była rozwinięta tylko w centralnej dzielnicy, zamieszkałej przez burżuazję. Takie np. Zagłębie Rybnickie, dostarczające gospodarce narodowej węgla wysokogatunkowego, po dziś dzień nie ma sieci wodociągowej.

Dopiero Polska Ludowa podjęła wielkie prace inwestycyjne dla zaopatrzenia Śląska i Łodzi w wodę — budowę zbiornika w Goczałkowicach, rozbudowę wodociągów śląskich, budowę rurociągu Pilica — Łódź. Deficyt wody przemysłowej i konsumpcyjnej daje się odczuwać także i w innych częściach kraju, np. w południowej części Dolnego Śląska, w okręgu Bielska itp.

Tych wielkich i trudnych problemów nie rozwiązał i nie mógł rozwiązać kapitalizm Polski, który rozwinął się późno, już w okresie, kiedy na świecie kapitalizm zaczął uchodzić w swe nowe i ostateczne stadium rozwoju — w imperializm, czyli kapitalizm gnijący, umierający. Nie było mowy o podejmowaniu wielkich inwestycji w dziedzinie gospodarki wodnej w warunkach międzywojennych, kiedy gospodarka narodowa nie tylko nie rozwijała się, ale nawet cofała się w podstawowych gałęziach w porównaniu z poziomem sprzed pierwszej wojny światowej.

Zacofanie gospodarcze Polski kapitalistyczno-obszarniczej, całkowita jej zależność od międzynarodowych monopolów kapitalistycznych, kryzysy — stały na przeszkodzie jakimkolwiek poważniejszym zamierzeniom. Dla prywatnego kapitału wielkie inwestycje wodne były i są imprezą nieopłacalną, gdyż nie gwarantują mu maksymalnych zysków, do jakich dąży współczesny kapitalizm. Poza tym ani prywatni kapitaliści, ani kapitalistyczno-obszarnicze państwo polskie nie zdołałoby zgromadzić wielkich środków potrzebnych do podjęcia budów wodnych.

Podjęcie tego zadania stało się możliwe dopiero po zdobyciu władzy przez masy pracujące z klasą robotniczą na czele, po przejęciu przez państwo ludowe wielkiego i średniego przemysłu i transportu, po wejściu na drogę planowej gospodarki socjalistycznej i budownictwu socjalizmu.

Z punktu widzenia praw rządzących gospodarką kapitalistyczną w szczególności w warunkach współczesnego kapitalizmu, wielkie budowy wodne są z reguły nierentowne. W warunkach gospodarki socjalistycznej można i należy inaczej oceniać rentowność wielkich przedsięwzięć. „Jeśli rentowność — mówił tow. Stalin w dziele pt. „Ekonomiczne problemy socjalizmu w ZSRR“ — rozpatrywać nie z punktu widzenia poszczególnych przedsiębiorstw lub gałęzi produkcji i nie w przekroju jednego roku, lecz z punktu widzenia całej gospodarki narodowej i w przekroju, powiedzmy 10 — 15 lat, a tylko takie podejście do zagadnienia byłoby słuszne, to przejściowa i nietrwała rentowność poszczególnych przedsiębiorstw lub gałęzi produkcji nie może się w żadnym stopniu równać z tą wyższą formą trwałej i stałej rentowności, jaką daje nam działanie prawa planowego rozwoju gospodarki narodowej i planowanie gospodarki narodowej, wybawiając nas od okresowych kryzysów ekonomicznych, które rujną gospodarkę narodową i wyrządzają społeczeństwu olbrzymie szkody materialne oraz zapewniając nam nieustanny rozwój gospodarki narodowej i szybkie tempo tego rozwoju“.

Nie jest przypadkiem, że nawet w najbogatszym i najbardziej rozwiniętym pod względem technicznym i ekonomicznym kraju kapitalistycznym — Stanach Zjednoczonych — takie zadanie, jak np. zagospodarowanie doliny Tennessee, nie może być pomyślnie doprowadzone do końca. Nie jest przypadkiem, że Związek Radziecki, kraj zwycięskiego socjalizmu, przoduje dziś całemu światu w wielkim budownictwie wodnym, wznosi gigantyczne elektrownie wodne na Wołdze, Donie i Dnieprze, buduje wielkie zbiorniki i wielkie kanały żeglowne, przy pomocy kanałów melioracyjnych, sieci nawodniającej oraz lasów wicherchronnych przeobraża pustynie Azji Środkowej i stepy południowej Rosji i Ukrainy w kwitnące tereny wysoce urodzajnego rolnictwa i wydajnej hodowli.

Nie jest przypadkiem, że idąc za przykładem kraju zwycięskiego socjalizmu, kraje demokracji ludowej podejmują wielkie budowy wodne, że Rumunia buduje kanał Dunaj — Morze Czarne, nie tylko ułatwiający i skracający żeglugę, ale stanowiący zarazem źródło energii wodnej i nawodnienia wielkich obszarów stepowej dotychczas Dobrudży, że Węgry budują kanał Cissa — Dunaj. Nie jest przypadkiem, że wkrótce po wyzwoleniu Chiny Ludowe przystąpiły do wielkich robót regulacyjnych na swych wielkich rzekach.

Istniejąca w ustroju socjalistycznym zgodność stosunków produkcji z charakterem sił wytwórczych pozwala na rozwiązywanie problemów gospodarki wodnej w sposób maksymalnie wszechstronny, zespołowy, gwarantujący możliwie największe korzyści całej gospodarce narodowej, a tym samym również zapewniający wysoką rentowność społeczną przeprowadzanych inwestycji.

W pierwszych latach po wojnie, w latach odbudowy, a nawet w latach Planu Sześcioletniego nie mogliśmy jeszcze podjąć wielkich prac inwestycyjnych w zakresie gospodarki wodnej. Wówczas absorbowano nas jeszcze w głównej mierze w dziedzinie rolnictwa zadanie zagospodarowania Ziemi Odzyskanych i obsiania odłogów, w dziedzinie energetyki — osiągnięcie efektów produkcyjnych najszybszym możliwym sposobem i przy pomocy najmniejszych stosunkowo nakładów, w dziedzinie transportu — odbudowa zniszczonej sieci kolejowej i taboru.

Poza tym dla podjęcia wielkich budów wodnych konieczny jest określony poziom dochodu narodowego, pozwalający przeznaczyć na te cele stosunkowo duże środki, określony poziom rozwoju przemysłu ciężkiego, który zdolny byłby zaopatrzyć wielkie budowy w ciężki sprzęt budowlany, w żelazo, cement, w urządzenia. Kilka lat temu nasz przemysł nie był do tego zdolny. Wkrótce jednak już nasz przemysł będzie zdolny do masowej produkcji ciężkich maszyn budowlanych, do dostarczenia odpowiednich ilości sprzętu i materiałów na wielkie budowle wodne.

Nasz program budownictwa wodnego musi mieć charakter wszechstronny i zespołowy, musi obejmować optymalne rozwiązanie wszystkich ząbających się wzajemnie, a niekiedy i krzyżujących się zagadnień, a nadanie mu takiego charakteru nie jest możliwe bez oparcia go na ścisłych, naukowych podstawach, przy tym nie w jednej ale w wielu dziedzinach nauki. Z tego względu Rząd uznał za celowe zwrócić się do Prezydium Polskiej Akademii Nauk z propozycją powołania Komitetu Wodnego i jako organu roboczego — Instytutu Wodnego. Zadaniem Komitetu Wodnego jest opracowanie generalnego planu gospodarki wodnej w Polsce. Rzecz jasna, że praca Komitetu musi być rozplanowana na szereg etapów. Aby jednak prace Komitetu mogły mieć znaczenie praktyczne, już dla najbliższego planu pięcioletniego, celowe jest, aby niezależnie od opracowywania generalnych podstaw gospodarki wodnej w Polsce Komitet skoncentrował w sposób zespołowy, kompleksowy swą uwagę na jednym zagadnieniu, jakim jest zagadnienie Wisły. Konieczne jest takie ułożenie planu prac Komitetu, aby do roku 1955 Komitet mógł przedstawić Rządowi generalny plan zagospodarowania rzeki Wisły, tak, aby po zatwierdzeniu tego generalnego planu jeszcze w roku 1955 resortowe biura projektowe — „Hydroprojekt“, „Energoprojekt“ i Biuro Projektów Wodno-Melioracyjnych Ministerstwa Rolnictwa — mogły przystąpić do opracowania projektów wstępnych i technicznych budów na Wiśle. Jest to konieczne abyśmy w okresie następnego planu pięcioletniego, zgodnie z Programem wyborczym Frontu Narodowego, mogli rozpocząć wielkie budowy na Wiśle.

Wybór Wisły, jako centralnego zagadnienia, do rozwiązania już w najbliższych latach tłumaczy się tym, że Wisła jest największym w Polsce źródłem energii wodnej, że bez rozwiązania za-

gadnienia Wisły nie jest możliwe stworzenie w Polsce jednolitego systemu dróg wodnych, że również zagospodarowanie Wisły pozwoli podnieść gospodarkę rolną w województwach najgęściej zaludnionych rolniczo i o najbardziej rozdrobnionej gospodarce rolnej, jak woj. krakowskie, kieleckie, lubelskie i warszawskie. Równolegle z zagadnieniem zagospodarowania Wisły stoi zagadnienie połączenia Wisły z Odrą kanałem w górnym biegu tych rzek, co umożliwi połączenie rzek polskich w jednolity system dróg wodnych, otworzy najkrótszą drogę wodną dla rudy i węgla pomiędzy Śląskiem a Związkiem Radzieckim oraz pozwoli na radykalne rozwiązanie zaopatrzenia Śląska w wodę.

Rzecz jasna, że rozwiązywanie szeregu zagadnień może i musi wyprzedzać realizację przebudowy Wisły. Tak np. w zakresie wykorzystania Bugu jesteśmy już zaawansowani w projektowaniu i prawdopodobnie niedługo przystąpimy do rozpoczęcia prac budowlanych. Sprawa Bugu wiąże się ze zwiększeniem głębokości tranzytowej na Wiśle od Modlina do Brdyujścia, Noteci i dolnego biegu Warty, z przebudową Kanału Bydgoskiego. Szereg inwestycji energetycznych, jak np. budowa elektrowni wodnej na Dunajcu i innych, oraz wielkich inwestycji melioracyjnych, dotyczących np. poszczególnych dolin mniejszych rzek lub kompleksów bagien — nie może czekać z realizacją na zakończenie opracowania planu generalnego. Zadaniem Komitetu Wodnego PAN będzie więc czuwanie, aby inwestycje te były rozwiązywane w sposób kompleksowy i na podstawach naukowych i aby nie były sprzeczne z rodzącą się koncepcją planu generalnego.

Chciałbym zwrócić uwagę na to, że nie przypadkowo w statucie Komitetu wysunięto na pierwsze miejsce zagadnienie rolnictwa, zagadnienie przeobrażenia przyrody. Nasz kraj ma stosunkowo mało ziem nie wykorzystanych rolniczo, a nadających się do takiego wykorzystania. Toteż rozwój produkcji rolnej w jeszcze większej niż np. w Związku Radzieckim mierze musi opierać się u nas na wzroście plonów z każdego hektara gruntów ornych i łąk. Dlatego też wielkie roboty melioracyjne, przebudowa gospodarki wodnej jest dla naszego rolnictwa jednym z najważniejszych czynników jego rozwoju. Powtóre problem ten został wysunięty na czoło zadań Komitetu ze względu na to, że zagadnienie wykorzystania zasobów wodnych dla podniesienia wydajności naszego rolnictwa jest u nas najmniej opracowane teoretycznie i najmniej znane w praktyce. Ujawniło się to zresztą już przy opracowywaniu projektu wstępnego zagospodarowania Bugu. A chociaż nie mamy w naszym kraju takich pustyń, jak pustynia Kara-Kum, czy takich stepów, jak stepy Zawołża, czy Południowej Ukrainy, zagadnienie przeobrażenia przyrody ma również w naszym kraju ogromne znaczenie i nie powinno być niedoceniane. Korzyści jakie odnosi rolnictwo z przebudowy naszych rzek winny być jednym z głównych mierników technicznych dojrzałości i ekonomicznej rentowności projektów inwestycyjnych.

Obywatele! Wielkim naszym szczęściem i przywilejem w opracowaniu i realizacji naszych planów budownictwa wodnego jest możliwość korzystania z wielkiego dorobku teoretycznego i praktycznego radzieckiego budownictwa wodnego oraz z bezpośredniej pomocy technicznej Związku Radzieckiego. Pozwoli to nam wykorzystać w naszych planach najnowsze osiągnięcia nauki, zapewnić największy postęp techniczny i jak najdalej posuniętą mechanizację prac, która jest jednym z warunków realności programu. Oczywiście, wzorując się na radzieckim rozmachu i radzieckim tempie, musimy się liczyć z realnymi możliwościami naszego kraju, konfrontować nasze plany w świetle bilansów materiałowych, finansowych, bilansów sprzętu i siły roboczej. Opracowywanie takich planów, których nie mielibyśmy sił i środków realizować byłoby takim samym błędem, jak i niedostateczny rozmach, jak i sztuczne obniżanie tempa naszego rozwoju, tempa naszego budownictwa.

Przykład, pomoc i przyjaźń Związku Radzieckiego, jak i w innych dziedzinach, tak i w dziedzinie gospodarki wodnej, pomnaża nasze siły, ułatwia nam pokonywanie trudności, pozwala nam rozwijać się w szybszym tempie.

W szczególności XIX Zjazd Komunistycznej Partii Związku Radzieckiego, który stworzył przed narodami radzieckimi i przed całym światem wspaniałą perspektywę budownictwa komunizmu, posiada dla nas nieocenione, przełomowe znaczenie również w dziedzinie budownictwa wodnego, któremu poświęcono na Zjeździe wiele uwagi. „Projekt dyrektyw XIX Zjazdu w sprawie nowego pięcioletniego planu dalszego rozwoju ZSRR — powiedział tow. Bolesław Bierut w przemówieniu na Zjeździe — to jeszcze jeden nieodparty dowód wyższości ekonomiki socjalistycznej nad kapitalistyczną, to dobitny dowód prawdziwie humanistycznego charakteru rozwoju ekonomicznego ZSRR. Jakże jaskrawym przeciwstawieniem są te plany gospodarcze, te potężne budowle komunizmu i prace nad przeobrażeniem przyrody, nad nieustannym podnoszeniem kultury, wiedzy i dobrobytu narodu, — w porównaniu z marazmem i wynaturzeniami militarystycznej gospodarki kapitalistycznej. To przeciwstawienie jest główną cechą sytuacji światowej obecnego okresu“.

Idąc śladem wielkiego Związku Radzieckiego, przeobrażając przyrodę naszego kraju, budując wielkie zbiorniki wodne, elektrownie, kanały żeglowne, urządzenia melioracyjne, dźwigniemy nasz kraj z wiekowego zacofania, rozwiniemy przemysł i rolnictwo, zapewnimy nieustanny wzrost dobrobytu i kultury naszego narodu.

DZIAŁ I – PLANOWANIE, ORGANIZACJA

INŻ. KAZIMIERZ PUCZYŃSKI

W sprawie kierunków szkolenia i właściwych profilów technicznych kadr inżynierskich dla potrzeb gospodarki wodnej

Sprawa rewizji kształcenia kadr inżynierskich w zakresie gospodarki wodnej oraz odpowiedniej organizacji szkolenia tych kadr staje się w chwili obecnej, w świetle Programu Frontu Narodowego i na tle przemówienia wicepremiera dra S. Jędrzychowskiego, wygłoszonego na pierwszym posiedzeniu Komitetu Gospodarki Wodnej PAN, zagadnieniem niezwykle palącym.

Na temat zabezpieczenia odpowiednich kadr inżynierskich dla wykonywania zadań z zakresu gospodarki wodnej zamieszczane były artykuły w poprzednich zeszytach czasopisma. W niniejszym numerze rozpoczynamy dyskusję nad tym, tak ważnym zagadnieniem. Czołowa rola gospodarki wodnej w wytyczaniu linii rozwojowych całości gospodarki narodowej oraz w procesie przeobrażania naszej przyrody nakłada na nas obowiązek jak najszybszego przeanalizowania wysuniętych w zamieszczonych poniżej dwóch artykułach problemów dostosowania do aktualnych potrzeb gospodarczych kraju zarówno profilów technicznych szkolonych kadr inżynierskich, jak i odpowiedniej organizacji szkolenia kadr hydrotechnicznych.

Trudności, jakie zaczęły bardziej niż dotychczas występować w zakresie zaopatrzenia gospodarki narodowej w kadry inżynierskie, mają swe źródło zarówno w niedostatecznej ilości tych kadr, jak też w nieodpowiednim ich przygotowaniu techniczno-ekonomicznym, stosownie do aktualnych potrzeb gospodarczych kraju.

Nie można zatem poprzestać na zwiększaniu rekrutacji studiujących, ale równocześnie należy zwrócić uwagę na profile techniczne nowych kadr. Jest to bowiem jedna z podstawowych czynności w zakresie właściwej organizacji studiów z punktu widzenia aktualnych i przyszłych potrzeb gospodarczych kraju.

W hydrotechnice i gospodarce wodnej dokonały się i dokonują w dalszym ciągu wielkie przemiany na bazie rewolucyjnych przemian ekonomiczno-politycznych kraju. Wymagają one jak najszybszej rewizji sylwetek technicznych kadr inżynierskich dla podjęcia skomplikowanych prac w zakresie wodnym, które przewyższają nieporównanie program budownictwa wodnego Planu 6-letniego.

Konieczność przystosowania kadr do potrzeb występujących w ustroju socjalistycznym uwydatnia się szczególnie na tle integralnego ujmowania zagadnień wodnych oraz na tle rozwoju przemysłów, w których procesy technologiczne wymagają poboru wielkich ilości wody i racjonalnego nią gospodarowania.

Do rewizji programu szkolenia zmusza nas przede wszystkim konieczność wielkoprzestrzennego planowania gospodarki wodnej, potrzeba kompleksowego jej traktowania, prace w zakresie różnorodnych bilansów wodnych, konieczność uwzględnienia szeregu czynników wymagających opracowywania skomplikowanych podstaw naukowo-badawczych, jak również silne powiązanie strony technicznej ze stroną ekonomiczną zagadnienia przy opracowywaniu projektów inwestycji i ich eksploatacji.

Niezależnie od tego, obowiązek jak najpilniejszego zrewidowania programu szkolenia wypływa z czołowej roli, jaką odgrywa gospodarka wodna w wytyczaniu linii rozwojowych całości gospodarki narodowej oraz w procesie przeobrażania przyrody.

Istniejący obecnie podział kierunków i specjalności inżynierskich w zakresie gospodarki wodnej niewiele zmienił się od podziału używanego przed kilku dziesiętkami lat, kiedy to gospodarce wodną i hydrotechnikę cechowało duże jeszcze zacofanie, odpowiadające ówczesnym warunkom polityczno-gospodarczym.

Zagadnienie ustalenia profilów technicznych inżynierów nie znalazło dotychczas właściwego rozwiązania na skutek późnego powstawania komórek kształtujących gospodarkę wodną. Wydaje się, że szkolnictwo wyższe czeka na właściwe naświetlenia w tym zakresie ze strony zainteresowanych resortów.

Zatrzymajmy się bliżej nad zagadnieniem kierunków i specjalizacji na odcinku gospodarki wodnej w świetle będącego obecnie w użyciu układu i nomenklatury. Według tego układu do kierunków technicznych z dziedziny gospodarki wodnej zaliczono tylko ich część, w tym budownictwo wodne. Szkolenie kadr inżynierskich w zakresie budownictwa melioracyjnego i melioracji szczytowych nie zostało zaliczone do kierunków ściśle technicznych i umieszczone jest w grupie kierunków rolnych. Niezależnie od wymienionych wyżej głównych pozycji szkolenia inżynierów wodnych, umieszczonych: jedna w studiach technicznych, druga w rolniczych, gospodarka wodna jest zainteresowana jeszcze trzema innymi technicznymi kierunkami szkolenia, a mianowicie: elektrotechniką (a w szczególności pozycją „elektrownie cieplne i wodne”), inżynierią sanitarną oraz geologią.

W dotychczasowym ujęciu kierunki i specjalizacje, którymi interesuje się gospodarka wodna przedstawiają się jak następuje:

Kierunki techniczne

B u d o w n i c t w o w o d n e

- Regulacja rzek i budowa kanałów,
- Budowa zapór i zakładów o sile wodnej,
- Hydrologia techniczna,
- Budownictwo portowe i morskie,
- Urządzenia portowe,
- Budownictwo wodne — ogólne.

E l e k t r o t e c h n i k a

- Elektrownie cieplne i wodne.

G e o l o g i a

- Hydrogeologia.

I n ż y n i e r i a s a n i t a r n a

- Technologia wody i ścieków,
- Wodociągi i kanalizacja,
- Instalacje sanitarno-przemysłowe,
- Instalacje wodno-kanalizacyjne.

Kierunki rolnicze

M e l i o r a c j a

Widzimy więc, że gospodarka wodna wg obecnie używanego pojęcia reprezentowana jest w pięciu kierunkach szkolenia i trzynastu specjalizacjach.

W tych warunkach łatwo można pominąć ważne elementy szkolenia kadr technicznych w gospodarce wodnej, co mogłoby się odbić ujemnie zarówno w etapie planowania i projektowania, jak i realizacji oraz eksploatacji inwestycji.

Począwszy od kierunku budownictwa wodnego i jego specjalizacji jak: regulacja rzek i budowa kanałów, budowa zapór i zakładów o sile wodnej, poprzez kierunek elektrotechniki (elektrownie cieplne i wodne), geologii (hydrogeologia), inżynierii sanitarnej (technologia wody i ścieków, wodociągi i kanalizacja), aż do kierunku melioracji, umieszczając niewłaściwie w dziale rolnictwa, wszędzie przebiega się problem kompleksowej gospodarki wodnej, a nawet kompleksowej gospodarki narodowej. Kompleksowość ta wymaga właściwego klimatu i zasięgu szkolenia w oparciu o szeroki wachlarz nauk: przyrodniczych, technicznych i ekonomicznych.

Nie należy przy tym zapominać o konieczności zapoznania absolwentów z różnorodnymi potrzebami gospodarki narodowej i uzbroić ich, jeśli nie w umiejętność kształtowania wskaźników ekonomiczno-technicznych związanych z gospodarką wodną, to przynajmniej z metodyką posługiwania się nimi.

Szkolenie kadr inżynierskich dla gospodarki wodnej w kierunku suchej, oderwanej od życia specjalizacji, bez opierania się na problematyce kompleksowości gospodarki wodnej i zagadnieniach ekonomicznych z tym związanych, wymaga wielu lat kosztownej praktyki dla powiązania nabytych na uczelni wiadomości absolwenta z problemami socjalistycznej planowej gospodarki.

Wyłączenie z politechnik szkolenia kadr w zakresie potrzeb gospodarki wodnej i przeniesienia do specjalnego, powołanego w tym celu, instytutu na wzór ZSRR z podłożem nauk przyrodniczych, technicznych i ekonomicznych, stworzyłoby najlepszy klimat i najlepiej rozwiązywałoby poruszone zagadnienia.

* * *

Rozpatrując pod tym kątem kierunki techniczne budownictwa wodnego i jego specjalizacje, musimy poruszyć niektóre sprawy. Przede wszystkim należy podkreślić, że absolwenci tego kierunku nie są dostatecznie przygotowani do właściwego wykonywania czekających ich zadań na skutek słabego przygotowania ekonomicznego i nieznanności metodyki postępowania w zagadnieniach wymagających kompleksowości, przy czym chodzi tu o kompleksowość w granicach gospodarki wodnej, jak i szerszą, w skali całości gospodarki narodowej.

Wiemy, że każda dziedzina techniczna ma swą skomplikowaną stronę ekonomiczną. Musimy z całym naciskiem podkreślić, że gospodarka wodna ma ją szczególnie rozbudowaną.

Bez zapoznania kadr inżynierskich z zasadami ekonomiki wodnej wyszkolenie kadr nie będzie pełne, opracowywane bowiem przez takie kadry rozwiązania problemów wodnych mogą być często błędne lub łatwo podważalne z punktu widzenia interesów gospodarki narodowej. Inwestycje wodne okresu międzywojennego są tego przykładem. Musimy bowiem podkreślić, że podbudowa ekonomiczna problemów wodnych i projektów technicznych prowadzona przez kadry inżynierskie nie stoi jeszcze na właściwym poziomie. Utrudnia to pracę KOPI i zaciemnia czynnikom decydującym właściwy pogląd na zagadnienie hierarchii i celowości poszczególnych inwestycji wodnych.

Opracowania ekonomiczne zamierzeń i projektów wodnych, dokonane przez ekonomistów, choć stoją na ogół wyżej od opracowań techników, nie mogą jednak zadowolić. Wynika to stąd, że strona ekonomiczna zagadnień gospodarki wodnej jest trudna i wymaga orientacji i równoczesnej znajomości skomplikowanej i rozległej strony technicznej zagadnień wodnych. Dzisiejszy proces docierania się stosunków między przedstawicielami hydrotechniki a ekonomistami trwa długo, dając nikłe wyniki co do liczebności wyspecjalizowanych kadr, zdolnych do racjonalnego rozwiązywania zagadnień wodnych z punktu widzenia potrzeb gospodarczych kraju. Dotyczy to zarówno zagadnień ogólnych i generalnych, jak również pojedynczych i drobnych inwestycji wodnych.

Jest zatem sprawą oczywistą, że absolwenci kierunku budownictwa wodnego muszą otrzymać właściwą podbu-

dowę z zakresu ekonomiki gospodarki wodnej. Szczególnie ważne to jest dla specjalizacji hydrologii technicznej, budowy zapór i zakładów o sile wodnej oraz budowy dróg wodnych.

Jak wiemy, w profilu technicznym absolwenta specjalizacji budowy zapór i zakładów o sile wodnej należy uwzględnić umiejętność zaplanowania budowl i wodnych, dostosowania ich do wymogów kompleksowej gospodarki wodnej oraz znalezienia właściwych kryteriów gospodarki na zbiornikach. Nie będzie on mógł spełniać tych zadań nie znając ani ogólnych zagadnień ekonomicznych z tym związanych, ani też specjalnych wskaźników techniczno-ekonomicznych.

* * *

Po omówieniu problemu stworzenia szerszej podbudowy ekonomicznej w kierunku budownictwa wodnego należałoby rozpatrzyć to zagadnienie z punktu widzenia potrzeb innych specjalności wodnych.

Jak wiemy, długi upłynął okres, zanim wśród hydrotechników nastąpiło pełne zrozumienie konieczności kompleksowego traktowania spraw gospodarki wodnej. Dziś już jesteśmy na etapie opracowania metodyki postępowania w tym zakresie.

Gdyby konieczność uwzględnienia kompleksowości występowała tylko w czołowych i generalnych zagadnieniach wodnych, nie byłoby to trudny problem. Można byłoby dość łatwo wyszkolić niektórych fachowców do rozwiązywania zadań w tym kierunku. Tymczasem konieczność kompleksowego ujmowania spraw wodnych pojawia się tak w dużych jak i w małych inwestycjach i w ten sposób zagadnienie nabiera szerokiego zasięgu.

Przy projektowaniu gospodarki wodnej w zakładach przemysłowych, przy ujmowaniu wód dla nowych osiedli, przy rozpatrywaniu zagadnień wodnych gospodarki komunalnej, energetyki, rolnictwa, żeglugi, gospodarki zbiornikowej, wszędzie występuje kompleksowość i to w jaskrawej formie. Wymaga to znajomości metod postępowania przez jak najszerze kadry inżynierów wodnych.

We wszystkich tych zagadnieniach — poza kompleksowością — występuje, jak już wspomnieliśmy, strona ekonomiczna zagadnień, której jak najgłębsza znajomość gwarantuje prawidłowość wykonywania zadań przez kadry inżynierskie. Szczególnie jest to ważne przy formowaniu bilansów wodnych, przy przeobrażaniu przyrody oraz przy wytyczaniu ze strony gospodarki wodnej linii rozwojowych gospodarce narodowej.

Wobec tych potrzeb i wielkich zamierzeń wodnych Frontu Narodowego na czoło zagadnień organizacyjnych w zakresie szkolenia kadr inżynierskich wysuwa się konieczność nowej specjalizacji w studiach technicznych — to jest inżyniera gospodarki wodnej.

Program szkolenia nowej specjalizacji musiałby zawierać: encyklopedyczne nauki techniczne z zakresu gospodarki wodnej; studia ekonomiczne gospodarki wodnej (katedra ekonomiki gospodarki wodnej); przedmiot metodologii kompleksowego rozwiązywania zagadnień wodnych; studia z zakresu bilansów wodnych (perspektywicznych, formowanych, operatywnych); zasady gospodarki wodnej na zbiornikach; zasady przeobrażania przyrody oraz głęboką podbudowę hydrologii technicznej. Sekcja ta powinna być powiązana ze studiami w zakresie melioracji rolnych i miejskich, jako studiami najszerszej i najgłębiej obejmującymi procesy gospodarki wodnej kraju.

* * *

Rozpatrując dalej specjalizację kierunku budownictwa wodnego musimy podkreślić, że specjalizacja oznaczona słowami „budownictwo wodne ogólne” jest mało zrozumiała.

Jednocześnie daje się zauważyć z jednej strony dużą rozbudowę w zakresie szkolenia kadr hydrotechnicznych dla jednych działów gospodarki narodowej (energetyki, dróg wodnych), z drugiej — pomijanie innych, również ważnych działów.

Budownictwo wodne musi obsługiwać w swym zakresie całą gospodarkę narodową z wyłączeniem dziedzin

objętych specjalnym szkoleniem. Jak wiemy, największe nasilenie robót wodnych przypada poza resortem żeglugi i rolnictwa na resorty przemysłowe i gospodarki komunalnej. Tymczasem brak jest dziś katedry lub specjalności, która zajęłaby się potrzebami tych resortów. Budownictwo wodne w tym zakresie powinno mieć zatem odpowiednie katedry i specjalizacje, zabezpieczające postęp techniczny w hydrotechnice na odcinku gospodarki wodnej przemysłowej i komunalnej.

Wydaje się zatem konieczne zamienić specjalizację „budownictwo wodne ogólne” na specjalizację „budownictwa wodnego przemysłowego i komunalnego” oraz na specjalizację „robót wodnych dla obsługi inżynierii i budownictwa ogólnego”. Można również rozpatrzyć połączenie dwu ostatnich specjalności w jedną, pod nazwą „budownictwo i roboty wodne dla przemysłu i gospodarki komunalnej”.

Tak pomyślana specjalizacja zapewni korzyści natury gospodarczej, nie pozwoli zmarnować nabywanych obecnie przez przypadkowe często kadry doświadczeń i zapoczątkuje postęp techniczny w zakresie hydrotechniki w dwu ważnych dziś dziedzinach gospodarki narodowej.

Niezależnie od powyższych uwag wydaje się celowe uruchomienie na kierunku budownictwa wodnego specjalizacji w zakresie mechanizacji robót wodnych.

*
* *

Analizując dalej układ podanych wyżej kierunków i specjalizacji, musimy podkreślić, że gospodarka narodowa spowoduje już w najbliższej pięcioletce olbrzymi rozwój hydroenergetyki. Musi zatem powstać specjalność hydroenergetyki na kierunku elektrotechniki i specjalność hydromechaniki na kierunku mechaniki

*
* *

W związku z rozbudową zakładów przemysłowych, osiedli, kombinatów, rozrostem spółdzielni produkcyjnych na wsi oraz w związku z wyraźnie zarysowującymi się okręgami deficytowymi w wodę, coraz ostrzej wyłania się problem konieczności eksploatacji wód głębszych na większą skalę.

W zakresie szkolenia nie została dotychczas stworzona specjalność, której można byłoby powierzyć do wykonania pracę na tym odcinku. Wykonawstwo i biura projektowe korzystają dzisiaj z usług w tym zakresie od kadr różnorodnie przygotowanych pod względem technicznym. Prowadzi to do wytwarzania wąskiego gardła na tym odcinku, wzrostu kosztów robót, hamowania postępu technicznego itp.

Należy zatem stworzyć specjalizację pod nazwą „eksploatacja wód głębszych”. Umieszczenie tej specjalizacji na jednym z istniejących kierunków (budownictwo wodne, geologia, górnictwo, inżynieria sanitarna, melioracja) wymaga bliższej analizy zagadnienia.

*
* *

INŻ. MARIAN CHUDZYŃSKI

O organizację kształcenia kadr inżynierskich w zakresie gospodarki wodnej

Zapowiedziane Programem Frontu Narodowego rozpoczęcie zakrojonego na bardzo szeroką skalę budownictwa wodnego wymagać będzie wykonania szeregu prac planistycznych, projektowych, aby po realizacji szeregu wielkich inwestycji przejść do racjonalnej ich eksploatacji. Głównymi inwestorami i użytkownikami będą: energetyka, rolnictwo i komunikacja. Obok nowych arterii wodnych powstaną potężne elektrownie wodne, a olbrzymie obszary łąk nadrzecznych otrzymają wodę do nawodnień.

Praktyka trzyletniego planu odbudowy i sześcioletniego planu rozbudowy wykazała, że projektanci urządzeń zaopatrujących w wodę i usuwających ścieki w zakładach przemysłowych są oderwani od zagadnień gospodarki wodnej, przy czym nie panują nad problemem gospodarki wodnej wewnątrz zakładu. Naraża to gospodarkę narodową na duże straty, utrudnia prawidłowe rozwiązania i nie pozwala usunąć wielkich zaniedbań pozostawionych na tym odcinku przez gospodarkę kapitalistyczną.

Należałoby zatem na kierunku inżynierii sanitarnej oprócz specjalności „instalacje sanitarno-przemysłowe” uwzględnić specjalizację pod nazwą „urządzenia i gospodarka wodno-przemysłowa”.

*
* *

Do pewnych nieporozumień należy zaliczyć umiejscowienie studiów melioracyjnych w dziale nauk rolniczych i nieuwzględnienie w nich dwu specjalizacji wyraźnie występujących — to jest: budownictwa melioracyjnego i melioracji wodnych.

Wydaje się, że studia te jako wybitnie techniczne powinny być umiejscowione na politechnikach, przy czym oprócz dwu wspomnianych wyżej specjalizacji (budownictwo melioracyjne i melioracje wodne) należałoby uruchomić na tym wydziale specjalizację w zakresie wielkoprzestrzennej gospodarki wodnej z odpowiednią podbudową ekonomiczną, przedmiotem metodyki kompleksowego rozwiązywania gospodarki wodnej, wykładami metodyki bilansów wodnych (surowych, gospodarczych, operatywnych), jak również przedmiotem metodyki przeobrażenia przyrody przez gospodarkę wodną.

W n i o s k i

- Wprowadzić na kierunkach dotyczących gospodarki wodnej przedmiot ekonomiki gospodarki wodnej.
- Na kierunku budownictwa wodnego przewidzieć katedry lub specjalizację w zakresie budownictwa wodnego przemysłowego i gospodarki komunalnej oraz w zakresie mechanizacji robót wodnych.
- Na kierunku elektrotechniki stworzyć specjalizację hydroenergetyki, a na kierunku mechaniki — hydromechaniki.
- Na jednym z kierunków, jak budownictwo wodne, geologia, górnictwo, inżynieria sanitarna, melioracja — stworzyć specjalizację pod nazwą „eksploatacja wód głębszych”.
- Na kierunku inżynierii sanitarnej stworzyć specjalizację w zakresie „gospodarki wodnej i urządzeń wodnych w przemyśle i gospodarki komunalnej”.
- Przenieść wydziały melioracji na politechniki, tworząc wydział gospodarki wodnej wielkoprzestrzennej i melioracji z następującymi specjalizacjami:
 - wielkoprzestrzennej gospodarki wodnej,
 - budownictwa melioracyjnego,
 - melioracji szczegółowych.

Już na etapie projektowania wszystkich budowli i urządzeń wchodzących w skład tych inwestycji powstanie szereg zazębiających się wzajemnie zagadnień, których rozwiązanie nie będzie możliwe bez daleko idących uzgodnień i koordynacji. Konieczność tej koordynacji wystąpi z jeszcze większą jaskrawością na etapie eksploatacji wykonanych budowli. Wynika to stąd, że we wszystkich wspomnianych pracach inżynier powołany będzie do wykorzystania tych samych naturalnych zasobów wodnych zlewni.

Pomimo różnego przeznaczenia poszczególnych budowli i urządzeń wodnych podstawą działania na terenie objętym projektem będzie najbardziej racjonalne wykorzystanie wody, a więc dobrze zaplanowana gospodarka wodna.

Wiemy, że bilans wodny zamyka się zwykle w okresie rocznym pewną nadwyżką lub niedoborem, a całkowite jego wyrównanie praktycznie nie jest osiągalne nawet w długim okresie czasu. Dlatego też gospodarowanie wodą, zwłaszcza przy znacznym zagęszczeniu ludności kraju, powinno być bardzo przezorne.

Musimy tu przypomnieć, że w Polsce obok wspomnianych wyżej konsumentów wody: energetyki, rolnictwa i komunikacji, przychodzą — w związku z szybkim rozwojem gospodarczym kraju — do głosu inni poważni konsumenci. Są nimi przemysł oraz miasta.

Bardzo krótka i pobieżna analiza potrzeb wodnych wspomnianych konsumentów wyjaśni cele i zakres szkolenia odpowiednich kadr inżynierskich oraz pożądaną organizację tego szkolenia.

Przy wykorzystaniu wody przez powyższych konsumentów ważnymi będą z punktu widzenia gospodarowania jej zasobami dwie zasadnicze czynności: pobór wody z zasobów zlewni i jej zwrot lub zrzut. Ważny będzie nie tylko ilościowy stosunek tych wartości, lecz także odstęp czasu dzielący wspomniane czynności, bowiem wpływać on będzie, i to w stopniu bardzo poważnym, na bilans wodny.

Przy regulacji lub kanalizacji rzek dla celów żeglugi woda, ściślej mówiąc, nie jest „konsumowana“, potrzebna jest tylko do wypełnienia łożyska rzeki dla osiągnięcia koniecznych głębokości żeglownych. Pobór i zrzut nie dają się tu rozgraniczyć. Natomiast każdy inny użytkownik wody z rzeki będzie w większym lub mniejszym stopniu wpływał na warunki żeglowności. Takim konsumentem będzie np. sztuczna droga wodna (kanał), siłownia wodna przy pobieraniu wody z jednej zlewni i zrzućaniu jej do innej oraz bodaj w największym stopniu nawadniające urządzenia melioracyjne.

Rolnicze potrzeby wodne oczywiście nie zawsze będą zaspokojone bezpośrednio z rzek. Np. nawodnienia zraszające w wielu przypadkach opierać się będą na wodach gruntowych. We wszystkich jednak zabiegach nawadniających pomiędzy poborem wody a jej zwrotem zachodzić będzie duża różnica ilościowa, która skonsurowana będzie przez roślinność, a procesy wyrównawcze bilansu wodnego w każdym razie należą do zjawisk długookresowych.

Przemysł również wkracza w bilans wodny ze swoimi rosnącymi z roku na rok potrzebami. Wszystkie procesy technologiczne różnych przemysłów wymagają większych lub mniejszych ilości wody. Mimo, iż jest najczęściej stosowany zamknięty obieg wody w zakładzie przemysłowym, część wody jest stale tracona w procesach technologicznych i musi być zatem stale uzupełniana.

Pobór wody powinien więc być uzgodniony z pozostałymi użytkownikami wody z rzeki lub z innego źródła zasilenia. Zrzut wody przemysłowej następcza jeszcze większe kłopoty, gdyż ścieki przemysłowe wymagają skomplikowanych zabiegów przy oczyszczaniu, a w stosunku do niektórych ścieków dotąd nawet nie znaleziono zadowalniających metod oczyszczania.

Miasta nasze, jak wykazuje powojenne doświadczenie, stają się coraz to bardziej poważnym konsumentem wody gospodarczej i do picia. Pobór wody odbywać się tu może z rzek lub z wód gruntowych.

Zrzut nie następuje tu również bez strat (niewielkich), z pewnym nieznacznym opóźnieniem, natomiast w pewnych przypadkach może doprowadzić do stanu groźnego zanieczyszczenia.

Z powyższego krótkiego przeglądu widzimy, że na etapie projektowania i eksploatacji na plan pierwszy wysuwają się wymagania gospodarki wodnej.

Przy realizacji wspomnianych wyżej urządzeń lub budowli wodnych w wielu przypadkach występować będzie podobieństwo środków i metod wykonania, które w każdym razie odróżniać będzie olbrzymią gałąź techniki wodnej od techniki lądowej.

Z tego pobieżnego przeglądu wypływają następujące wnioski:

1) Najszerzej pojęta technika wodna obejmująca:

- a) budownictwo wodne komunikacyjne i energetyczne,
- b) budownictwo wodno-melioracyjne i
- c) budownictwo wodno-sanitarne,

zazębia się wzajemnie na etapach: planowania, projektowania, eksploatacji, wreszcie wykonawstwa.

2) Zagadnienia gospodarki wodnej, inaczej — gospodarowania wodą — stanowią konieczną podbudowę powyższych prac technicznych i posiadają duże znaczenie przy planowaniu lokalizacji zakładów przemysłowych.

3) Zagadnienia gospodarki wodnej wymagają szerokiego i naukowego rozpracowania.

4) W zagadnieniach gospodarki wodnej oprócz problemów czysto technicznych występują w b. silnym stopniu czynniki ekonomiczne.

Rozważania powyższe nasuwają nieodparcie wnioski, że przy szkoleniu kadr inżynierskich w powyższym zakresie konieczne jest utworzenie wspólnej bazy szkoleniowej, utworzenie odpowiedniej organizacji szkolenia kadr hydrotechnicznych.

Przemawiają za tym względy postępu naukowo-technicznego, który może być zabezpieczony tylko w przypadku wzajemnej wymiany poglądów i myśli naukowych oraz wspólnego wykorzystania prowadzonych prac badawczych o charakterze podobnym lub zbliżonym. Przemawiają też za tym podobieństwo lub wspólność dużej ilości wykładanych przedmiotów.

Dlatego właśnie kierunki szkolenia najszerzej pojętego budownictwa wodnego (budownictwa wodno-komunikacyjnego i wodno-energetycznego, budownictwa wodno-melioracyjnego i budownictwa wodnego dla przemysłu i gospodarki komunalnej, czyli tzw. budownictwa wodno-sanitarne), w oparciu o wspólną bazę, jaką jest gospodarka wodna i ściśle z nią współdziałającego — powinien tworzyć jeden zespół uczelni.

W Związku Radzieckim szkolnictwo wyższe zorganizowane jest w oddzielnych specjalnych uczelniach, a jeśli chodzi o gospodarkę wodną, to w Moskwie istnieje wyższa techniczna uczelnia — Instytut Gospodarki Wodnej (Instytut Wodnego Choziajstwa), z podziałem na wydziały wodno-energetyczny, wodno-komunikacyjny i melioracyjny. Oczywiście skala zagadnień Związku Radzieckiego jest znacznie większa i inna niż nasza. W naszych warunkach należałoby może grupować uczelnie w większe zespoły. Można byłoby np. rozpatrzyć możliwość włączenia do zespołu budownictwa wodnego także i geodezji, która w Związku Radzieckim objęta jest przez specjalną, odrębną uczelnię wyższą. Pomiary kraju stanowią podstawę wszystkich prac w zakresie wodnym i znacznie bliżej się z nimi łączy niż z innymi dziedzinami techniki, jakkolwiek je również obsługują.

Wobec olbrzymiego rozwoju naszej gospodarki narodowej i poważnych wymagań w zakresie szkolenia kadr, prawdopodobnie i u nas wypadnie w najbliższych latach zastanowić się nad podziałem uczelni wyższych na specjalne grupy. Wprawdzie sprawa ta leży na uboczu niniejszego tematu, jednak właściwe ustawienie wydziałów z zakresu gospodarki wodnej nie może być dokonane w oderwaniu od ogólnej koncepcji organizacyjnej.

Rozpatrując zatem kierunki szkolenia technicznego, można byłoby zaproponować zgrupowanie wyższych uczelni w następujące zespoły:

1. Budownictwo i Architektura,
2. Budowa Maszyn,
3. Elektrotechnika,
4. Górnictwo i Hutnictwo,
5. Chemia Techniczna,
6. Komunikacje Lądowe i Powietrzne

i wreszcie zespół obejmujący szkolenie kadr w zakresie gospodarki wodnej

7. Techniki Wodnej (i Pomiarów Kraju).

Odpowiednikami radzieckich instytutów (wyższych uczelni) mogłyby u nas być akademie, co zresztą zgodne jest z dotychczasową naszą praktyką. Istnieje u nas Akademia Górniczo-Hutnicza, istnieje szereg akademii lekarskich.

W ujęciu powyższym kształcenie kadr inżynierskich w zakresie gospodarki wodnej odbywałoby się w Akademii Techniki Wodnej (i Pomiarów Kraju), z podziałem na następujące wydziały i sekcje:

- 1) Budownictwo Wodne (sekcje: wodno-energetyczna, wodno-komunikacyjna i morska).
- 2) Budownictwo Sanitarne (sekcje: przemysłowo-komunalna, instalacyjna).

3) Melioracje (sekcje: budownictwa wodno-melioracyjnego, melioracji szczegółowych).

4) Gospodarka Wodna (zamiast odrębnego wydziału można byłoby rozpatrzyć utworzenie sekcji gospodarki wodnej na wydziale melioracji).

5) Geodezja (sekcje: pomiarów podstawowych i geodezji technicznej).

Jednocześnie należałoby w zespole Budownictwa i Architektury przewidzieć utworzenie katedry Gospodarki Wodnej Przemysłowej i Komunalnej, w zespole komunikacji lądowych — katedry Budownictwa Wodno-Komunikacyjnego, w zespołach rolnych — katedry Melioracji i Gospodarki Wodnej, w zespole elektrotechnicznym — katedry Energetyki Wodnej.

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

PROF. DR INŻ. JERZY OSTROMEŃCKI

Parowanie i gospodarka wodna łąk na madach płytkich

1. Wstęp

Obserwacje lysymetryczne z lat 1947—49 dotyczące parowania łąki na ciężkiej madzie głębokiej¹⁾ pozwoliły zorientować się w ilościach wody zużywanej przez roślinność, zależnie od wysokości zbieranych plonów i warunków klimatyczno-wilgotnościowych.

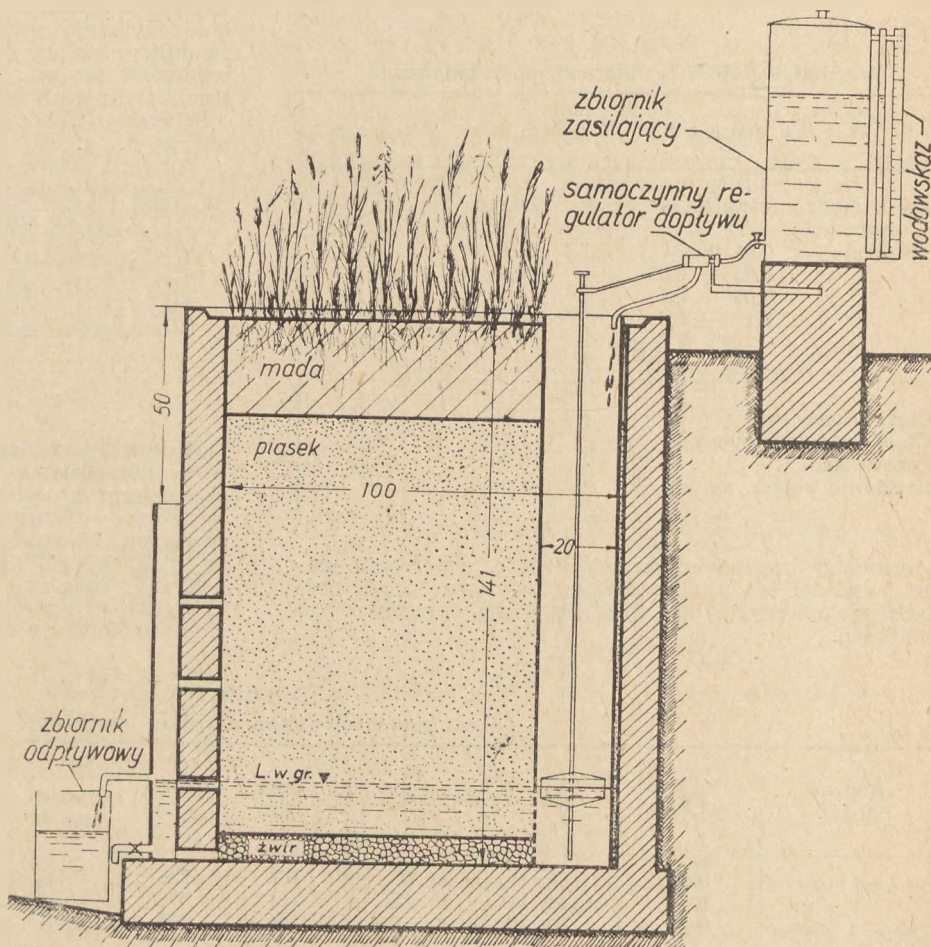
Jednocześnie zanotowano wtedy stosunkowo mały wpływ poziomu wody gruntowej na plony siana. Maksymalne plony otrzymano w latach suchszych przy poziomie 45 cm, w latach wilgotniejszych przy poziomie 75 cm. Różnice natomiast między plonami najwyższymi i najniższymi w danym doświadczeniu (rozpiętość badanych poziomów wody gruntowej wynosiła od 45 do 130 cm) kształtowały się dla poszczególnych pokosów w granicach 12—40%, a dla plonu średniego nie przekroczyły 20% (tabl. 1).

Nieco wyraźniej niż plon ogólny zmieniał się skład botaniczny porostu, mianowicie udział motylkowych zmniejszył się o 50% przy poziomach niższych niż 75 cm.

Aczkolwiek warunki doświadczenia w lysimetrach odbiegają od warunków polowych (słup gruntu wyodrębniony jest od kontaktu bocznego i dolnego z masą otaczającą, a przy ścianach lysimetru jest lepsza aeracja), rezultat powyższy należy uznać w zasadzie za prawidłowy. W ciężkiej madzie głębokiej, dzięki jej dużej pojemności wodnej, magazynują się z zimy i z opadów wegetacyjnych znaczne ilości wody, ponadto zaś wobec wysokiego zasięgu włoskowatości może istnieć zasilanie warstw korzeniowych nawet przy niskim stanie wody gruntowej.

Inaczej przedstawia się sprawa w madach płytkich, o miąższości kilku decm, spoczywających na grubszych aluwjach np. piaskach lub żwirach, który to układ zdarza się w naszych dolinach rzecznych dość często. W tym przypadku trwałe utrzymywanie wody gruntowej poni-

żej warstwy madowej może powodować przesychanie warstw wierzchnich. Wprowadzić nie ma tu takiego niebezpieczeństwa dla roślinności jak na torfach płytkich, tym niemniej w związku z regulacją rzek i erozją koryt lub ograniczeniem zalewów wałami przeciwpowodziowymi obawy degradacji łąk istnieją, należało więc wyjaśnić,



Rys. 1. Przekrój przez lysimetr

przy jakiej grubości warstwy mady i w jakim stopniu uzależniony jest plon od poziomu wody gruntowej.

Obserwacje lysymetryczne na ten temat w połączeniu z pomiarami parowania przeprowadzono w latach 1949-51.

¹⁾ J. Ostromecki — Potrzeby wodne i parowanie z powierzchni łąk na madach głębokich. „Gospodarka Wodna” Nr 4-5/1951.

TABLICA 1

Plony siana w lysimetrach z madą ciężką głęboką

Rok	Opad za okres wegetacji IV — IX mm	Plon w q/ha przy wodzie gruntowej				Różnica między maksimum i minimum w % wartości maksymal.
		45 cm	74 cm	102 cm	131 cm	
1947	276	93,3	91,8	87,2	90,3	6,5
1948	356	142,8	161,4	118,5	113,4	29,7
1949	351	133,1	143,7	116,7	131,2	18,8
średnie	328	123,1	132,3	107,5	111,6	18,7
udział metylkowych		41,1	42,9	22,2	21,0	51,1

2. Urządzenia pomiarowe

Lysimetry (rys. 1 i 2) w liczbie 24 są typu stałego i składają się z kręgów betonowych o szczelnym dnie, umieszczonych równo z powierzchnią terenu.

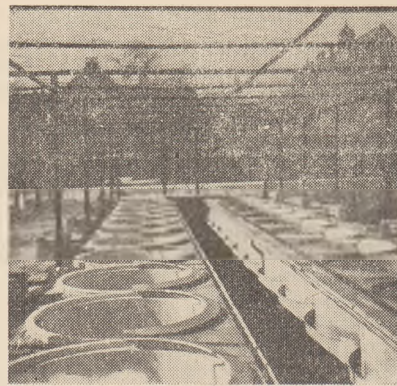
Srednica wewnętrzna wynosi 1 m, a głębokość 1,4 m. Regulowanie poziomu wody gruntowej w lysimetrze odbywa się samoczynnie przy pomocy rurki przelewowej (odcinek nadmiaru do zbiornika odpływowego) oraz pływaką, który w razie obniżenia poziomu włącza dopływ wody ze zbiornika zasilającego.

TABLICA 2

Własności gleb w lysimetrach po załadowaniu

Własności	Mada	Piasek
Skład mechaniczny w % wagowych:		
Frakcja < 0,01 mm	60,5	2,1
0,01 — 0,05	30,7	0,8
0,05 — 0,1	6,5	5,1
0,1 — 1,0	2,1	89,8
> 1,0 mm	0,2	2,2
Ciężar właściwy	2,66	2,65
Ciężar objętościowy	1,34	1,63
Porowatość %	50,00	38,00
Kapilarna pojem. wodna %	48,00	—

Lysimetry napełniono jesienią 1948 r. warstwami piasku i ciężkiej mady z nad Wisły (Łęgnowo), o własnościach analogicznych (tabl. 2) jak w serii poprzednich doświadczeń.



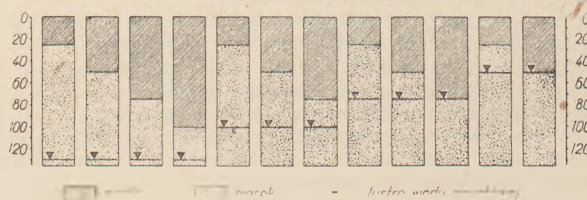
Rys. 2. Widok ogólny lysimetrów przed załadowaniem

Dla ułatwienia ruchów wody gruntowej na dno lysimetru położono sączki drenarskie oraz kilkucentymetrową warstwę żwiru.

Po załadowaniu piasku do odpowiednich wysokości przewidzianych schematem, napełniano lysimetry madą, zachowując kolejność i objętość poziomów wyodrębnionych uprzednio w naturalnym profilu. Wążenie ładowanej masy oraz oznaczenie wilgotności pozwoliło na określenie suchej masy gleby umieszczonej w każdym lysimetrze.

Oczywiście, że przy napełnianiu zniekształciły się w pewnym stopniu własności fizyczne całego profilu, jednak różnice (jak to opisano w cytowanej na wstępie pracy) nie były co do pojemności wodnej i porowatości zbyt wielkie (w granicach paru %). Zmniejszyła się natomiast dość wyraźnie przepuszczalność na skutek naruszenia struktury; zmianę tę należy uznać za przejściową, gdyż roślinność posiana w lysimetrach polepsza warunki filtracji przez swój system korzeniowy.

Schemat 12 kombinacji dwupowtórzeniowych podano na rys. 3.



Rys. 3. Schemat doświadczenia

Wiosną 1949 r. dokonano obsiewu mieszanką o składzie: kostrzewa łąkowa, tymotka, kupkówka, rajgras francuski, rajgras angielski, rajgras włoski, wiechlina łąkowa, kostrzewa czerwona, koniczyna szwedzka, koniczyna czerwona. Nawożenie coroczne stosowano w wysokości: 50 kg N, 50 kg P₂O₅ i 100 kg K₂O na ha.

Zimą wodę z lysimetrów całkowicie opuszczano, a w okresie wegetacji podtrzymywano na stosownych poziomach. Pomiary opadu (deszczomierz o średnicy 1 m na

TABLICA 3

Dane meteorologiczne z okresu obserwacji

Rodzaj dośw.	Rok	Okres obserwacji	Ilość dni	Opad mm	Temp. powietrza C°	Niedosyt wilgotn. mb	Ciśnienie atmosf. mb	Ilość godz. usłonecznienia	Prędkość wiatru m/s.
I Lysim z madą głęboką	1947	30. IV. — 20. X	174	276	16,4	6,8	1012,2	7,5	2,3
	1948	13. IV. — 20. IX	161	356	16,2	6,3	1008,5	7,2	2,6
	1949	15. III. — 20. IX	190	351	14,4	5,8	1009,3	7,4	2,7
	średnia		175	328	15,6	6,3	1010,0	7,4	2,5
II Lysim z madą płytką	1949	30. IV. — 19. X	171	329	15,7	6,0	1010,0	7,3	2,3
	1950	27. III. — 13. X	200	366	14,8	5,8	1007,9	6,6	2,5
	1951	12. IV. — 1. X	172	242	15,7	6,6	1010,3	7,4	2,4
	średnia		181	312	15,4	6,1	1009,4	7,1	2,4

powierzchni terenu), dopływu i odcieku wykonywano co 10 dni. Ponadto prowadzone były codzienne obserwacje meteorologiczne w klatce obok lysimetrów.

Parowanie sumaryczne za okres każdego pokosu obliczano wg ogólnego wzoru:

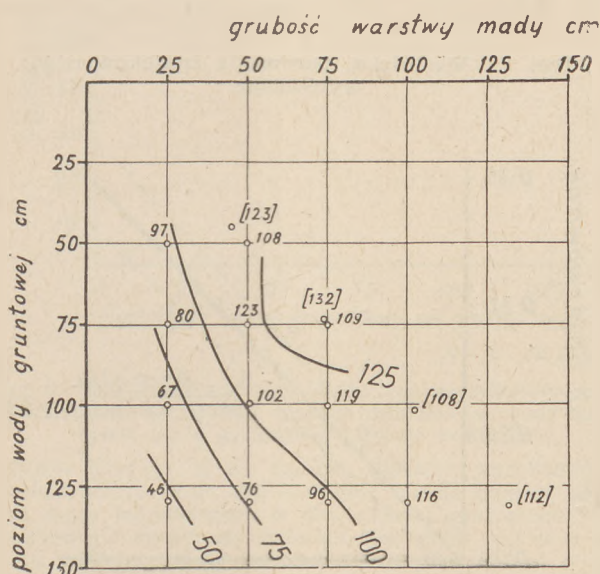
Parowanie = Opad + Dopływ — Odciek — Przyrost retencji.

Dla wyznaczenia przyrostu retencji pobierano próbki gleby na wilgotność w początku i końcu okresu bilansowania, a mając znane ilości suchej masy gleby w lysimetrach obliczano różnicę objętościową w zapasach wilgoci gruntowej.

Charakterystyczne elementy meteorologiczne (tabl. 3) wskazują, że warunki w obu seriach doświadczeń (z lat 1947-49 i 1949-51) były zbliżone, co pozwala na porównywanie ich wyników w plonach i bilansie wodnym.

3. Analiza plonowania.

Na rys. 4 przedstawiono średnie plony siana z 3 lat, nanosząc też (liczby w nawiasach) wyniki otrzymane w serii doświadczeń z madą głęboką.



Rys. 4. Średnie roczne plony siana w g/ha

Zgodność obu serii jest dość dobra, dlatego też formułowane będą wspólne wnioski.

W opisanych warunkach glebowo-wodnych uwidocznili się następujący obraz plonowania:

a) Plony siana malały zarówno w miarę obniżania poziomu wody gruntowej, jak i w miarę spłykania warstwy mady. Wśród składników mieszanki, jak wykazały analizy botaniczne, motylkowe (koniczyny) reagują silniej niż trawy.

b) Im płytsza była warstwa mady, tym wyraźniej zaznaczył się wpływ poziomu wody gruntowej na plon. Mianowicie różnice między plonami najwyższymi i najniższymi wywołane przez zmiany poziomu wody od 45 do 130 cm wnosili (w % plonu największego przy danej grubości mady):

Grubość mady w cm	Różnice w plonach %
25	52
50	38
75	27
100	19
130	19

c) Im niższy utrzymywano poziom wód gruntowych, tym wyraźniej zaznaczał się wpływ grubości mady na plon. Różnice w plonach najwyższych i najniższych spowodowane przez spłykanie warstwy mady od 130 do 25 cm wnosili (w % plonu największego przy danym poziomie wody gruntowej):

Poziom wody gruntowej cm	Różnice w plonach %
50	21
75	39
100	44
130	60

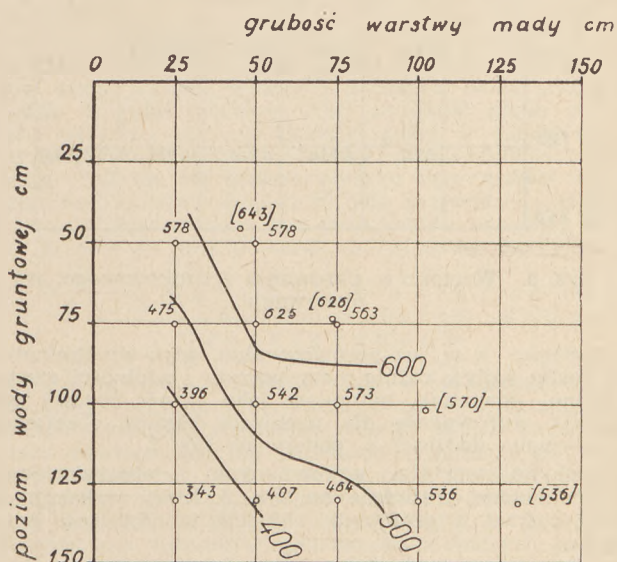
d) Optymalne poziomy wody gruntowej, jakie można wypośredkować z obu serii obserwacji, kształtowały się następująco (tabl. 4):

TABLICA 4
Optymalne poziomy wody gruntowej w madach różnej miąższości

Opad wegetacyjny w mm (IV — IX)	Grubość warstwy mady cm				
	25	50	75	100	130
	Optymalny poziom wody gruntowej cm				
275	40	45	45	45	45
350	50	65	75	75	75

Opisana zmienność plonów i różnic w plonach uwarunkowana była układem stosunków wilgotnościowych w profilu gleby, co rozpatrzmy po zbadaniu elementów bilansu wodnego.

Trzeba jednak zaznaczyć, że wobec ograniczonej liczby urządzeń lysymetrycznych doświadczenie niniejsze posiada pewien brak metodyczny. Mianowicie plonowanie badano wprawdzie na tle zróżnicowanych warunków glebowo-wilgotnościowych, lecz przy jednakowych poziomach nawożenia. Zróżnicowanie nawożenia powinno było niewątpliwie wpłynąć na inny stosunek plonów w poszczególnych kombinacjach wilgotnościowo-glebowych, przypuszczalnie zaś w ten sposób, że uzyskanoby zarówno zwiększenie, jak i zmniejszenie opisanych powyżej różnic w plonach. Z tym zastrzeżeniem należy traktować liczby osiągnięte w doświadczeniu, jako orientacyjne dla warunków dobrego nawożenia.



Rys. 5. Średnie sumy parowania w mm za okres wegetacyjny

4. Analiza parowania terenowego

Analogicznie jak plony siana zestawiono na rys. 5 średnie sumy parowania z okresu wegetacyjnego (kwiecień — wrzesień).

Pomierzone parowanie składało się tu z transpiracji roślin, parowania bezpośredniego części opadów z po-

wierzchni liści oraz z parowania gleby. Jest to więc parowanie terenowe, obejmujące wszelkie rozchody wody z rozpatrywanej powierzchni.

Parowanie miało na ogół podobną tendencję jak rozkład plonowania, tj. mało w miarę obniżania wody gruntowej lub spływania warstwy mady. Ponieważ bezpośrednie porównywanie parowania jest utrudnione wobec zmiennych czynników wpływających na jego wielkość, zwrócono się przeto do metody używanej poprzednio, to jest do wyznaczenia porównywalnych wskaźników.

Dla każdego pokosu i lysimetru obliczono parowanie zredukowane α , wg wzoru:

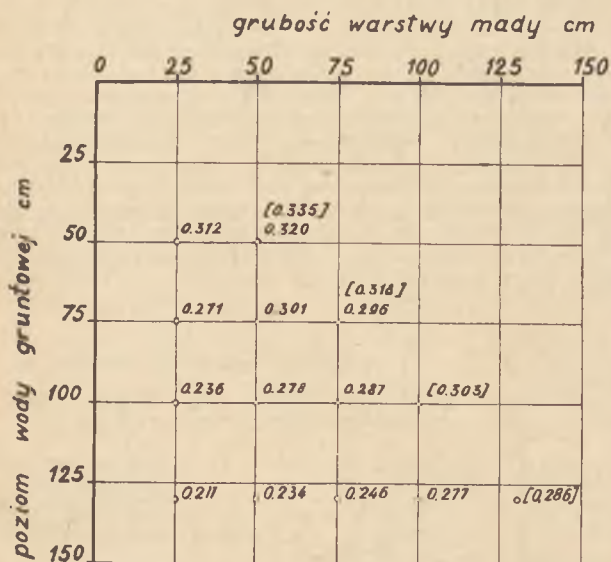
$$\alpha = \frac{P}{\Sigma d \cdot f(Q)}$$

gdzie: P — suma parowania (w mm) obserwowana za dany okres,

Σd — suma średnich dobowych niedosytów wilgotności powietrza (w mb),

$f(Q)$ — funkcja wyrażająca wpływ masy porostu na parowanie (Q — plon siana w q/ha).

Wartości P , Σd i Q dane są z obserwacji. Wartość $f(Q)$ przyjęto po wstępnych obliczeniach zgodną z wynikami doświadczeń z lat 1947—49. Obliczone w ten sposób parowanie zredukowane, średnie z 9 pokosów dla każdej kombinacji, zestawiono na rys. 6, nanosząc też liczby z serii doświadczeń poprzednich (w nawiasach).



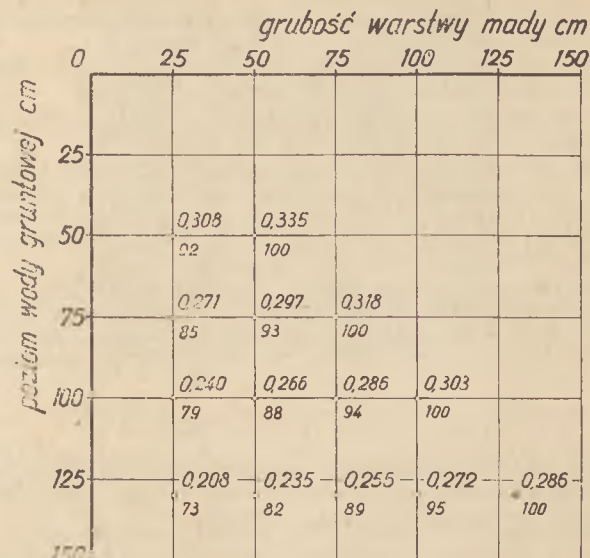
Rys. 6. Wartości α , parowania zredukowanego, wg obserwacji

Wartości α są już porównywalne, gdyż wyeliminowany został wpływ różnic masy porostu i zdolności ewaporacyjnej powietrza, natomiast jako wynik surowy wymagają wyrównania dla usunięcia błędów obserwacji. Wyrównane wartości α podano na rys. 7.

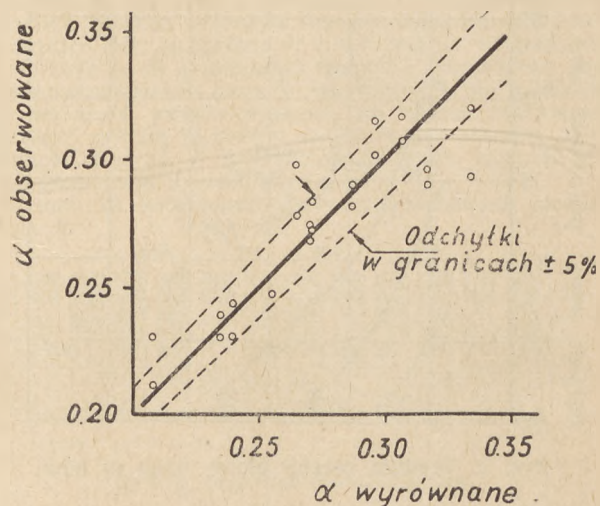
Odchyłki wartości wyrównanych i obserwowanych przedstawiono graficznie na rys. 8, który wskazuje na mały rozrzut w granicach 5% dla pojedynczego przypadku.

Na rys. 7 podano też względne wartości α wyrażone w % wskaźnika charakterystycznego dla mady głębokiej, przy każdym badanym poziomie wody gruntowej. Względne wartości α naniesiono na wykres rys. 9, z którego wynika, że im większa jest odległość poziomu wody gruntowej od spodu warstwy mady, czyli im głębiej w podścielającym piasku zalega woda gruntowa, tym mniejsze jest parowanie terenowe.

Stosowne współczynniki zmniejszające (parowanie z mady całkowitej głębokiej, gdzie poziom wody gruntowej nie wychodzi z warstwy mady przyjęto za 1) zestawiono w tabl. 5.



Rys. 7. Wartości α , parowania zredukowanego, wyrównane



Rys. 8. Odchylenia wartości α obserwowanych i wyrównanych

TABLICA 5

Współczynniki zmniejszające dla parowania terenowego z mady płytkiej

Odległość między wodą gruntową (h) a spodem warstwy mady (m) w cm	Współczynnik zmniejszający
0	1,00
25	0,94
50	0,88
75	0,82
100	0,76
125	0,70

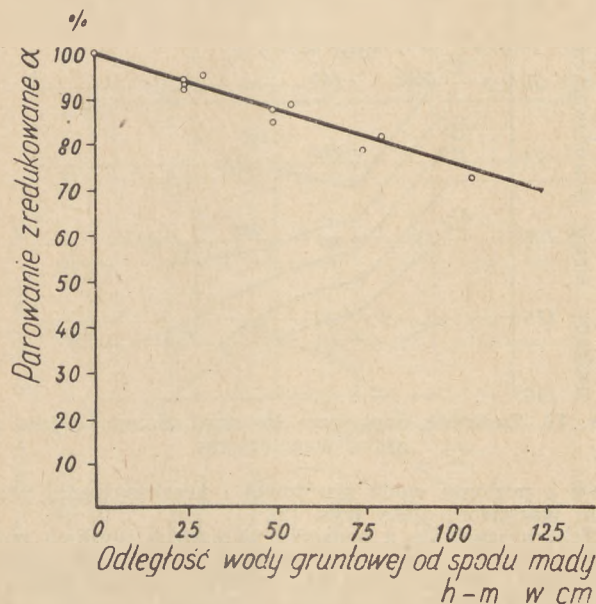
Parowanie z porośniętej mady głębokiej (gdzie $h-m=0$) określić można wg wzoru empirycznego podanego w cytowanej na wstępie pracy:

$$P = \frac{0,37 \Sigma d}{e \cdot 0,2 h} \left(1 + 0,07 \sqrt[3]{\frac{1}{Q^2}} \right)$$

gdzie: P — parowanie w mm za okres pokosu,
 Σd — suma średnich dobowych niedosytów wilgotności powietrza w milibarach,
 e — podstawa logarytmów naturalnych,
 h — odległość wody gruntowej od powierzchni w m,
 Q — plon siana w q/ha.

Dla obliczenia parowania z łąki na madzie płytkiej o znacznej różnicy $h - m$, wystarczy wartość P obliczoną wg powyższego wzoru pomnożyć przez stosowny współczynnik z tabl. 5.

Uwzględniając okoliczność, że dla dobrego plonowania łąki nie posiadającej nawodnień powierzchniowych, poziom wody gruntowej nie powinien osiadać głębiej niż 25—50 cm od spodu warstwy madowej, możemy orien-



Rys. 9. Względne wartości parowania zredukowanego α w zależności od różnicy między odległością wody gruntowej (h) a grubością warstwy mady (m)

tacyjnie przyjąć, iż na madach płytkich parowanie terenowe będzie około 10% mniejsze niż na madach głębokich (przy jednakowych w obu glebach poziomach wody gruntowej i wysokości plonów). Związane jest to z różnymi wilgotnościami warstw wierzchnich, które w madach płytkich są mniej zasilane z zapasu wody gruntowej i mniej tracą wody na bezpośrednie parowanie gleby.

5. Zużycie wody na jednostkę plonu

Wobec powyższego wolno by wnioskować, że zużycie wody na jednostkę plonu w madach płytkich (bez nawodnień powierzchniowych) będzie mniejsze niż w głębokich, czyli łąka gospodarowałaby wodą oszczędniej. Wniosek ten zilustrowano na rys. 10, przedstawiając zużycie jednostkowe γ_0 w różnych lysimetrach, obliczone wg wzoru:

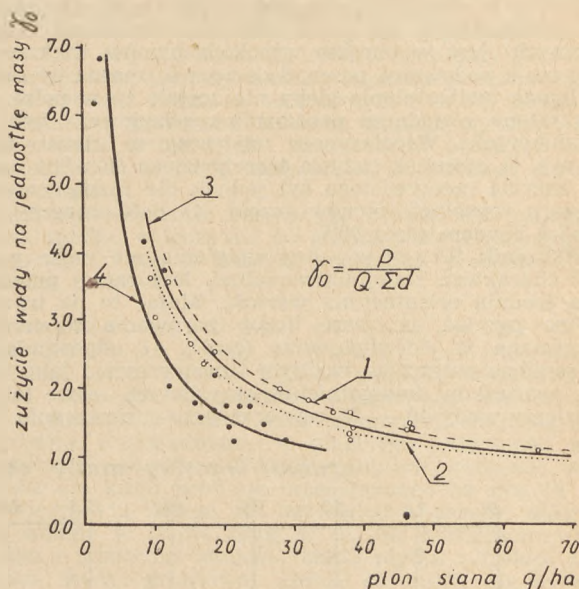
$$\gamma_0 = \frac{P}{Q \cdot \Sigma d}$$

gdzie: P — parowanie obserwowane z lysimetru, wyrażone w kg/ha,
 Σd — suma średnich dobowych niedosytów wilgotności powietrza w milibarach,
 Q — plon siana z pokosu w kg/ha.

Jednostkowe zużycie wody silnie malało w miarę wzrostu plonu, przy czym w madach głębokich stosunkowo słabo związane było z poziomem wody gruntowej (różnice pomiędzy rzędnymi krzywych 1 — 2 są niewielkie, około 15%). Natomiast w madach płytkich zużycie jednostkowe zmniejszało się wydatnie w miarę obniżania poziomu wody gruntowej (różnice między rzędnymi krzywych 3 — 4 są znaczne, około 30%).

Utrzymywanie więc stałego wysokiego poziomu wody gruntowej w łąkach może przyczyniać się do wzrostu parowania nieprodukcyjnego. Ponieważ jednak woda gruntowa jest tylko pośrednim wskaźnikiem dla stopnia u-

wilgotnienia warstwy wierzchniej decydującej o parowaniu nieprodukcyjnym, to zjawisko wyraźnego powiększenia parowania terenowego przy podwyższaniu wód gruntowych (powyżej pewnej granicy) zajdzie raczej w glebach o małej kapilarności, gdzie zapasy wody gruntowej docierają do warstw wierzchnich dopiero przy dostatecznie wysokiej wodzie gruntowej. W glebach o du-



Rys. 10. Jednostkowe zużycie wody. 1 — mada głęboka, zw. wody 45 cm, 2 — mada głęboka, zw. wody 130 cm, 3 — mada płytka, zw. wody 50 cm, 4 — mada płytka, zw. wody 130 cm.

żej kapilarności parowanie jest na ogół większe, lecz mniej zróżnicowane w zależności od poziomu wody gruntowej (z wyjątkiem torfów).

Wnioski powyższe co do zużycia jednostkowego w różnych warunkach glebowo-wilgotnościowych, należy zaopatrzyć tym zastrzeżeniem, że oparte są one na wynikach otrzymanych przy jednakowym stanie struktury warstwy wierzchniej i jednakowym nawożeniu, będą więc słuszne tylko częściowo. Mianowicie przez zastosowanie kompleksowej agrotechniki, polepszenie struktury warstwy wierzchniej, zróżnicowane nawożenie itd. niewątpliwie osiągnięcie mniejszych jednostkowych rozchodów wody, pomimo wyższych poziomów wody gruntowej będzie w pełni możliwe. Jeśli wysokość plonu przyjąć jako właściwy miernik żyzności gleby, to nawet w naszym doświadczeniu znajdziemy potwierdzenie powyższego. Tak np. na madzie płytkiej przy niskiej wodzie gruntowej (krzywa 4) plon 20 q/ha zużywał na jednostkę 1,6, w takiejże madzie, lecz przy wodzie wysokiej (krzywa 3) plon 40 q/ha pobierał na jednostkę już tylko 1,4.

6. Ocena parowania obserwowanego w stosunku do potrzeb wodnych teoretycznych

Wg Szarowa²⁾ zużycie wody w warunkach zapewniających normalne plonowanie, tj. przy najlepszym możliwym stosunku rozchodów energii słońca (otrzymanej przez powierzchnię) na parowanie i ogrzanie powietrza, powinno wynosić około 2 m³/ha na 1⁰ średniej dobowej temperatury powietrza. Odpowiadałoby to potrzebom wodnym produkcji roślinnej rozpatrywanym w kompleksie kierowanych warunków glebowo-klimatycznych pewnego dość dużego obszaru, pozwalającego na uformowanie w nim żadanego obiegu wewnętrznego wody.

Na rys. 11 podano liczby zużycia wody w naszym doświadczeniu przeliczone na wskaźnik proponowany przez Szarowa.

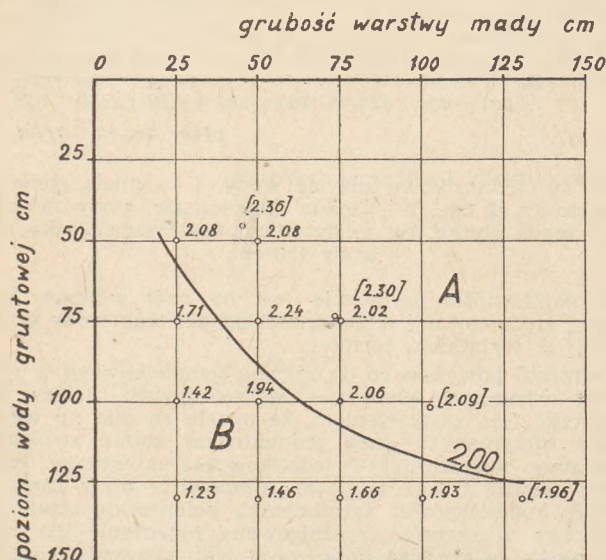
Linia teoretycznego zużycia optymalnego (2 m³/ha na 1⁰) dzieli cały obszar wynikowy na dwie części. Część B o wskaźnikach mniejszych od 2 obejmuje mady płyt-

²⁾ I. A. Szarow — Podstawy metodyczne bilansu wodno-termicznego „Gospodarka Wodna” nr 8/1952.

kie oraz niskie poziomy wody gruntowej. Jednocześnie, jak to wynika z rys. 4, jest to obszar niskich na ogół plonów, których przyczyny tłumaczyłyby się zbyt niskim uwilgotnieniem gleby na tle klimatycznych warunków doświadczenia.

Część A o wskaźnikach większych od 2 obejmuje mady głębokie i wysokie poziomy wody gruntowej, przy czym plony są tu wysokie. Ponieważ zużycie wody pomierzone w doświadczeniu (przy określonych warunkach klimatycznych) jest w obrębie wysokich plonów większe niż wskaźnik podawany przez Szarowa, można by sądzić, iż lepsze uwilgotnienie gleby nie zostało tu w pełni wykorzystane, a nadmiar parowania rozchodowany był nieprodukcyjnie. Współczynnik użyteczny w ujęciu Szarowa, tj. stosunek zużycia teoretycznego ($2 \text{ m}^3/\text{ha na } 1^\circ$) do zużycia rzeczywistego był jednak dla rozpatrywanego obszaru wysokich plonów (część A) dość znaczny, nie spadał bowiem niżej 90%.

Wskaźnik Szarowa bez wątpienia nie może posiadać charakteru stałej uniwersalnej, lecz raczej przedstawia średnią orientacyjną wartość. Mając to na uwadze, wolno przyjąć, iż nasze liczby parowania terenowego otrzymane w doświadczeniu (część A) odpowiadałyby w zasadzie potrzebom wodnym teoretycznym i jako takie dla warunków uwilgotnienia określonych przez tabl. 4 (poziomy wody 40 — 75 cm) oraz przy zastosowaniu dość



Rys. 11. Zużycie wody m^3/ha na 1° średniej dobowej temperatury

dobrej agrotechniki mogą przedstawiać normy niezbędne do pokrycia niedoborów łąki poprzez nawodnienia podsiąkowe.

W warunkach płytkich mad o głębszych wodach gruntowych (poziom wody odległy więcej niż 25—50 cm od spodu mady) zaobserwowane tu rozchody na parowanie są niskie (< 2) i celem otrzymania większych plonów należałoby z jednej strony kłaść nacisk na agrotechnikę i nawożenie, z drugiej zaś trzeba by zastąpić podsiąk (nie dający rezultatu przy niskich stanach) nawodnieniem powierzchniowym. W tym przypadku wzrosną zapewne rozchody sumaryczne na parowanie terenowe, ponieważ powiększy się i wilgotność warstwy wierzchniej i masa plonów.

7. Analiza elementów bilansu wodnego.

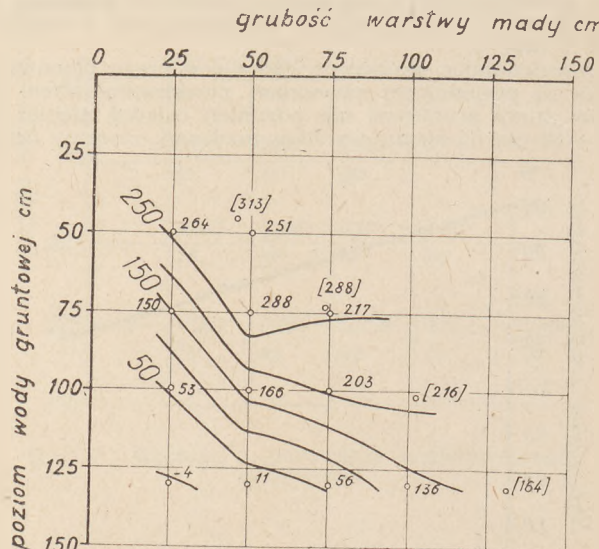
Oprócz oceny ogólnego rozchodu na parowanie terenowe doświadczenia niniejsze dają możliwość zorientowania się w źródłach pokrycia tego rozchodu. Na rys. 12 przedstawiono ilości wody netto (po potrąceniu odcieku), które w ciągu okresu wegetacyjnego zostały poza opadem doprowadzone do poszczególnych lysimetrów.

Ponieważ dopływ umieszczony był na poziomie wód gruntowych, obraz ten reprezentuje zdolność przewodzenia wody przez profile glebowe w warunkach nawodnienia podsiąkowego.

Notujemy tu, że w miarę spłykania warstwy mady lub obniżania poziomu wody gruntowej maleją ilości wody

doprowadzone i zużywane w okresie wegetacji na parowania lub na zmiany retencji warstwy nawodnej.

Przytoczone liczby dopływu mogą ilustrować prędkość podnoszenia wody kapilarnej w warunkach uwilgotnienia warstw dolnych do granic bliskich połowej pojemności wodnej a intensywnego odparowywania z powierzchni. Mając znany okres bilansowania równy tu około 180 dni określimy dobowe wydatki wody (w l/m^2) pobie-

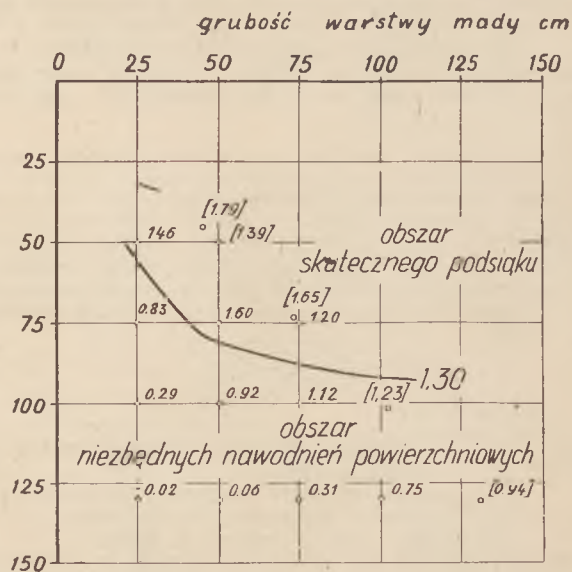


Rys. 12. Zasilanie dopływem (w mm). Sumy średnie za okres wegetacyjny

ranej z poziomu wody gruntowej i przekazywanej wyższym warstwom gleby (rys. 13).

Efekt korzystania z podsiąku w madach płytkich podścielonych piaskiem zależy wybitnie od głębokości wody gruntowej, np. przy 130 cm podsiąk ustaje zupełnie. W madach głębszych natomiast jeszcze przy poziomie wody 130 cm podsiąk jest dość znaczny, aczkolwiek spada do 60% podsiąku charakterystycznego dla wysokich wód gruntowych.

Przyjmując optymalne parowanie zgodne ze wskaźnikiem Szarowa ($2 \text{ m}^3/\text{ha na } 1^\circ$) oraz uwzględniając



Rys. 13. Ilości wody w $\text{l}/\text{dobę}$ i m^2 pobierane z poziomu wody gruntowej

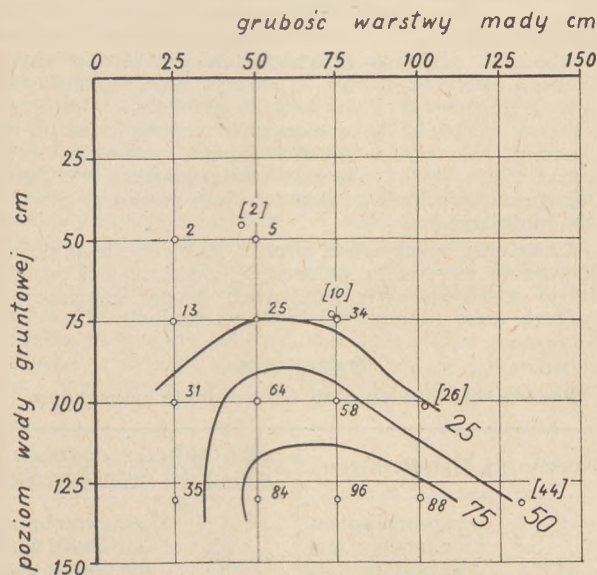
temperatury i opady obserwowane w ciągu doświadczenia, otrzymamy średni teoretyczny dobowy niedobór do pokrycia w wysokości $1,30 \text{ l}/\text{m}^2$.³⁾ Na rys 13 przepró-

³⁾ Obliczenie: śr. dobowy temp. = $15,5^\circ$. Parowanie optymalne = $2 \times 15,5 = 31 \text{ m}^3/\text{ha}$ — 3,1 mm. Opad średni dobowy w okresie doświadczenia = 1,8 mm. Stąd niedobór = $3,1 - 1,8 = 1,3 \text{ mm} = 1,3 \text{ l}/\text{m}^2$ na dobę.

wadzano linię podziału rozgraniczającą obszary mniejszego i większego dostarczania wody niż obliczony teoretycznie niedobór. Linia ta wyznacza zakres skutecznego działania podsiąku i przebiega dość zgodnie z wypośredkowanymi optymalnymi stanami wody dla roku mokrego (tabl. 4), aczkolwiek nieco niżej (o 10 cm).

Rys. 13 określały więc nam w madach graniczne warunki glebowo-wodne, w których można jeszcze korzystać z podsiąku, a poza którymi należałoby przechodzić na nawodnienia powierzchniowe.

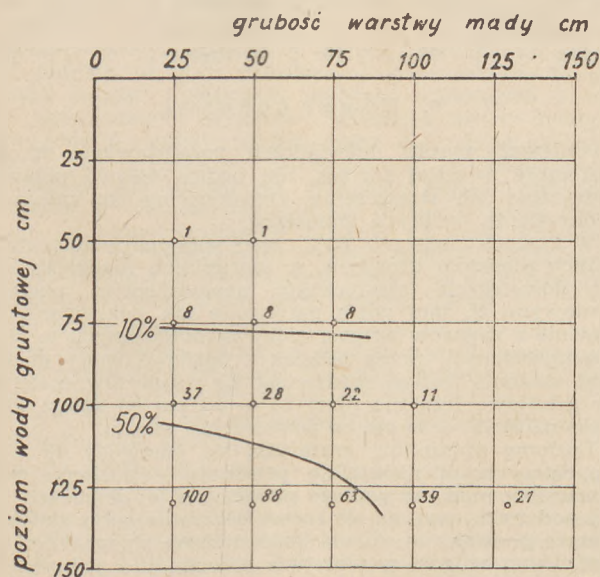
Na pokrycie potrzeb parowania lysymetry pobierały oprócz opadu i dopływu również zapasy wilgoci magazynowanej w słupie gleby ponad poziomem wody gruntowej. Zmiany retencji warstw nawodnych za okres wegetacji odwzorowano na rys. 14.



Rys. 14. Pobór wilgoci z gruntu (zmiana retencji) średnia za okres wegetacji w mm

Jak widać, zmiany retencji były małe przy wysokich poziomach wody gruntowej, a parowanie (po odliczeniu opadu) prawie całkowicie pokrywało się tu kosztem dopływu. Przy niskich poziomach wody gruntowej, gdzie zdolność podsiąku była mniejsza, zapasy wilgoci glebowej wyczerpywały się intensywniej i rozchód ich sięgał do 100 mm.

Zmiany retencji wzrastały na ogół z grubością warstwy mady, lecz maksimum znajdowało się w madach o śred-



Rys. 15. Procentowy udział wilgoci gruntowej w pokryciu niedoborów parowania

niej miąższości (z wodą gruntową utrzymującą się o 25 — 50 cm poniżej mady). Mady płytkie oddały mało wilgoci wobec jej niewielkiego zapasu ogólnego w glebie, mady głębokie również oddały niewiele, lecz z innych przyczyn, a mianowicie na skutek ciągłego uzupełniania przez intensywniejszy podsiąk.

Względny udział dopływu i zmian retencji w rozchodach na parowanie zobrazowano na rys. 15.

Przy poziomach wody gruntowej nie głębszych niż 75 cm niemal cały niedobór (tj. różnica pomiędzy parowaniem a opadem) pokryty został z dopływu przez podsiąk. Zmiana retencji stanowiła tu zaledwie 1 — 8% niedoboru. Krańcowo przeciwnie stosunki zauważyliśmy przy niskich wodach gruntowych, zwłaszcza w płytszych madach, gdzie 90 — 100% niedoborów uzupełniane zostało z wilgoci gleby.

Takie wykorzystanie rezerw nie zawsze jest pożądane (obawa spadku wilgotności do granic wody fizjologicznie nieczynnej) i jak w naszym przypadku prowadziło do obniżenia plonów.

8. Rozkład zasobów wilgoci w profilu warstwowanym, a dawki polewowe.

Opisane wyżej średnie różnice pomiędzy składowymi bilansu wodnego, uzależnione wzajemnym stosunkiem mady, piasku i poziomu wody gruntowej, znajdują potwierdzenie i uzasadnienie w przebiegu wilgotności poszczególnych warstw. Charakterystyczne rozkłady wilgotności dla kilku profili przedstawiono na rys. 16.

Zwróćmy tu uwagę na bezwzględne zasoby wilgoci ich zmiany w słupie gleby w okresie maksimum wiosennego i minimum letniego. Mada płytka z niskim poziomem wody gruntowej (profil I) miała na wiosnę w warstwie nawodnej zapas 200 mm, który latem po pokosie zmniejszył się do 142 mm, zatem 58 mm zostało oddane na parowanie (poza dopływem i opadem). Mada głębsza (profil II) posiadała zapasy odpowiednio 514 i 383 mm, oddała więc 131 mm.

Ponieważ zapas wiosenny odpowiada w przybliżeniu polowej pojemności wodnej rozpatrywanych profili, a zapas letni traktujemy jako minimum, przeto ilości wody oddane z gruntu (58 i 131 mm) powinny reprezentować wielkość użytecznych dawek polewowych netto, które należałoby doprowadzić przy nawodnieniach powierzchniowych, gdybyśmy nie zamierzali podnosić poziomu wód gruntowych.

W madzie płytkiej użyteczna dawka polewowa byłaby około 2 razy mniejsza niż dawka w madzie głębokiej, stąd dla pokrycia jednakowego parowania łąki madę płytką należałoby nawodnić 2 razy częściej niż głęboką, lecz mniejszymi dawkami.

Wniosek ten będzie oczywiście słuszny tylko przy tego rodzaju nawodnieniach powierzchniowych, w których zdołamy ściślej zbliżyć wielkości dawek polewowych brutto do wartości netto, a więc np. w deszczowniach.

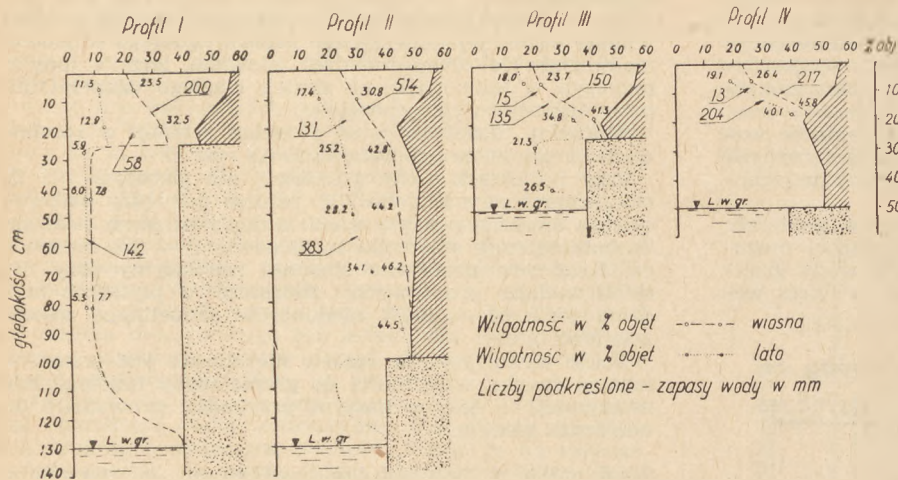
W nawodnieniach powierzchniowych typu zalewowego lub nawet stokowego dawki polewowe będą na ogół z konieczności większe niż poprzednio obliczone, z uwagi na to, że: a) sama technika rozprowadzenia wymaga pewnych ilości wody np. przy zalewie około 250 mm, b) nie unikniemy przesiąkania wgłębnego i przejściowego przynajmniej zapełnienia wolnych przestworów ponad granicę polowej pojemności wodnej profilu.

Obliczmy teraz dla profilu I i II z rys. 16 niezbędne dawki polewowe netto przy nawodnieniu zalewowym zastosowanym w okresie letnim zakładając, że: a) zrzutów powierzchniowych nie przewidujemy, a zrzuty gruntowe (po za kwaterą) są w trakcie trwania zalewu b. małe; b) żądamy, aby po nawodnieniu poziom wody gruntowej nie podniósł się bliżej niż 50 cm od terenu.

Dane rozkładu wilgotności z czterech profili rys. 16 pozwalają na to obliczenie, przedstawione graficznie na rys. 17.

Ilości wody, którą trzeba doprowadzić, odpowiadają po-
łom zakreskowanym pomiędzy liniami wilgotności przy niskim i wysokim poziomie wody gruntowej. Na profilu I niezbędna dawka wyniosłaby 317 mm, a dla II — 193 mm, czyli stosunek jest tu odwrotny niż w obliczeniu pierwszym. Zależnie więc od systemu nawodnienia kształtować musimy dawki polewowe netto, a co zatem idzie i dawki brutto.

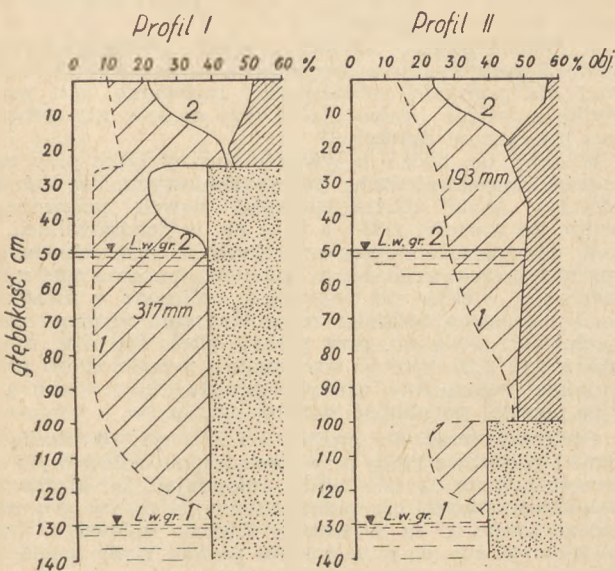
Z uwagi na to, że rozpiętość dawek polewowych zalecanych w literaturze przy założeniu różnych systemów nawodnienia i dla różnych gleb jest olbrzymia, a często



Rys. 16 Rozkład wilgotności w madach płytkich

podane są nawet normy mylne, należy wysunąć wiosek o konieczności ustalania dawek do projektu melioracji nawodniających, w oparciu o przewidywany system i pomiary własności wodnych profilu gleby w każdym konkretnym obiekcie.

Obliczanie teoretyczne norm na drodze wykorzystania średnich danych z literatury dotyczących przeciętnych stosunków porowatości, chłonności rzeczywistej (połowej pojemności wodnej) itd. w glebach, bez uwzględnienia rozkładu własności wodnych w profilu, może doprowadzić do nieoczekiwanych wniosków. Tak np. inż. Ostrowski⁴⁾ w tabl. I i II swej pracy podaje, że podczas nawodnień wiosennych dla podniesienia poziomu wody gruntowej od 90 lub 50 cm do powierzchni terenu potrzeba w piaskach bardzo przepuszczalnych znacznie mniej wody niż w madach gliniastych. Wniosek ten w świetle rozkładu wilgotności warstw nawodnych i połowej pojemności wodnej w profilu gleby należy zakwestionować.



Rys. 17. Dawki polewowe netto przy nawodnieniu powierzchniowym w madach płytszej i głębszej

1. zapas wody pierwotny przy niskiej wodzie gruntowej
2. zapas wody po zalewie i podniesieniu się zwierciadła wody gruntowej.

W tabl. 6 porównano dane inż. Ostrowskiego z obliczeniami dawek dokonanyymi na podstawie stwierdzonych doświadczalnie porowatości i wiosennych zasobów wilgotności gleby.

⁴⁾ Inż. J. Ostrowski — Nawodnienia wiosenne użytków zielonych, „Gospodarka Wodna” nr 5/1952.

Aczkolwiek przytoczonych liczb, otrzymanych doświadczalnie, nie zamierzamy zalecać jako normy (odnoszą się do konkretnego przypadku) stwierdzić trzeba, iż dają one obraz bardziej zbliżony do rzeczywistości. Błąd inż. Ostrowskiego, który proponuje dawki dla piasków mniejsze, a dla mady większe (zarówno co do wartości bezwzględnych, jak i w stosunku do wielkości oznaczonych pomiarem), powstał na skutek nieuwzględnienia tego, że:

— Stosunek chłonności rzeczywistej do chłonności pełnej nie jest wielkością stałą (inż. J. Ostrowski przyjął go jako 55%).

— Stosunek ten jest bardzo zmienny i zależy od rodzaju gleby (w lekkich glebach jest mniejszy, w cięższych większy) oraz od wysokości rozpatrywanego słupa gruntu nad poziomem wody grun-

towej (przy wysokich poziomach jest większy, przy niskich mniejszy).

— Chłonność rzeczywista profilu gleby (połowa pojemności wodna) nie równa się średniej z chłonności oznaczonych w poszczególnych warstwach drogą laboratoryjną; zwłaszcza duże różnice wystąpią w madach.

TABLICA 6

Porównanie dawek przy nawodnieniu wiosennym

Normy inż. Ostrowskiego		Wg obliczeń opartych o materiał doświadczalny	
gleba	zapotrzebowanie wody w mm dla podniesienia poziomu wody gruntowej	gleba	zapotrzebowanie wody w mm dla podniesienia poziomu wody gruntowej
	od 90 cm do 0		od 90 cm do 0
1. Piaski b. przepuszczalne	187	1. Piasek (90% frakcji 0,1-1,0 mm)	215
2. —	80	2. Mada płytka (25 cm) na piasku jak Nr 1	110
3. Mady gliniaste	272	3. Mada 60% części spławialnych	200
4. Torfy niskie	99	4. Torf niski śr. rozłoż.	78
			75
			15

9. Uwagi końcowe.

Ponieważ wyniki doświadczeń przedstawiono w dostatecznie zwięzłej formie, nie będzie celowe ponowne podawanie ich streszczenia. Ograniczymy się zatem do podkreślenia ogólnych wniosków.

W madach cięższych (60% części spławialnych) podciętych piaskiem drobnym, w warunkach niedysponowania dostatecznie elastycznym nawodnieniem powierzchniowym, tj. tam gdzie parowanie łąk pokrywane jest głównie z zasobów wilgotności gleby zgromadzonych w ziemi i uzupełnianych przez podsiąk z poziomu wody gruntowej, możemy jeszcze spodziewać się rezultatów, o ile wody gruntowe leżą nie niżej 25 — 50 cm od spodu mady i nie niżej 75 — 85 cm od powierzchni terenu.

Poziomy optymalne kształtują się pomiędzy 40 — 75 cm, przy czym niewielkie przesunięcie poziomu wody z warstwy mady w podłoże piaszczyste (w granicach wyżej podanych) wydaje się raczej korzystne, gdyż zapewnia jeszcze podsiąk, umożliwia dość znaczne zmagazynowanie pozimowej wilgotności w warstwie nawodnej, a jednocześnie polepsza aerację.

Stosowne ilości rozchodów na parowanie można tu obliczyć podanymi w pracy metodami.

W razie trwałego ułożenia się wód gruntowych poniżej wskazanych granic konieczne będą dla łąk na mādach (zwłaszcza płytszych) wegetacyjne nawodnienia powierzchniowe. Realne dawki nawodnieniowe otrzymamy w tym

Niżej zamieszczamy wypowiedź inż. J. Ostrowskiego, który nawiązuje do swego artykułu z nr 5/52 naszego czasopisma oraz do wyżej zamieszczonego artykułu prof. Ostromęckiego.

Do obliczeń i teoretycznych rozważań praktyk przy-
stępuje tylko wtedy, kiedy doświadczalnictwo nie do-
starczyło mu potrzebnych danych, a to z tej przyczyny,
że przeciętny praktyk nie wierzy w bezbłądność teore-
tycznych obliczeń. Dlatego, podając normy wody do
nawodnień zalewowych obliczone teoretycznie, zdawa-
łem sobie sprawę, że normy te nie będą bezbłądne, że
będą atakowane i mogą być nawet obalone. Jednakże
nawodnienia użytków zielonych projektowane i wyko-
nywane są u nas w dużej skali już od trzech lat, a do-
świadczalnictwo tych danych praktyce dotychczas nie
dostarczyło. Dlatego też uważam, że wszczęcie dyskusji,
umożliwiającej ustalenie norm dla nawodnień zalewo-
wych jest rzeczą konieczną i z tego powodu dane swoje
ogłosiłem. Gdyby wyniki doświadczeń wykonanych przez
prof. Ostromęckiego w czasie do 30 wrześ-
nia 1951 r. były ogłoszone przed majem 1952 r., artykuł
mój na pewno by się nie pojawił.

Trzeba podkreślić, że stosunek chłonności rzeczywistej
do pełnej w typach gleb podanych przeze mnie nie jest
stały i wynoszący 0,55, oraz że cyfry wyrażające chłon-

ność poszczególnych gleb zaczerpnąłem z różnych pod-
ręczników.

Jak dalece potrzebne jest w naszych pracach meliora-
cyjnych doświadczalnictwo, dowodzi fakt, że w „Podrę-
czniku Melioracji Rolnych” tom II 1935 r. prof. Za-
kaszewskiego w dziale „Dawki i schemat na-
wodniania zwilżającego” podane są optymalne dawki dla
piasku — 70 mm, gliny piaszczystej — 90 mm, gliny
średnio-zwięzłej — 96 mm, gliny zwięzłej — 104 mm, —
zaś w dziale „Zapotrzebowanie wody dla zalewów” —
dawki dla piasku b. przepuszczalnego 108 mm, piasku
gliniastego — 135 mm, mady piaszczystej — 144 mm,
mady średnio piaszczystej — 162 mm, mady gliniastej
mało przepuszczalnej — 198 mm, a więc dawki jedne
i drugie ułożone w stosunku wzrastającym wraz ze
wzrostem zwięzłości gleby. Cyfry te, pochodzące z ob-
liczeń teoretycznych, są jednak również najzupełniej
usprawiedliwione brakiem danych, wyprośrodkowanych
na drodze naukowo-doświadczalnych badań.

Inż. J. Ostrowski

PROF. DR EDWARD STENZ

Metody geofizyczne wykrywania wód wglębnych

Szybki rozwój przemysłu i gospodarki oraz zakładanie
nowych osiedli wywołuje coraz większe zapotrzebowanie
na wodę dla celów przemysłowych, gospodarczych, urba-
nistycznych itp. W związku z tym wzrasta się tempo
poszukiwań wody wszędzie tam, gdzie dotychczasowe jej
zasoby są nie wystarczające bądź też z powodu nadmier-
nej eksploatacji ulegają wyraźnemu kurczeniu się. Ty-
czy się to w szczególności wód wglębnych, których po-
ziom w takich warunkach obniża się, a wydajność
zmniejsza.

Sytuacja ta wymaga oczywiście wyszukania nowych
rezerw wodnych. Zgodnie z duchem czasu poszukiwania
te winny być prowadzone nowymi metodami, opartymi
na zasadach naukowych. Nie ulega wątpliwości, że po-
szukiwania wód podziemnych metodą „rózdzki” nie mogą
mieć miejsca w skali państwowej, gdyż metoda ta nie
posiada jeszcze należytych podstaw naukowych i nie
daje wiarogodnych wyników. Wiadomo, że w jednym
i tym samym miejscu różdzka może dać wynik zarówno
dodatni jak ujemny w zależności od indywidualności
operującego nią różdzkarza. Podobnie jeden i ten sam
różdzkarz w tym samym miejscu może otrzymać różne
wyniki w różnych czasach zależnie od swej kondycji.
Okoliczność ta kwestionuje metodę różdzki, jakkolwiek
zdaniem niektórych hydrologów może ona w szczególnie
sprzyjających warunkach oddać pewne usługi.

Poszukiwania wód wglębnych winny się więc odbywać
metodą nowoczesną, która by dawała wyniki powtarzal-
ne, nie uzależnione od osoby technika, wykonującego po-
miary. Taką metodą może być jedynie metoda geofi-
zyczna, oparta na wykorzystaniu naturalnych włas-
ności fizycznych podłoża.

Metody geofizyczne stosuje się nie tylko do poszuki-
wań wód wglębnych, ale i do innych celów hydrolo-
gicznych i hydrotechnicznych, jak np. przy projektowa-
niu zapór i zbiorników wodnych dla zbadania skalnego
podłoża, na którym ma być zbudowana zapora¹⁾ itd.

W zeszycie 12 Gospodarki Wodnej z 1951 r. autor omówił
wraz z inż. Z. Mikulskim metodę oznaczania zmętn-
nienia wody na podstawie pomiarów aktywności jonów
promieniowania, dokonanych w wodzie.²⁾

Poniżej ograniczymy się jedynie do treściwego przed-
stawienia jednej z nowoczesnych metod wykrywania wód
podziemnych, mianowicie metody elektryczno-oporowej.
Metody geofizyczne wykrywania złóż mineralnych
w ogóle, nie wyłączając wody, są bezpośrednie i pośred-
nie. Metodą bezpośrednią jest taka, w której dla
wykrycia złoża wyszukuje się właściwości fizyczne tego
złoża, o ile one się różnią od właściwości otoczenia. Taką
metodą bezpośrednią jest np. wykrywanie złoża rudy że-
laznej na podstawie wywołanej przez nie anomalii mag-
netycznej lub wysadów solnych itp. utworów na pod-
stawie anomalii siły ciężkości.

W przypadku wód wglębnych zarówno metody magne-
tyczne, jak i grawimetryczne z braku różnic we włas-
nościach magnetycznych wzgl. w gęstości nie dają
wyniku, tzn. nie dają wyniku metody oparte na natu-
ralnych właściwościach podłoża. Inaczej rzecz się przed-
stawia, jeżeli do gruntu doprowadzić w sposób sztuczny
energię i badać reakcję podłoża. Na tym właśnie polega
elektryczna metoda oporowa, która oddaje szczególne
usługi w poszukiwaniu wód wglębnych. W metodzie tej
wyszukuje się duże przewodnictwo elektryczne warstwy
wodonośnej w porównaniu z małym przewodnictwem
elektrycznym sąsiednich utworów geologicznych ubogich
w wodę. Metoda jest więc bezpośrednia, jakkolwiek przy
jej stosowaniu używa się sztucznego źródła energii (1,
2, 3).

Opór właściwy utworów skalnych czyli opór elektrycz-
ny ośrodka o grubości 1 m i przekroju jednostkowym
waha się w dość dużych granicach. C. A. Heiland (4)
rozróżnia trzy rodzaje skał pod względem przewodnictwa
elektrycznego:

¹⁾ W r. 1940 rząd Afganistanu zaniechał odbudowy
dawnej zapory Zanachan na podstawie ekspertyzy geofi-
zycznej autora.

²⁾ E. Stenz i Z. Mikulski — Pomiarzy przenikalności
promieniowania słonecznego w jeziorach i ich zastoso-
wanie. Gospodarka Wodna, nr 12/51.

1) dobre przewodniki o oporze właściwym od 10^{-8} do 10^{-1} ohm. m (głównie siarczki i minerały metaliczne, jak galenit, pirit, magnetyt itp.).

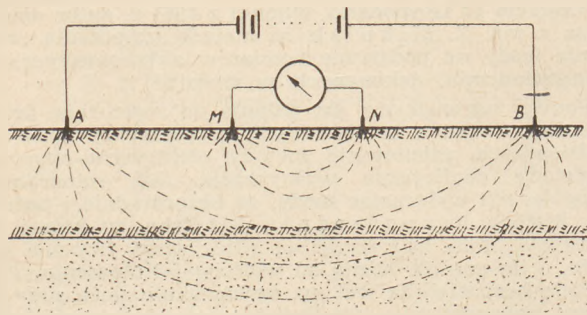
2) skały i minerały o średnim przewodnictwie (opór właściwy od 1 do 10^7 ohm. m.). Jest to najliczniejsza grupa skał obejmująca zarówno skały magmowe i metamorficzne jak i utwory osadowe (głównie czwartorzędowe). Należą tu m. in. węgiel i sól kamienna.

3) złe przewodniki (opór właściwy od 10^8 do 10^{15} ohm. m.). Są to głównie krzemiany; dzięki wysokiemu oporowi są używane jako materiały izolujące (mika, kwarc, siarka).

Wszystkie skały przewodzą jednak w pewnym stopniu prąd dzięki temu, że w szczelinach swych i porach zawierają pewne ilości wilgoci, która dzięki rozpuszczonemu w niej solom działa jak elektrolit, tj. ma własności jonowego przewodzenia prądu. Opór skały zależy więc nie tylko od samego jej materiału, ale także od jej porowatości, a także od przewodnictwa zawartej w niej wody.

Sprawa nieco się komplikuje wskutek tego, że przewodnictwo elektryczne wód waha się w znacznych granicach. Np. opór właściwy wody opadowej jest dość duży i wynosi od 30 do 1000 ohm. m., wód powierzchniowych (jezior, rzek itp.) — od $3 \cdot 10^3$ (w wodach czystych) do 10 ohm.m. Zwykle wody gruntowe w środowisku skał magmowych mają opór właściwy od 30 do 150 ohm.m. Jeżeli chodzi o wody węgłne, które zawierają chlorki metali alkalicznych, to są one na ogół dobrymi przewodnikami i ich opór właściwy wynosi zaledwie $3 \cdot 10^{-2}$ do 10^{-1} ohm.m. Ta ostatnia okoliczność ma doniosłe znaczenie metodyczne, gdyż pozwala przez wyznaczenie oporu badanej części podłoża nie tylko wykryć obecność tych wód, ale nawet oznaczyć ich głębokość.

Metoda pomiaru jest stosunkowo prosta. Nie wchodząc w szczegóły techniczne można by ją streścić w sposób następujący. Prąd z baterii o napięciu około 100 woltów wprowadza się do gruntu poprzez dwie elektrody tzw. prądowe, A i B, wbite w ziemię na głębokość niewielu cm w pewnej odległości jedna od drugiej (rys. 1). Po-



Rys. 1.

między tymi elektrodami na mniejszej odległości wbija się dwie inne elektrody tzw. potencjałowe, M i N, połączone z potencjometrem, za pomocą którego mierzy się różnicę potencjałów ΔV i natężenie prądu I , płynącego w gruncie pomiędzy elektrodami M i N. Wówczas opór właściwy gruntu na odcinku MN będzie

$$\rho = k \frac{\Delta V}{I}$$

gdzie współczynnik k zależy od odległości AB i MN. W normalnych warunkach mierzone wartości elektryczne są niewielkie, mianowicie różnica potencjałów wynosi kilka tysięcznych wolta, a natężenie prądu — kilkadziesiąt miliamperów.

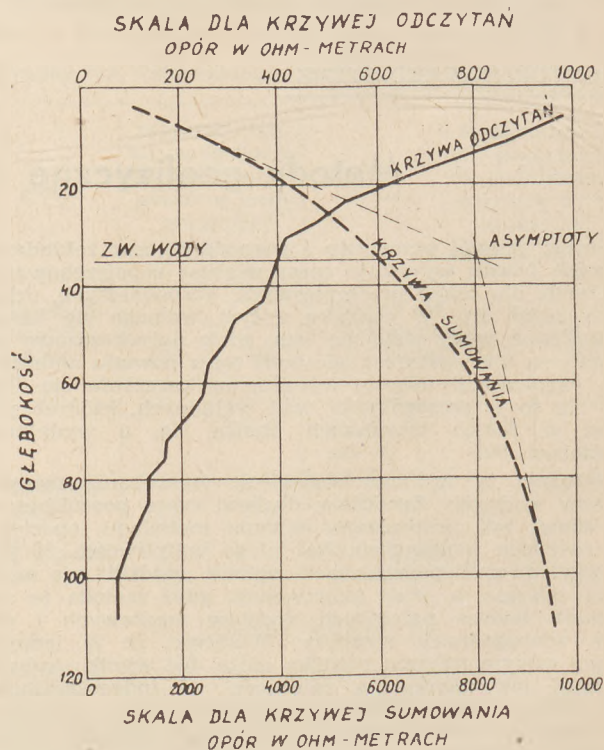
Co do odległości pomiędzy elektrodami prądowymi AB, to wynosi ona od kilkudziesięciu metrów do kilku km w zależności od tego, do jakiej głębokości chcemy zmierzyć przewodnictwo elektryczne (jest ono równe, jak wiadomo, odwrotności oporu właściwego: $\gamma = 1/\rho$). Im bowiem odległość pomiędzy tymi elektrodami jest większa, tym głębiej schodzą linie prądu elektrycznego w głąb podłoża. Przesuwając teraz elektrody potencjałowe MN wzdłuż linii AB, można badać zmiany przewodnictwa w gruncie na odcinku AB. Przesuwając zaś cały zespół elektrod w kierunku prostopadłym do linii AB można

skartować dany obszar pod względem przewodnictwa elektrycznego.

Jeżeli budowa geologiczna terenu jest prosta i nie przejawia większych deformacji, to obszary o większym przewodnictwie można interpretować jako posiadające wody podziemne, gdyż, jak było powiedziane, woda powoduje znaczne zmniejszenie oporu właściwego warstwy podłoża dzięki posiadanemu przewodnictwu jonowemu.

Powyższy sposób kartowania elektrycznego (zwany profilowaniem elektrycznym) daje pewnego rodzaju rozkład „geograficzny” własności elektrycznych podłoża na badanym obszarze. Własności te odnoszą się jednak tylko do pewnej stałej głębokości, wynikającej z przyjętego rozstawu elektrod prądowych.

Aby wyznaczyć głębokość horyzontu wodnego, należy stosować metodę odmienną od kartowania, mianowicie sondowanie. Polega ono na symetrycznym rozstawianiu elektrod tj. na powiększaniu odległości między nimi, co powoduje schodzenie linii prądowych na coraz większe głębokości, a tym samym pozwala na mierzenie oporu właściwego głębszych warstw. Według W. Dachnowa (5) odległość pomiędzy elektrodami prądowymi powinna być 4 do 10 razy większa niż głębokość, na jakiej zamierza się mierzyć przewodnictwo. W ten sposób, zmieniając rozstawienie elektrod AM i MN, sondujemy niejako podłoże, a więc możemy oznaczyć głębokość, na której przewodnictwo elektryczne jest największe. Będzie to najprawdopodobniej horyzont wód węglnych (o ile, oczywiście, występowanie minerałów o znacznym przewodnictwie nie wchodzi w grę).



Rys. 2.

W artykule S. E. Kelly'ego (6) znajdujemy przykład sondowania elektrycznego, dokonanego na lotnisku pod Limą (Peru). Krzywa ciągła (rys. 2) oznacza odczytywane wartości oporu elektrycznego przy stopniowym powiększaniu odległości pomiędzy elektrodami prądowymi. Jak widać z wykresu, w miarę wzrastania odległości AB, a więc w miarę zwiększania się głębokości sondowania, mierzony opór maleje. Dla zinterpretowania otrzymanych wyników kreśli się krzywą sumowania, tj. krzywą sum wszystkich poprzednich oporów, wyznaczonych przy poszczególnych położeniach elektrod. Punkt przecięcia się asymptoty tej ostatniej krzywej wyznacza głębokość, na której opór właściwy ulega znacznej zmianie. Jest to właśnie poziom wodonośny na głębokości 35—36 metrów. Stwierdzono, że przy wierceniu studni w odległości 80 m od miejsca sondowania woda wystąpiła na głębokości 35 m.

Naturalnie podany tu przypadek jest najprostszy i do pewnego stopnia specjalnie wybrany. Na ogół interpretacja zdjęć czy sondowania elektrycznego nie jest tak łatwa ze względu na wielowarstwową budowę podłoża i różnorodność własności elektrycznych. Toteż geoelektryk, prowadzący kartowanie elektryczne terenu bądź jego sondowanie, powinien ściśle współpracować z geologiem znającym dany teren, jeżeli jego interpretacja ma mieć cechy większego prawdopodobieństwa. Należy też unikać profilowania terenów o zawiłej budowie geologicznej.

Nie ulega jednak kwestii, że metoda geoelektryczna, jakkolwiek będąca jeszcze w stadium rozwoju, jest znaczącym krokiem naprzód w metodach poszukiwań wód głębinnych. Ma ona tę ogromną przewagę nad kosztowną i żmudną metodą wierceń poszukiwawczych, że jest od niej dużo prostsza, szybsza i łatwiejsza w wykonaniu, a przede wszystkim znacznie ekonomiczniejsza.

Zauważyliśmy na wstępie, że metoda elektryczno-oporowa jest metodą bezpośrednią; warto więc choć wspomnieć o jednej z metod pośrednich. Jest nią metoda sejsmiczna, którą stosuje się w przypadku większych głębokości, gdzie sondowanie elektryczne już zawodzi. Prospekcja sejsmiczna ma jednak uzasadnienie tylko w przypadkach, gdzie woda podziemna może występować na powierzchni litej skały lub warstwy nieprzepuszczalnej, która dawałaby dobre odbicia fal sejsmicznych, wysyłanych podczas sondowania. W tym przypad-

ku prospekcja sejsmiczna nie wykrywa bezpośrednio horyzontu wodnego, a jedynie warstwę skalną, która daje wyraźne odbicia fal. W wielu przypadkach jest to warstwa, ponad którą istnieje poziom wody głębinnej. W ten sposób za pomocą sztucznego wybuchu i obserwowania wywołanych nim fal sprężystych można zbadać strukturę głębszych utworów geologicznych, a pośrednio wykryć poszukiwane horyzonty wód podziemnych.

LITERATURA

1. Małkowski Z. Elektryczna metoda oporowa przy stosowaniu prądu stałego w badaniach geofizycznych. Biul. 63 P.I.G. Warszawa, 1951.
2. Uchman J. i Sobieski Z. Opis aparatury do geofizycznych badań poszukiwawczych metodą oporową. Biul. 63 P.I.G. W-wa, 1951.
3. Teisseyre R. Metody oporu pozornego oraz metody normalnego stosunku napięć w geoelektrycznych pracach poszukiwawczych. Biul. 63 P.I.G. Warszawa, 1951.
4. Heiland C. A. Geophysical Exploration. New York, 1940.
5. Dachnow W. N. Interpretacja karotażnych diagram. Moskwa, 1948.
6. Kelly S. W. Geophysics in the exploration, exploitation and conservation of water. Water & Water Engineering, vol. 55, No 660. Feb. 1951.
7. Krajew A. P. Osnovy geoelektriki. I. Moskwa—Leningrad, 1951.

INŻ. LEONARD SKIBNIEWSKI

Niektóre wytyczne w sprawie ochrony wód powierzchniowych przed zanieczyszczeniem — na tle przeprowadzonych badań

Pogarszające się stale, wskutek wielkiego rozwoju przemysłu, jakość wody i stan sanitarny naszych wód powierzchniowych powodują duże straty dla gospodarki narodowej. W szybkim tempie możemy zbliżyć się do stosunków istniejących na zachodzie, gdzie rzeki stały się podobne do kanałów ściekowych. Nie ulega wątpliwości, że nad zagadnieniem tym należy się poważnie zastanowić i wynaleźć środki zaradcze dla uzdrowienia stanu naszych wód powierzchniowych.

Aby ustalić pewne wytyczne w tym kierunku, zapoznamy się z metodami badania jakości wód oraz z wynikami dotychczasowych badań zanieczyszczeń rzek w kraju.

Metody badania jakości wód

Wodę można badać pod względem technologicznym i higienicznym trzema metodami:

- fizyko-chemiczną,
- bakteriologiczną,
- mikroskopowo i makroskopowo-biologiczną.

Podstawową metodą badania wody jest analiza chemiczna. Orientacyjną ocenę jakości wody uzyskuje się w tym przypadku dość szybko. natomiast dokładne ilościowe zbadanie wody trwa dłużej, a związane z tym analizy są żmudne. Na przykład wykonanie pełnej chemicznej analizy wody mineralnej może się ciągnąć rok i dłużej. Skrócone analizy ilościowe wód powszechnego użytku trwają kilka dni. W każdym przypadku woda przeznaczona do picia winna być zbadana chemicznie na zawartość związków chemicznych wymienionych w odpowiednich ustawach i zarządzeniach¹⁾, a wodę wykorzystywaną przez bardziej liczne zespoły ludności, jak na przykład w wodociągach, należy poza tym zbadać na pierwiastki śladowe znajdujące się w nieznacznych ilo-

ściach, a które przy stałym użyciu mogą wpływać na zdrowie człowieka. Do pierwiastków tych zaliczamy: jod, fluor, selen, telur, bor, wanad, srebro, woda ciężka i inne. Rola tych składników oraz ich wpływ na zdrowie człowieka są dotychczas mało znane i niedoceniane. Przypisuje się im rolę biokatalizatorów, tj. czynników przyspieszających przemianę materii i wyzwianie energii wewnętrznej w ustroju. Inni znów badacze twierdzą, że mikroelementy przyjmują bezpośredni udział w procesach fizjologicznych. Niezależnie od słuszności tych czy innych poglądów wiadomo z całą pewnością, przynajmniej w obecnym stanie badań, że poszczególne mikroelementy są dla organizmu niezbędne i nie dają się zastępować, a dla każdego z nich są pewne granice optymalne, przekroczenie których w jednym lub drugim kierunku działa ujemnie na organizm (2).

Rola wielu mikroelementów w organizmach żywych jest już w pewnym stopniu naświetlona i tak na przykład wiadomo, że brak kobaltu w glebie wywołuje choroby bydła i owiec (anemia), brak boru działa ujemnie na vegetację roślin, brak miedzi powoduje ciężką chorobę bydła i owiec, selen posiada właściwości trujące dla zwierząt domowych, brak boru jest przyczyną opóźnienia wzrostu, kwitnienia i owocowania, tj. wyraźnych zmian patologicznych w roślinach, przekroczenie optymalnej zawartości fluoru w wodzie działa ujemnie na uzębienie, brak jodu jest jedną z przyczyn występowania choroby Basedowa. Analizy wody na zawartość mikroelementów mają o tyle ważne znaczenie praktyczne, że brak tych pierwiastków w wodach wodociągowych będzie mógł być łatwo uzupełniany. Nawiasem wspomnę, że badania związane z występowaniem fluoru i boru w naszych wodach wodociągowych są już dość daleko zaawansowane.

Poza analizą chemiczną celem określenia przydatności wody dla potrzeb gospodarczych niezbędne jest wykonanie analizy bakteriologicznej. W tym przypadku wodę oceniamy pośrednio przez stwierdzenie ilości i jakości bakterii w ciągu 2 lub więcej dni po nastawianiu kultur na wyjałowionych pożywkach.

¹⁾ Warunki, jakim winna odpowiadać woda do picia i potrzeb gospodarczych oraz ogólne zarządzenia są wyszczególnione w artykule: „Ogólne wiadomości o wodzie użytkowej” Gospodarka Wodna nr 3/51.

Analiza biologiczna ma na celu zbadanie stopnia zanieczyszczenia wody na podstawie zawartych w niej organizmów makro- i mikroskopowych. W odróżnieniu od analizy bakteriologicznej, w której badania organizmów przeprowadza się drogą posiewów na pożywkach, analiza biologiczna bada organizmy bezpośrednio pod lupą lub mikroskopem. Wynik ilościowy, jak i jakościowy otrzymuje się szybko na podstawie dość prostych metod. Ważne jest również, że badania biologiczne pozwalają ocenić nie tylko stan zanieczyszczenia istniejący w chwili pobrania próbki, lecz również stany istniejące w pewnym okresie czasu przed badaniem, dlatego że zanikanie i rozwój zespołów glonów i roślin wyżej zorganizowanych oraz zwierząt wodnych pod wpływem ścieków nie następuje nagle, lecz rozciąga się na dłuższy okres czasu. Najszybciej giną w zmienionych warunkach bakterie, które rozmnażają się w kilku godzinnych rytmach. Organizmy bardziej złożone są jednocześnie bardziej odporne. Wśród osadów dennych można odnaleźć również martwe szczątki dawnych zespołów, które jeszcze po upływie wielu tygodni świadczą o przejściu katastrofalnej fali ścieków. Pozwala to odtworzyć bieg przemian w zbiorniku wodnym. Analiza biologiczna daje jednak tylko ogólne pojęcie o stanie zanieczyszczenia i jej zastosowanie praktyczne nadaje się do badań porównawczych.

Badania zanieczyszczenia rzek w kraju

Spośród naszych większych rzek zbadano między innymi zanieczyszczenia górnej Odry, Pilicy, Wieprza, Kamiennej, Bzury z Utratą i Pisia. Nie wymieniam tu licznych przedwojennych prac Miedzywojewódzkiego Komitetu Ochrony Rzek przed zanieczyszczeniem pod kierunkiem W. Kulmatyckiego. Wyniki tych badań dają się streścić jak następuje:

Odra spływa do nas z terenu czechosłowackiego już w stanie wyraźnego zanieczyszczenia ściekami przemysłowymi, z których nie zdołała się oczyścić w swym górnym biegu. Na terenie górnośląskim na dalsze zanieczyszczenie wód odrzańskich wpływają jej dopływy, nie są one jednak wyłącznym źródłem zanieczyszczenia wód, a jedynie podtrzymują pierwotne zanieczyszczenie Odry z terenów czechosłowackich, tak że jakość wód Odry na trasie Olza-m. Skorogoszcz ani się polepsza ani też pogarsza. W każdym razie Śląsk nasz nie jest, jak dotąd przypuszczano, tym wyłącznym sprawcą stałego zanieczyszczenia wód odrzańskich. Śląskie dopływy są bezspornie silnie zanieczyszczone przez przemysł, lecz mają przed sobą długi jeszcze bieg zanim połączą się z Odrą, co sprzyja procesom samooczyszczania, jednakże nie może to wpłynąć dodatnio na jakość wód na rzece (5). W konsekwencji jedyne zanieczyszczenie Odry od Olzy do m. Skorogoszcz polega na wykorzystaniu jej jako kanału ściekowego.

Kamienna (odcinek od Skarżyska-Kamiennej do Ostrowca Świętokrzyskiego) był badany we wrześniu i październiku 1949 r.) posiada wodę zanieczyszczoną przez ścieki ośrodków przemysłowych Skarżysko-Kamiennej, Starachowic i Ostrowca Świętokrzyskiego. Po wyjęciu każdego z tych miast rzeka jest mniej zanieczyszczona aniżeli poniżej. Jednakże akumulowanie ścieków hamuje proces zanieczyszczenia (1). Na odcinku poniżej Skarżyska i Starachowic zwraca uwagę znaczna ilość siarczanów w ilości 50–80 mg/l. Woda Kamiennej nie nadaje się z tego powodu dla celów gospodarczych (1), a nawet może być niebezpieczna dla budowli betonowych.

Bzura wykazuje znaczne zanieczyszczenie ściekami miast Łęczycy, Łowicza i Sochaczewa, szczególnie latem przy niskich stanach oraz po większych deszczach, które zmywają zanieczyszczenia ulic; bardziej zanieczyszczony jest jej dopływ Utrata, do której spływają ścieki przemysłowe Chodakowa i miejskie Pruszkowa (4).

Pilica (przy wysokim stanie we wrześniu 1951) posiada wodę nieznacznie zabarwioną o odczynie lekko alkalicznym, średniej twardości ze znaczną zawartością związków żelazowych i manganowych, bogatą w azotany, lecz o małej zawartości fosforanów. W każdym razie woda w górnym i środkowym biegu Pilicy jest niepewna

pod względem higienicznym i nie nadaje się do użytku w gospodarstwie domowym i kąpeli. Największy stopień zanieczyszczenia skonstatowano na odcinku Tomaszów Mazowiecki — Spała. Dopiero poniżej Warki (16 km przed ujściem) woda Pilicy nie wykazała żadnych zanieczyszczeń. Dopływ Wolbórka z Czarną jest silnie zanieczyszczony ściekami ściekami i Tomaszowskiej Fabryki Sztucznego Jedwabiu (6).

Wieprz (badanie przeprowadzono w lipcu 1941 r.) pod względem chemicznym posiada wodę nieznacznie zanieczyszczoną, natomiast wyraźnie daje się zauważyć zanieczyszczenie bakteriologiczne. Wody rzeki są żyzne i nadają się do zasilania stawów rybnych oraz nawodnień (6).

W dziale tym uszeregowaliśmy rzeki według stopnia zanieczyszczenia: od górnej Odry, stanowiącej kanał ściekowy dla przemysłu obcego i częściowo własnego, do Wieprza charakteryzującego dodatni typ rzeki przepływającej przez tereny przeważnie rolnicze. Stopień zanieczyszczenia innych naszych rzek można przyrównać do wspomnianych 5 typów, tj. od typu kanału ściekowego do cieku nadającego się do wykorzystania dla celów gospodarczych.

Straty dla gospodarki społecznej spowodowane zanieczyszczeniem rzek i środki zaradcze

Jakie ujemne skutki mogą powstać w odbiornikach ze względu na doprowadzenie ścieków, pouczają nas następujące przykłady:

Ścieki Zurichu mechanicznie oczyszczone w osadnikach były odprowadzane do swobodnie płynącej rzeki Lemanu. W 1931 r. zadecydowano spiętrzenie wód rzeki przegradą dolinową, wskutek czego utworzyło się jezioro zaporowe około 9 km długości, 1 km² powierzchni zlewni i 6 milionów m³ pojemności. Uprzednio, po przyjęciu pod uwagę ilości przepływu w Lemanie, zawartości osadów w doprowadzanych ściekach oraz niezbędne ilości tlenu do rozkładu zanieczyszczeń, ustalono, że doprowadzając do jeziora dotychczasową ilość ścieków wartość tlenu w odpływie nie powinna spaść poniżej 60% stanu pełnego nasycenia, a odkładająca się w jeziorze warstwa namułu w ciągu 100 dni nie przekroczy 1,3 cm. Otrzymane rezultaty jednakże w znacznym stopniu odbiegły od przewidywanych. Nasycenie tlenem w pewnych okresach obniżało się do 35–40%, tj. do granicy, poniżej której giną ryby, a osiady namułu w licznych miejscach posiadał miąższość dochodzącą do kilku metrów. W konsekwencji Zurich był zmuszony zainstalować zakład biologicznego oczyszczania ścieków (7).

Niespodziewany nadmiar osadów może się wytworzyć wskutek działania niektórych bakterii powstających przy fermentacji związków organicznych w ściekach przemysłu spożywczego. Bakterie te, znajdując odpowiednie dla siebie środowisko, spulchniają osad na dnie zbiorników.

Ścieki przemysłowe spowodowały, że zbiornik powodziowy na rzece Sali został zamieniony na cuchnące jezioro, w którym miąższość osadu wynosi 20 m.

Ścieki niektórych zakładów przemysłowych, np. fabryk celulozy zawierają trujące związki siarki, które obsorbując tlen z wody tworzą agresywne siarczany, oddziałujące ujemnie na zaprawy wapienne oraz beton budowli wodnych.

Z wymienionych przykładów nie należy wyciągać wniosków, że naszym ideałem jest rzeka czy też jezioro o wodzie bez żadnych zanieczyszczeń biologicznych czy chemicznych. Otóż do czasu, gdy stosunek ilości dopływu ścieków do przepływu odbiornika pozostaje poniżej dopuszczalnej granicy, odbiornik przyjmuje wody zużyte bez szkody dla siebie, a nawet z tego powodu osiąga pewien pożytek. Stwierdziły to wyniki biologicznych badań wartości wód Wisły w profilu warszawskim przeprowadzonych od 1931 r. do chwili obecnej przez Zarząd Wodociągów i Kanalizacji Warszawy oraz od roku 1947 przez Zakład Ichtiobiologii i Rybactwa SGGW. Mianowicie powyżej Warszawy, gdzie Wisła w stosunku do swego przepływu przyjmuje niewielką ilość ścieków, wartość biologiczna wód rzecznych jest dość uboga. Natomiast w pewnej odległości poniżej Warszawy, gdy roz-

cieńczenie ścieków osiągnęło właściwą granicę, zaobserwowano rozwój mikro- i makroflory łącznie ze zwiększeniem się ilości ryb. Toteż obowiązujące zarządzenie Ministra Gospodarki Komunalnej z dnia 2.IX.1950 r. w sprawie określenia warunków, jakim powinny odpowiadać ścieki wpuszczane do zbiorników wód powierzchniowych i do ziemi (Dz. U.R.P. nr 41, poz. 371), pozwala doprowadzać do rzek ścieki oczyszczone mechanicznie przy zachowaniu pewnych warunków, które zaostrzają się w zależności od stopnia wykorzystania danego zbiornika wodnego. Stosunkowo szczegółowy przegląd ustaw i zarządzeń, mających na celu ochronę wód przed zanieczyszczeniem wraz z odpowiednimi komentarzami, zawiera artykuł mgra A. B a l c e r z y k a pt. „Ochrona wód przed zanieczyszczeniem w świetle obowiązującego ustawodawstwa”²⁾.

Niestety, brak odnośnych organów kontroli powoduje, że nie wszystkie zakłady przemysłowe stosowały się do przepisów wspomnianego zarządzenia Min. Gospodarki Komunalnej z dnia 2.IX.1950 r., którego wprowadzenie w życie zabezpieczyłoby w zupełności ochronę naszych wód przed zanieczyszczeniem.

W obecnej chwili pierwszym krokiem, któryby posunął naprzód zagadnienie ochrony naszych wód byłoby sporządzenie mapy zanieczyszczenia zbiorników wód powierzchniowych: rzek, strumieni, jezior i morza. Wykonanie tego rodzaju mapy w istniejących warunkach mogłoby nastąpić tylko przy zastosowaniu metody badań biologicznych, która daje dość szybkie chociaż tylko ogólnikowe wyniki. Na mapie, poza oznaczeniem zakładów zanieczyszczających oraz stopnia zanieczyszczenia rzek, należałoby zbiorniki wodne podzielić na kategorie, przewidziane w obowiązujących zarządzeniach o ochronie wód powierzchniowych przed zanieczyszczeniem. Tego rodzaju mapy należałoby wykonywać systematycznie i w odstępach dwuletnich. Nawiasem wspomnę, że mapę zanieczyszczeń wód opracowaną przy zastosowaniu biologicznej metody posiada Czechosłowacja. Instytucją predestynowaną do sporządzenia wspomnianej mapy byłby Państwowy Instytut Hydrologiczno-Meteorologiczny, do którego czynności w myśl art. 3 dekretu z dnia 2.II.1946 r. należy opracowanie oraz kompletowanie katalogów i opisów wód kraju. Poza tym PIHM posiada badawczą pracownię biologiczną oraz rozgałęzioną sieć stacji hydrologicznych na rzekach, co ułatwi pobieranie próbek do badań.

Po zorientowaniu się o stopniu zanieczyszczenia wód powierzchniowych będzie można narzucić zakładom przemysłowym w miarę potrzeby zastosowanie przewidzianych ustawowo urządzeń oczyszczających.

Zagadnienie to napotyka dotąd wszędzie na trudności natury finansowej, gdyż wydatek na kosztowne oczyszczalnie (szczególnie w zakładach przemysłu spożywczego) często stanowił pod znakiem zapytania rentowność całego zakładu.

Wskazane jest zatem, aby Instytut Gospodarki Komunalnej opracował dostosowane do naszych warunków i możliwości zasady konstrukcji typowych urządzeń oczyszczających dla ścieków poszczególnych gałęzi przemysłu. Nie ulega wątpliwości, że ustalenie typów oczyszczalni przyspieszy załatwienie sprawy oczyszczania ścieków przemysłowych. Będzie to związane z pewnymi dodatkowymi kosztami, które jednak prędko się zamortyzują, gdyż wpłynie to na zmniejszenie wydatków

w związku z oczyszczaniem wody pobieranej przez zakłady przemysłowe położone w dolnych partiach tego samego cieku. Należy zauważyć, że nowoczesny przemysł wymaga wody prawie bez żadnych domieszek i wydatki na jej oczyszczanie w wielu zakładach są wyższe niż koszty poboru. W niektórych okęgach nawet dyskutowano zagadnienie, czy dla kotłów nie byłoby bardziej opłacalne wykorzystywać wodę destylowaną. Ostatnio w Stanach Zjednoczonych wynaleziono sposób wydawnie upraszczający oczyszczanie wymienionych ścieków przemysłu spożywczego przez dodawanie do osadników ze ściekami saletry chilijskiej (NaNO_3 zawiera 57% O_2), która dostarcza niezbędne dla rozwoju bakterii fakultatywnego tlenu. Koszt odpowiednich urządzeń i eksploatacji w tym przypadku jest dość niski. Zastosowanie tej metody oczyszczania ścieków przemysłu spożywczego obciąża koszty produkcji wydatkiem rzędu 1%.

Należałoby zatem i u nas zapoczątkować próby oczyszczania ścieków wspomnianą metodą.

Dalszym etapem zamierzeń mających na celu ochronę wód przed zanieczyszczeniem będzie wykorzystanie ścieków do wzmocnienia wytwórczości rolnej; do tego celu nadają się poza ściekami miejskimi również ścieki przemysłu spożywczego oraz w odpowiednim rozcieńczeniu lub zmieszaniu ze ściekami miejskimi prawie wszystkie pozostałe ścieki za wyjątkiem przemysłu papierniczego.

W miejscowościach, gdzie nie ma odpowiednich terenów do rolniczego wykorzystania ścieków, należy wykorzystać osady ściekowe jako surowiec do produkcji nawozów sztucznych, co praktykuje się prawie we wszystkich większych miastach zachodniej Europy i Ameryki.

W czasie teraźniejszym, ze względu na znaczne tempo uprzemysłowienia kraju, niebezpieczeństwo zanieczyszczenia wód wzrasta i dlatego badania naukowe, mające na celu stwierdzenie stopnia zanieczyszczenia wód, kontrola działania urządzeń oczyszczających oraz możliwie szerokie wykorzystanie wód zużytych powinny być stale i systematycznie przeprowadzane. Należy jeszcze zauważyć, że odpowiednie utrzymanie wód powierzchniowych wpływa dodatnio na stosunki gospodarcze, stanowi jeden z najważniejszych czynników naszego zdrowia i piękna krajobrazu oraz jest wyrazem rozwoju cywilizacyjnego i kultury narodu.

L i t e r a t u r a

1. Cabejszek J. Stan sanitarny rzeki Kamiennej. Gaz, Woda i Technika Sanitarna, nr 10/50.
2. Cabejszek J. Wskaźniki zanieczyszczenia rzek Wieprza i Pilicy. Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej. T. II, z. 4—5. Warszawa 1951.
3. Dzużyńska M. i Just J. Fluor w wodach wodociągowych w Polsce. Gaz, Woda i Technika Sanitarna nr 7—8/49.
4. Kirkor T. Rzeki Pisia, Utrata i Bzura. Gaz, Woda i Technika Sanitarna nr 8/37.
5. Mroziński M., Niedzielowa E. i Sobota A. Odra i jej dopływy na odcinku górnośląskim. G.W. i T.S. nr 11/49.
6. Stangenberg M. Skład chemiczny i bakteriologiczne wskaźniki zanieczyszczenia wody Wieprza i Pilicy. Studia potamologiczne. Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej T. II, z. 4—5. Warszawa 1951.
7. Rusman W. Vorflutfragen chemisch gesehen. Archiv. f. Wasserwirtschaft. Leipzig 1941.

INŻ. WAŁENTY JAROCKI

Obliczenie przepustów z uwzględnieniem akumulacji wody przed wlotem

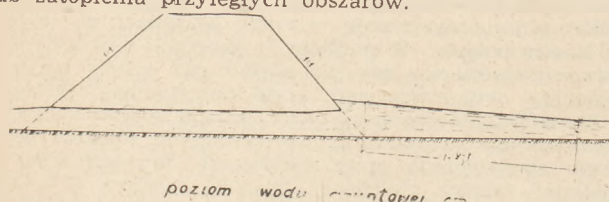
Przed wlotem do przepustów, których światło jest mniejsze od szerokości cieku, gromadzi się zazwyczaj woda spływająca z powierzchni dorzecza, tworząc zbiornik. Ilość wody w tym zbiorniku jest przede wszystkim zależna od konfiguracji terenu i wielkości spiętrzenia (rys. 1). Taka akumulacja wody szczególnie w małych ciekach może wybitnie zmniejszyć przepuszczaną przez

obiekt sekundową objętość przepływu, umożliwiając w ten sposób zmniejszenie światła otworu. W sprzyjających warunkach może nawet dziesięciokrotnie zmniejszyć objętość przepływu w czasie kulminacji, zasilaając jednak odpływ z fali wezbraniowej pełnym otworem przez czas dłuższy.

W obliczeniach światła otworów dotychczas nie uwzględniano akumulacji wody przed obiektem, co nie było słuszne. Wpływ akumulacji na małych zlewniach na-

²⁾ „Gospodarka Wodna“, nr 4—5/51.

leży każdorazowo brać pod uwagę z wyjątkiem przypadków, gdy wytworzenie zbiornika nie jest wskazane z powodu szkód, jakie mogą powstać na skutek podtopienia lub zatopienia przyległych obszarów.



Rys. 1. Tworzenie się zbiornika przed przepustem

Sposoby uwzględnienia akumulacji podane zostały w ostatnim czasie przez Sokołowskiego, Dąbicką i Czegodajewą i innych. Najbardziej odpowiedni do praktycznych obliczeń wydaje się sposób opracowany przez Bołdakowa.

Przy uwzględnieniu akumulacji należy przede wszystkim wyznaczyć pojemność zbiornika oraz obliczyć objętość odpływu.

Pojemność zbiornika wyznacza się za pomocą mapy warstwicowej lub sposobem przybliżonym, przyjmując, że powierzchnia zwierciadła wody zbiornika ma kształt paraboli o długości $y:i$. Wówczas powierzchnia zwierciadła zbiornika A oraz jego pojemność W będą odpowiednio się równały:

$$A = \frac{2by}{3i}$$

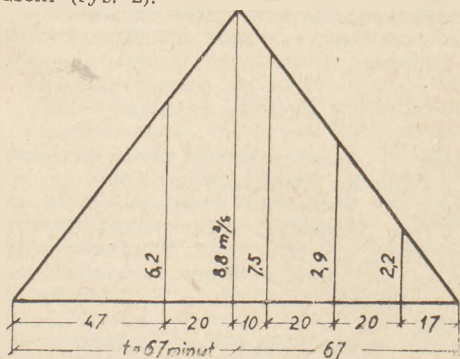
$$W = \frac{l}{3} yA = 220 \frac{by^2}{i}$$

gdzie: b — szerokość zwierciadła zbiornika przed obiektem,

y — głębokość zbiornika,

i — spadek cieku.

Do obliczenia sumowanej objętości przepływu służy wykres przebiegu przepływu, który będziemy nazywali hydrografem (rys. 2).



Rys. 2. Schemat hydrografu

Kształt hydrografu może być różny w zależności od charakteru dorzecza i rodzaju spływu. Ogijewski i Bołdakow zalecają przyjmować w praktyce kształt hydrografu dla małych zlewni w postaci trójkąta równoramiennego, w którym czas podnoszenia jest równy czasowi opadania. Przyjęcie takie jest dopuszczalne, ponieważ, ogólnie biorąc, hydrograf dla małych dorzeczy ma kształt zbliżony do trójkąta z tą różnicą, że posiada spłaszczony wierzchołek oraz nieco wklęsłe boki, przy czym czas podnoszenia jest 1,1 — 1,3 razy mniejszy od czasu opadania.

Jeżeli spływ wody w dorzeczu oblicza się za pomocą izochron, to kształty hydrografów mogą być bardzo różne w zależności od powierzchni pomiędzy izochronami oraz od czasu trwania deszczów. W takim przypadku hydrograf składa się z osobnych hydrografów dla poszczególnych części dorzecza.

Sposób Bołdakowa

Sposób uwzględnienia akumulacji podany przez Bołdakowa wyjaśnimy na przykładzie, podanym przez niego w książce pt. „Pierechody przez małe wodotoki”.

Wielkość otworu przepustu kołowego z wlotem kołnierkowym (nieopływowym) obliczamy przy uwzględnieniu akumulacji wody w przekroju o powierzchni dorzecza

$F = 1,4 \text{ km}^2$, przepływ kulminacyjny $Q = 8,8 \text{ m}^3/\text{sek}$, czas podnoszenia wody równy czasowi opadania $t = 67$ minut.

1. Wykreślamy hydrograf w postaci trójkąta równoramiennego o wysokości $8,8 \text{ m}^3/\text{sek}$ i podstawie $2t$ (rys. 2).
2. Obliczamy sumowaną objętość dopływu, która jest równa powierzchni hydrografu

$$W = \frac{Q \cdot 2t}{2} = 35376 \text{ m}^3$$

3. Dzielimy hydrograf na części od 0 do $2t$ oraz wyznaczamy objętość dopływu od początku do każdego punktu podziału hydrografu (tabl. 1).

TABLICA 1

Objętość dopływu W_d z dorzecza do obiektu w ustalonych kolejnych odstępach czasu

t minut	t minut	ΔW_d tys. m^3	W_d tys. m^3
47	47	8,7	8,7
20	67	9,0	17,7
10	77	4,8	22,5
20	97	7,4	29,9
20	117	4,3	34,2
17	134	1,1	35,3

4. Oznaczamy pojemność zbiornika ze wzoru przybliżonego $W_z = \frac{220 by^2}{i}$ przy różnych głębokościach y (tabl. 2).

TABLICA 2

Pojemność zbiornika W_z przy różnych napelnieniach

y m	b m	W_z tys. m^3	y m	b m	W_z tys. m^3
1,0	111	4,0	1,5	166	13,8
1,1	121	5,4	1,6	178	16,7
1,2	133	7,0	1,7	189	20,0
1,3	144	9,0	1,8	200	23,8
1,4	156	11,3			

5. Przyjmujemy światło otworu i obliczamy objętości odpływów.

Przyjmujemy średnicę otworu 1 m. Otwór kołowy takiej średnicy z wlotem nieopływowym oblicza się za pomocą wzoru

$$W = 2,4 A t \sqrt{y - 0,6 d} = 144 \frac{\pi d^2 t}{4} \sqrt{y - 0,6 d} = 113 t \sqrt{y - 0,6}$$

gdzie: A — powierzchnia przekroju otworu w m^2 ,

t — czas w minutach,

d — średnica otworu w m,

y — głębokość w m.

Obliczone tym wzorem przepływy dla różnych głębokości i różnych odstępów czasu zestawia się tabelarycznie (tabl. 3).

TABLICA 3

Wartości przepływu W_o przez otwór, w tysiącach m^3

Głębokości y m	Odstępy czasu t minut				
	10	17	20	47	100
0,7	0,36	0,61	0,72	1,7	3,6
1,0	0,71	1,2	1,4	3,3	7,1
1,1	0,80	1,4	1,6	3,8	8,0
1,2	0,86	1,5	1,7	4,1	8,7
1,3	0,95	1,6	1,9	4,5	9,5
1,4	1,0	1,7	2,0	4,7	10,1
1,5	1,1	1,8	2,5	5,0	10,7
1,6	1,1	1,9	2,3	5,3	11,3
1,7	1,2	2,0	2,4	5,6	11,9
1,8	1,2	2,1	2,5	5,8	12,3

6. Sprawdzamy wielkość przyjętego otworu. W tym celu układamy tabelę, w której dla Δt (47 min.) wyznacza się z tablicy 1 przyrost ΔW_d (8,7 tys. m³), wyrażający jednocześnie objętość dopływu z dorzecza W_d (8,7 tys. m³). Następnie za pomocą tablic 2 i 3 dobieramy taką głębokość zbiornika (1,1 m), przy której suma dopływów W_z (5,4 tys. m³) oraz W_0 (3,8 tys. m³) będzie w przybliżeniu równa się W_d . W omawianym przykładzie dopływ wody z dorzecza wynosi 8,7 tys. m³ w ciągu 47 minut. W tym czasie otwór przepuści $W_0 = 3,8$ tys. m³, a więc w zbiorniku pozostanie $W_d - W_0 = 4,9$ tys. m³. W następnym okresie 20 min. przyrost odpływu wyniesie 9,0 tys. m³ (tabl. 1), do którego należy dodać pozostałą w zbiorniku objętość wody 4,9 tys. m³, a więc po tym okresie objętość w zbiorniku wyniesie $9,0 + 4,9 = 13,9$ tys. m³.

Po obliczeniu tej wartości w podobny sposób wyznaczamy dalsze W_z oraz W_0 za pomocą tablic 2 oraz 3 i wyniki obliczeń zestawiamy w tablicy 4.

TABLICA 4

Sprawdzenie otworu przy uwzględnieniu akumulacji wody

Δt	ΔW_d	W_d	y	W_z	W_0	$W_z + W_0$	$W_d - W_0$	$W_d - W_0 + \Delta W_d$
1 47	8,7	8,7	1,1	5,4	3,8	9,2	4,9	13,9
2 20	9,0	13,9	1,4	11,3	2,0	13,3	11,9	16,7
3 10	4,8	16,7	1,6	16,7	1,1	17,8	15,6	23,0
4 20	7,4	23,0	1,7	20,0	2,4	22,4	20,6	24,9
5 20	4,3	24,9	1,8	23,8	2,5	26,3	22,4	23,5
6 17	1,1	23,5	1,7	20,0	2,0	22,0	21,5	21,5
7 100	—	21,5	1,4	11,3	10,1	21,4	11,4	11,4
8 100	—	11,4	1,0	4,0	7,1	11,1	4,3	4,3
9 100	—	4,3	0,7	—	3,6	3,6	0,7	0,7

Najwyższy poziom wody spiętrzonej jest równy największej głębokości w tablicy 4, zwiększonej o połowę różnicy tej głębokości i głębokości sąsiednich, równych w tym przypadku 0,10 m, a więc najwyższy poziom wyniesie

$$y = 1,8 + \frac{0,10}{2} = 1,85 \text{ m.}$$

Obliczenie otworu bez uwzględnienia akumulacji

Przy spiętrzeniu $y = 1,85$ m przez otwór o średnicy $d = 1,0$ m przepływać będzie:

$$Q = 2,4 \cdot 0,79 \sqrt{1,85 - 0,6} = 2,1 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

Do przepuszczenia objętości $Q = 8,8$ m³/sek zajdzie konieczność zastosowania niżej podanej ilości otworów n o średnicy 1 m:

$$n = \frac{8,8}{2,1} = 4,2$$

A więc z obliczeń bez uwzględnienia akumulacji wynika, że do przepuszczenia istniejącego przepływu przy tym samym spiętrzeniu należy zastosować około 4 razy większą ilość otworów.

Sposób uwzględniania akumulacji proponowany przez autora

Do obliczenia otworów z uwzględnieniem akumulacji wody konieczne jest wykreślenie hydrografu przepływu. Ponieważ ustalenie rzeczywistego kształtu hydrografu jest, ogólnie biorąc, niemożliwe, do jego wykreślenia stosuje się zazwyczaj sposoby przybliżone. Z tego powodu przesadna dokładność reszty obliczeń opartych na schematycznie przyjętym kształcie hydrografu, nie znajduje uzasadnienia.

Dla uproszczenia obliczeń można uwzględniać akumulację bez ustalenia w poszczególnych odstępach czasu,

jak to zaleca Bołdakow. W takim przypadku należy jedynie obliczyć sumaryczną objętość dopływającą do obiektu i całą pojemność zbiornika przy maksymalnej wysokości, do jakiej może być on napełniony. Dopuszczalną największą głębokość zbiornika przyjmować należy w zależności od warunków miejscowych.

Wyznaczenie światła otworu tym sposobem odbywać się może w następującej kolejności:

a) wykreślamy hydrograf w postaci trójkąta równoramiennego, w którym czas przyboru równa się czasowi opadania,

b) obliczamy powierzchnię hydrografu, równoznaczną sumowanej objętości dopływu do obiektu W_d ,

c) przyjmujemy dopuszczalną dla danych warunków głębokość napełnienia zbiornika y ,

d) wyznaczamy pojemność zbiornika W_z przy tej głębokości,

e) obliczamy objętość wody W_0 , którą ma przepuścić otwór z równania

$$W_0 = W_d - W_z$$

f) ustalamy kulminacyjną objętość przepływu, którą obiekt powinien przepuszczać po napełnieniu zbiornika z równania

$$Q_1 = \frac{W_0}{60 t}$$

Równanie to odpowiada założeniu równomiernego odpływu wody w okresie t . Założenie to nie jest zupełnie słuszne, może jednak być dopuszczone dla ułatwienia obliczeń; w rzeczywistości warunki będą bardziej korzystne,

g) wyznaczamy światło otworu potrzebne do przepuszczenia obliczonej objętości przepływu Q_1 .

Wyznaczenie tym sposobem światła otworu dla warunków przyjętych w poprzednich obliczeniach da następujące wyniki:

a) dopływ z dorzecza $W_d = 35380$ m³,

b) dopuszczalna głębokość napełnienia zbiornika $y = 1,85$ m,

c) pojemność zbiornika przy tej głębokości $W_z = 23800$ m³,

d) przez otwór powinna przepłynąć następująca ilość wody

$$W_0 = 35380 - 23800 = 11580 \text{ m}^3$$

e) w tych warunkach otwór powinien przepuszczać sekundową objętość

$$Q_1 = \frac{W_0}{60 t} = \frac{11580}{60 \cdot 67} = 2,9 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

Za pomocą powyższych danych oblicza się światło otworu przy spiętrzeniu y oraz przepływie Q_1 . Ponieważ ustalono, że otwór o średnicy 1,0 m przy spiętrzeniu 1,85 m przepuści 2,1 m³/sek, więc dla przepływu $Q_1 = 2,9$ m³/sek wymagana będzie ilość otworów n .

$$n = \frac{2,9}{2,1} = 1,4$$

Wynika więc, że przy uwzględnieniu akumulacji do przepuszczenia przyjętego przepływu 8,8 m³/sek przy spiętrzeniu 1,85 m, zgodnie z obliczeniem metodą Bołdakowa wystarczy 1 otwór o średnicy 1,0 m, natomiast przy obliczeniu sposobem podanym przez autora zajdzie konieczność zastosowania 1,4 otworu.

Z obliczeń bez uwzględnienia akumulacji wynika, że do przepuszczenia tego samego przepływu należy przewidzieć 4,2 otworu o średnicy 1,0 m. Widzimy więc, że uwzględnienie akumulacji wybitnie zmniejsza wielkość otworu, a więc nie może być ona pomijana w obliczeniu światła małych obiektów.

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

PROF. DR INŻ. EUGENIUSZ ZACZYŃSKI

Politechnika Śląska — Gliwice

Wytyczne oszczędnego projektowania urządzeń gospodarki wodnej komunalnej i przemysłowej¹⁾

Zagadnienie oszczędnego projektowania wszelkich inwestycji, a wśród nich również inwestycji wodociągowych i kanalizacyjnych powstało w Polsce Ludowej z chwilą ustalenia wytycznych gospodarczej przebudowy Polski i przystąpienia do realizacji Planu 6-letniego. Nie od razu znalazło ono odpowiednie zrozumienie u wszystkich projektantów. Dlatego już dnia 18.IX.1950 r. zostało wydane zarządzenie Przewodniczącego PKPG w sprawie zasad oszczędnego projektowania wraz z odpowiednią instrukcją ramową.

Jeżeli dziś, po 2 latach wydania tego zarządzenia, na progu drugiego, 5-letniego planu inwestycyjnego, wznawiamy dyskusję nad tym zagadnieniem, to dlatego, że codzienna praktyka wykazuje, iż zrozumienie konieczności jak najdalej posuniętej rozumnej oszczędności w projektowaniu inwestycyjnym nie przeniknęło jeszcze wszystkich projektantów, a walka o ekonomiczne a celowe technicznie i eksploatacyjnie rozwiązanie nie rozgorzała jeszcze na całym projektowym froncie.

Zagadnienie to jest również stale jeszcze aktualne w Związku Radzieckim. Na XIX Zjeździe Komunistycznej Partii Związku Radzieckiego Sekretarz KCWK(b) Malenkov w swym referacie powiedział:

„Reżim oszczędności jako metoda socjalistycznego gospodarowania odgrywa wielką rolę w dziele uprządkowania kraju“.

„Im pełniej i racjonalniej będą wykorzystane zasoby produkcyjne, im oszczędniej i skrupulatniej będziemy prowadzić naszą gospodarkę, tym większe sukcesy odniesiemy w rozwoju wszystkich gałęzi gospodarki narodowej, tym większe rezultaty osiągniemy w podniesieniu materialnego i kulturalnego życia narodu“.

Przystępując do omawiania oszczędności w wodociągach i kanalizacji musimy pamiętać, że tak wodociąg jak i kanalizacja nie są oderwanymi urządzeniami, mogącymi istnieć samoistnie same dla siebie. Wodociąg i kanalizacja, stanowiąc wprawdzie zamknięte całości, powstają jednak i istnieją także jako nieodłączna część innej całości, której na imię miasto, osiedle lub zakład przemysłowy. Stąd też o zasadniczych wytycznych, ustalających wielkość, a nieraz i sposób rozwiązania wodociągu i kanalizacji jako całości decydują wytyczne ustalone w planach zagospodarowania przestrzennego miast i osiedli, względnie w ogólnych planach rozplanowania i urządzeń poszczególnych zakładów przemysłowych. Te plany decydują o długości wodociągowej sieci rozdzielczej oraz kanalizacyjnej sieci zbiorczej — tych zasadniczo najkosztowniejszych części wodociągu i kanalizacji.

Ta zależność została należycie zaakcentowana w Instrukcji nr 1 Centralnego Biura Projektów Architektonicznych i Budowlanych (CBPAB) z 10.X.1950 r. Instrukcja ta, podkreślając zależność urządzeń komunikacyjnych oraz wodociągowych i kanalizacyjnych od rozwiązań urbanistycznych, wskazuje drogę, na której można uzyskać rozwiązania urbanistyczne zezwalające na założenie oszczędnej sieci wodociągowej i kanalizacyjnej.

Instrukcja ta również stwierdza, że znaczne oszczędności mogą być osiągnięte dzięki harmonijnej współpracy wszystkich projektantów branżowych z głównym projektantem i między sobą, przy czym współpraca ta powinna trwać od początku prac projektowych przez wszystkie fazy jej wykonywania.

Wobec obowiązywania powyższych wytycznych urbanistycznych projektant wodociągów i kanalizacji powinien

być zupełnie zadowolony i nie mieć żadnych pretensji do urbanistów. Praktyka wykazuje jednak nadal brak współpracy między inżynierami sanitarnymi a urbanistami.

By tego uniknąć, należy uznać jako zasadę, że studia wodociągowe i kanalizacyjne, dające charakterystykę możliwości zaopatrzenia danego obszaru w wodę i odprowadzania z niego ścieków i wód deszczowych, powinny wyprzedzać założenia urbanistyczne i powinny stanowić podstawowe kryterium rozpoznawcze, decydujące o przydatności danego terenu pod rozbudowę względnie budowę nowego osiedla, miasta a nawet zakładu przemysłowego.

Zrozumienie tej konieczności istnieje w kierownictwie poszczególnych resortów i w niektórych ośrodkach urbanistycznych, czego przykładem może być Nowa Huta, Nowe Tychy, założenia programowe rozbudowy Warszawy, rewizja planu zagospodarowania Łodzi, prace nad planami zagospodarowania przestrzennego Krakowa oraz Oświęcimia — jednak nie jest jeszcze ogólną, wszystkich bezwzględnie obowiązującą zasadą.

Drugim czynnikiem decydującym o wielkości, a tym samym o koszcie wodociągu i kanalizacji, jest ilość odbiorców i ilość zużywanej przez nich wody, jako też rozkład tego zużycia w ciągu roku, a przede wszystkim w czasie doby.

Zasadą jest dziś dostarczenie przez wodociąg ogólny wody potrzebnej na zaspokojenie potrzeb bytowo-gospodarczych mieszkańców, przemysłowych (tak sanitarnych, jak i bezpośrednio produkcyjnych), ogólnych oraz przeciwpożarowych.

W osiedlach małych, a nawet średnich zasada dostarczania wody z ogólnego wodociągu dla potrzeb bytowo-gospodarczych, przemysłowych oraz dla gaszenia pożarów tylko i wyłącznie z sieci wodociągowej powinna być należycie przeanalizowana, gdyż sekundowe ilości wody potrzebne dla przemysłu i do gaszenia pożarów są stosunkowo znaczne i mogą powodować konieczność powiększenia przekroju poprzecznego znacznej części sieci rozdzielczej.

Natomiast w dużych miastach, posiadających skoncentrowane dzielnice przemysłowe, wodociąg ogólny powinien dostarczać tylko wody dla potrzeb gospodarstwo-bytowych mieszkańców, sanitarnych, przemysłu, zakładów i instytucji użyteczności publicznej, oraz wodę produkcyjną o jakości odpowiadającej wodzie pitnej; natomiast woda potrzebna dla skoncentrowanej produkcji przemysłowej o jakości niższej od wody pitnej, woda dla utrzymania czystości i dekoracji osiedla, dla zieleńców i ogrodów, a przede wszystkim woda przeciwpożarowa — w ilościach większych od normalnego zużycia w danym osiedlu — powinna być dostarczana z osobnych lokalnych ujęć lub odpowiednich zbiorników terenowych. Naturalnie, że ilość i wielkość tych zbiorników powinna być przewidziana w planach zagospodarowania przestrzennego w sposób zapewniający bezwzględnie wystarczające i pewne źródło wody, stanowiące ponadto ozdobę miasta i wywierające korzystny, łagodzący wpływ na mikroklimat osiedla w gorących dniach letnich.

Odnosnie odprowadzania ścieków należałoby też przeprowadzać na terenie poszczególnych zakładów przemysłowych rozdział ścieków na „czyste“, nieszkodliwe i te odprowadzać na jak najkrótszej drodze wprost do odbiornika, od ścieków szkodliwych wymagających oczyszczania, które w zasadzie po odpowiedniej wstępnej neutralizacji w zakładzie przemysłowym należy odprowadzać do kanalizacji miejskiej i do wspólnej oczyszczalni.

¹⁾ Jako określenie tych urządzeń używany jest dotychczas termin „wodociągi i kanalizacje“ (przyp. Red.).

Wytyczne odnośnie okresu amortyzacyjnego, przeciętnych norm zużycia wody, współczynników nierównomierności oraz systemów kanalizacji i zasad oczyszczania wody i ścieków ustalone w części 7 wymienionej na wstępie instrukcji Centralnego Biura Projektów Architektonicznych i Budowlanych na bazie doświadczeń ostatnich dwóch lat można ująć następująco:

1) Należy unikać zbyt długich „okresów amortyzacyjnych”. Okres amortyzacyjny w projektach wodociagowych i kanalizacyjnych należy przyjmować równy „okresowi perspektywicznemu”, ustalając go każdorazowo w wytycznych planu zagospodarowania przestrzennego danego osiedla, miasta lub zakładu przemysłowego. Również nie należy projektować urządzeń nawet celowych, lecz nie niezbędnych.

2) Do czasu wydania polskich norm zużycia wody należy stosować normy radzieckie, a w szczególności normę

ST

NKKCH RSFSR 20 określającą zużycie wody w miastach i osiedlach.

Norma ta podaje zużycie wody w granicach od do, w zależności od stanu sieci wodociagowej rozdzielczej i od stanu instalacji wodociagowo-kanalizacyjnej wewnątrz budynków danego osiedla.

Celem uzyskania oszczędnego etapowania budowy i rozbudowy urządzeń wodociagowych i kanalizacyjnych normę zużycia wody należy również różnicować w 5-letnich okresach i dostosowywać wielkość przewidywanego zużycia do realnego stanu instalacji wewnętrznych danego osiedla w poszczególnych etapach. Tak na przykład wymieniona norma radziecka przewiduje dla osiedli posiadających budynki z instalacją wewnętrzną wodociagowo-kanalizacyjną, ale bez wanien (grupa 2) 60 — 80 l/m/dobę, zaś dla osiedli mających wewnętrzne instalacje wodociagowo-kanalizacyjne i wanny z lokalnym ogrzewaniem (grupa 3) przeciętne zużycie wody 90—120 l/m/dobę. Mamy ustalić zapotrzebowanie wody dla osiedla, które w chwili obecnej ma 28.000 mieszkańców, w 1955 r. będzie miało 30.000, w 1960 — 35.000, w 1965 — 45.000, w 1970 — 60.000, a w 1975 — 75.000 mieszkańców. Miasto to w chwili obecnej nie posiada wodociagu ani kanalizacji. Przyjmując, że wszystkie nowobudowane mieszkania będą miały pełną instalację wodociagowo-kanalizacyjną, a mieszkania w istniejących domach otrzymają od razu doprowadzenie wody, bez wanien i będą stopniowo zaopatrywane w wanny mniej lub więcej równomiernie w ciągu całego 20-lecia, otrzymamy następujący stan instalacji wewnętrznych w tym osiedlu:

Rok	Ilość mieszkańców w domach					
	bez wanien		z wannami		razem	
1955	28.000	93%	2.000	7%	30.000	100%
1960	21.000	60%	14.000	40%	35.000	100%
1965	14.000	30%	31.000	70%	45.000	100%
1970	7.000	12%	53.000	88%	60.000	100%
1975	—	—	75.000	100%	75.000	100%

Przyjmując zużycie wody przez ludność zamieszkałą w domach bez wanien w ilości nawet 80 l/miesz/dobę, a w domach z pełną instalacją na 120 l/m/d, otrzymamy następujące przeciętne zapotrzebowanie wody w poszczególnych okresach:

Rok	Przeciętne zapotrzebowanie wody	
	w m ³ /dobę	w l/m/dobę
1955	$28 \times 80 + 2 \times 120 = 2480$	83
1960	$21 \times 80 + 14 \times 120 = 3360$	96
1965	$14 \times 80 + 31 \times 120 = 4840$	108
1970	$7 \times 80 + 53 \times 120 = 7020$	117
1975	$75 \times 120 = 9000$	120

Powyższy przykład wykazuje dobitnie, że przyjmowanie dla podanego osiedla zużycia wody w początkowych okresach w ilości 120 l/miesz/dobę byłoby wyraźnym przedymensjonowaniem inwestycji ustalonych do wykonania w poszczególnych etapach.

3) Celem uzyskania oszczędności żeliwa i stali należy stosować rury kamionkowe, żelbetowe lub betonowe w tych rurociągach, w których ciśnienie wewnętrzne oraz lokalne warunki terenowe na to zezwalają.

Rury kamionkowe i betonowe są wyrabiane w kraju i mogą być stosowane prawie we wszystkich rurociągach niskiego ciśnienia.

Rury żelbetowe — z normalnego żelbetu, czy też z żelbetu przedprężonego — nie są u nas produkowane. Jednak w założeniach projektowych i w projektach wstępnych należy rozważyć możliwość stosowania takich rur, określać ich długość i średnice, a wówczas uzyskać się realne dane dla uruchomienia produkcji tych rur.

Również bardzo ważne zagadnienie stanowi grubość ścianek rur żeliwnych i stalowych. Należy dążyć do jak najdalej idącego zmniejszenia tych grubości, do granic technicznie, ekonomicznie oraz produkcyjnie uzasadnionych. Zagadnienie to nie może być jednak rozwiązane przez samych tylko projektantów wodociagowych, ale musi być rozpracowane w ścisłej łączności z hutnictwem. Projektanci jednak powinni mieć to zagadnienie również na uwadze i zgłaszać wnioski oraz uwagi, jakie im nasuwa codzienna praktyka i doświadczenia.

4) W projektach kanalizacji należy zasadniczo stosować system rozdzielczy — częściowy tylko dla ścieków gospodarczych i przemysłowych z odprowadzeniem wód deszczowych za pomocą osobnych, otwartych rowów. Istnieje niewiara w możliwość utrzymania takich rowów w odpowiednio czystym stanie. Należy podkreślić, że takie rowy to nie zwyczajne rynsztoki, ale specjalnie wykonane odprowadzalniki, tworzące całą sieć odwodniającą, biegnącą odpowiednimi pasmami zieleni, wśród traw, krzewów i drzew. Naturalnie założenie sieci takich rowów powierzchniowych musi być przewidziane w planach urbanistycznych i będzie możliwe wtedy, gdy współpraca inżyniera sanitarnego i urbanisty zacznie się z chwilą narodzin pierwszych zamierzeń lokalizacyjnych. W razie konieczności stosowania systemu ogólnospławnego należy to uzasadnić nie tylko pod względem technicznym, ale finansowym i materiałowym.

Szczególnie wnikliwej analizie należy poddać ilość wód deszczowych, które mają być ujęte siecią kanałów, a nawet rowów otwartych. Przyjmowanie bardzo wysokich, krótkotrwałych i rzadko występujących opadów może doprowadzić do zaprojektowania sieci kanalizacyjnej o bardzo dużych, praktycznie zbędnych przekrojach.

5) Projektując rozbudowę istniejącej kanalizacji należy również starać się stosować system rozdzielczy częściowy, nawet w tym wypadku, gdy istniejąca kanalizacja jest wykonana według systemu ogólnospławnego. Szczególnie należy to mieć na uwadze przy projektowaniu kanalizacji nowych dzielnic i osiedli przemysłowych.

6) Urządzenia oczyszczające dla wody do picia należy projektować na podstawie dokładnej analizy wody surowej oraz badań ustalających metodę oczyszczania wody, przeprowadzanych przez instytucje naukowo-badawcze. Projektowanie urządzeń na podstawie „domniemań” i „na wyrost” — z uwagi na nieokreślone, a tylko przypuszczalne zanieczyszczenia — jest niedopuszczalne. Należy pamiętać, że dla należytego zaprojektowania nie wystarczy jedna lub nawet kilka dorywczych analiz, potrzebny jest co najmniej jednoroczny zamknięty cykl.

7) Równocześnie z projektowaniem kanalizacji należy projektować oczyszczanie ścieków, w granicach ustalonych Rozporządzeniem Ministra Gospodarki Komunalnej z dnia 2.IX.1950 r. (Dz. U.R.P. nr 41, poz. 371) oraz Instrukcją Min. Gosp. Kom. — Centralnego Zarządu Przedsiębiorstw i Urzędzeń Komunalnych z dnia 31.III.1952 r. Rozporządzenie to dzieli odbiorniki na 4 kategorie w zależności od sposobu użytkowania wody z odbiornika poniżej odprowadzenia ścieków i określa warunki dla każdej kategorii. Zaliczenie danego odbiornika do odpowiedniej kategorii w chwili obecnej musi być przeprowadzone przez projektanta oczyszczalni ścieków na zasadzie wskazanej w rozporządzeniu instrukcji. W tym celu należy przeprowadzić dokładną analizę środowiska i wykazać należyty umiar. Niecelowe byłoby żądać wysokiego stopnia oczyszczania ścieków, jeżeli z uwagi na odbiornik nie jest to konieczne. Pamiętać należy o studiach wstępnych, nie tylko fizyko-chemicznych, ale przede wszystkim biologicznych, i to tak w odniesieniu do ście-

ków jak i wód odbiornika. Studia te muszą być prowadzone przez dłuższy, co najmniej jednoroczny okres.

Sztuczne oczyszczanie ścieków, aczkolwiek bardzo często konieczne, jest zawsze kosztowne w eksploatacji i dlatego należy je projektować tylko w rozmiarach rzeczywiście uzasadnionych sanitarnie, ekonomicznie i technicznie. Przed projektowaniem sztucznych oczyszczalni ścieków należy w każdym wypadku przeanalizować możliwość ich użytkowania dla celów rolniczych.

Zagadnienie rolniczego wykorzystywania ścieków nie znajduje dotychczas wśród naszych projektantów odpowiedniego zrozumienia. Zrozumienie nakazu „oddać ziemi to, co się jej ustawicznie zabiera”, pamiętanie o tym, że „ziemia jest stale zubożana przez miasto”, że „cuchnące ścieki mogą być łaką kwieciastą, trawą zieleniejącą, macierzanką, tymiankiem i szaławą, zwierzyną, bydłem domowym, zadowolonym rykiem wieczornym wołów powracających z pastwiska, wonnym sianem, zbożem złotym, chlebem waszego stołu, ciepłą krwią żył waszych, zdrowiem, radością, życiem“ (Hugo — „Nędznicy“ — 1862) musi doprowadzić do zastanowienia się nad koniecznością rolniczego wykorzystywania ścieków miejskich a nawet przemysłowych przed ich sztucznym oczyszczaniem.

Zagadnienie to było omawiane w wielu artykułach w „Gospodarce Wodnej“ w „Gazie, Wodzie i Technice

sanitarnej“, w „Inżynierii Rolnej“ i w innych czasopismach technicznych w latach 1945—1952. Całość zagadnienia jest omówiona w książce mgr inż. Leonarda Skibniewskiego „Rolnicze wykorzystanie ścieków miejskich i przemysłowych“. Książkę tę powinien przestudiować każdy z projektantów oczyszczalni ścieków i przemysłu poruszone w niej problemy.

Jeszcze w paru słowach należy zwrócić uwagę na „typizację“. Problem ten w dziedzinie wodociągów i kanalizacji posiada specjalne oblicze. Można powiedzieć, że istnieje tu nawet pewien paradoks — rozwiązania wodociągowe i kanalizacyjne będą wtedy oszczędne, jeśli nie będą typowe. Warunki lokalne mają szczególnie wybitny wpływ na sposób rozwiązań wodociagowych i kanalizacyjnych. Warunki te są inne w każdym wypadku i dlatego muszą być indywidualnie, a nie „typowo“ uwzględniane. Typizacja powinna znaleźć jak najszerze zastosowanie w elementach konstrukcyjnych, w tzw. „uzbrojeniu sieci“ i w pewnych urządzeniach nie związanych bezpośrednio z procesami technologicznymi, lub nie wywierającymi żadnego wpływu na sylwetkę miasta.

Koncepcje rozwiązań muszą być opracowane tylko pod kątem potrzeb i warunków lokalnych. Natomiast celowe i pomocne mogą być rozwiązania „wzorcowe“ wskazujące drogę postępowania i sposób rozwiązywania oraz obliczeń poszczególnych zagadnień.

INŻ. ADOLF RIEDEL

Zasady ekonomicznego projektowania wodociągów i kanalizacji

Nakazem dnia dzisiejszego jest stosowanie oszczędności na każdym odcinku życia gospodarczego, aby z wygospodarowanych wartości tworzyć nowe inwestycje i wzmacniać potencjał gospodarczy kraju.

Problem ten był omawiany m. in. na XIX Zjeździe Komunistycznej Partii Związku Radzieckiego odbyłym w październiku 1952 r., na którym sekretarz K. C. Partii M a l e n k o w w swym referacie sprawozdawczym powiedział m. in.:

„Należy zaznaczyć, że szczególnie źle realizuje się reżim oszczędności w budownictwie. Wciąż jeszcze dużo kosztuje nas budownictwo. Budowniczowie pozostają znacznie w tyle za pracownikami przemysłu, jeśli chodzi o obniżkę kosztów produkcji. W organizacji robót budowlanych istnieją poważne niedociągnięcia — w niezadowalającym stopniu wykorzystuje się środki mechanizacji, wydajność pracy jest niska, dopuszcza się do niegospodarnego zużycia materiałów, niezwykle wielkie są koszty administracyjne. Poważnym niedociągnięciem w dziedzinie budownictwa inwestycyjnego jest rozproszenie sił i środków między liczne organizacje budowlane, wśród których wiele jest organizacji drobnych, które nieefektywnie wykorzystują środki mechanizacji. Wszystko to powoduje podrożenie kosztów budowy, rozdzielenie aparatu administracyjnego, zwiększenie kosztów administracyjnych.

Zadanie polega na tym, ażeby położyć kres obojętnemu stosunkowi działaczy gospodarczych i organizacji partyjnych do faktów niegospodarności i rozrzutności. Zagadnienie przestrzegania najściślejszego reżimu oszczędności powinno zawsze znajdować się w centrum naszej pracy gospodarczej i partyjnej. Powinniśmy dbać o nieustanne wychowywanie ludzi radzieckich w duchu troskliwego stosunku do społecznej własności socjalistycznej. Trzeba wypełnić wszelkie nadmierne rozchodowanie zasobów materiałowych i pieniężnych oraz rezerw pracy i systematycznie zapewniać wykonywanie i przekraczanie zadań w dziedzinie obniżki kosztów własnych produkcji, trzeba wzmocnić walkę z niegospodarnością, obniżyć radykalnie koszty administracyjne w przemyśle, w budownictwie, w transporcie, w rolnictwie, w organizacjach handlowych, w organizacjach skupu i zbytu, podjąć zdecydowane kroki w celu uproszczenia i potanienia aparatu państwowego i gospodarczego, wzmocnić kontrolę przy pomocy pieniądza ze strony organów finansowych nad wykonywaniem planów gospodarczych i nad przestrzeganiem reżimu oszczędności. Nasze kadry gospodarcze powinny opanować doskonale metody socjalistycznego gospodarowania, muszą podnosić poziom swego przygotowania technicznego i ekonomicznego, polepszać systema-

tyczne metody produkcji, szukać, znajdować i wykorzystywać ukryte rezerwy tkwiące w samej gospodarce narodowej.“

Na tle powyższych wypowiedzi szczególnie wyraźnie rysuje się w tym dziele rola przypadająca biurom projektowym, zwłaszcza, że możliwości po temu istnieją olbrzymie.

Problem dokumentacji technicznej stanowi coroczną przeszkodę na drodze terminowego podjęcia robót.

Równoległe z dokumentacją techniczną powinien być postawiony problem znacznego usprawnienia prac, związanych ze studiami wstępnymi, pomiarami oraz robotami geologicznymi. Prace te stanowią z reguły warunek terminowego ukończenia dokumentacji technicznej. Powyższe dane powinny dostarczać w zasadzie inwestorzy. Nie wszyscy jednak inwestorzy są w stanie je dostarczyć; w tym przypadku powinno przyjąć z pomocą biuro projektowe, wykonując te prace we własnym zakresie.

Praktykowane często zlecenie dokumentacji w ostatniej chwili wprowadziło szkodliwą metodę sporządzania dokumentacji równocześnie z budową. Narzucone projektantowi przyspieszone tempo opracowania dokumentacji powoduje nerwowość w pracy, sporządzanie często opracowań w niedostatecznie przemyślanych i przeanalizowanych wariantach.

Zapominamy, że projektowanie, jako część etapu realizacyjnego i to część decydująca o jakości i ekonomii szczegółowego rozwiązania technicznego, kryje w sobie wielkie źródła oszczędności wynikające z wnikliwej analizy.

Aczkolwiek niniejsze rozważania ograniczają się do stosunkowo wąskiego odcinka prac projektowych, mianowicie inwestycyjnych wodociagowych i kanalizacyjnych, to jednak wnioski ogólne, jakie z nich wypływają, mogą znaleźć zastosowanie do prac projektowych wykonywanych dla całego szeregu innych inwestycji, jak melioracje podstawowe, hydroelektrownie, budowa dróg wodnych i portów itd.

Nie podlega dyskusji, że oszczędności powinny być celowe i zasadniczej natury, bazowane przede wszystkim na najekonomiczniejszej koncepcji rozwiązania zagadnienia.

Jaskrawym przykładem, jak wielkie oszczędności uzyskać można przy wnikliwym i wszechstronnym opracowaniu dokumentacji, służyć może projekt zaopatrzenia w wodę Górnego Śląska ze zbiornika wiślanego pod Gozawkowicami. Zaprojektowano tutaj jeden układ pompowy o takiej wysokości pompowania, by woda, po uwzględnieniu strat ciśnienia w przewodzie, dotarła do

najbardziej oddalonych punktów zasilanego terenu z dostatecznym ciśnieniem. Wymagało to bardzo wysokiego pompowania, a w związku z tym użycia do budowy przewodu specjalnych rur stalowych na wysokie ciśnienie. Tymczasem okazało się, że przez zastosowanie dwóch układów pompowych zamiast jednego uzyskuje się możliwość grawitacyjnego poprowadzenia wody na długości około 20 km, przy czym ogólna wysokość pompowania wody zmniejsza się o 50 m, a efekt działania całego urządzenia nie ulega zmianie. W efekcie drugie rozwiązanie zmniejszyło znacznie koszt budowy oraz poważnie zredukowało koszty eksploatacyjne. Należy jeszcze zaznaczyć, że rozwiązanie to powstało już po zatwierdzeniu rozwiązań pierwszego jako pozornie właściwego.

Przykład ten wskazuje, jak ważne jest ścisłe przestrzeganie postanowień „Instrukcji o zasadach sporządzania i zatwierdzania dokumentacji technicznej dla inwestycji” (Instrukcja PKPG nr 20), wymagającej opracowywania założeń i projektów wstępnych w kilku wariantach, różniących się od siebie metodą technologiczną, lokalizacją itp. (§ 14 i 15).

Dalszym przykładem służyć może kanalizacja Łodzi, gdzie przez odpowiednią lokalizację terenową i ograniczenie zabudowy w części północnej miasta sprowadzono wszystkie ścieki do zlewni Neru, unikając budowy dwóch oczyszczalni ścieków, podnoszących znacznie tak koszty budowy jak i eksploatacji.

Przykład ten wskazuje na konieczność współpracy i wpływu inżyniera sanitarnego na proces kształtowania się projektów urbanistycznych osiedli. Współpraca ta dzisiaj na ogół nie jest jeszcze wprowadzona w stopniu dostatecznym, wpływ na rozwiązanie urbanistyczne inżyniera sanitarnego w praktyce nie zawsze ma miejsce mimo, że plany urbanistyczne (ogólne) nie mogą być opracowywane bez uwzględnienia zagadnienia zaopatrzenia w wodę i odprowadzenia ścieków, jak również zagadnień melioracji terenu i rozpracowanie ich w formie koncepcyjnej musi być zawarte w koncepcji planu ogólnego.

Brak podstawowych rozwiązań wodociagowych, kanalizacyjnych i melioracyjnych w planach ogólnych, jak wykazała praktyka, spowodował poważniejsze trudności w realizacji budownictwa poszczególnych części miasta, a niektóre, dotychczas opracowane plany urbanistyczne (ogólne) nie czynią zadość postulatowi racjonalnego zaopatrzenia miasta w wodę i odprowadzenia ścieków.

Ten poważny mankament zostanie jednak w niedługim czasie usunięty, z uwagi na przewidywane opracowanie i wprowadzenie w życie wspólnego Zarządzenia Ministrów Gospodarki Komunalnej i Budownictwa Miast i Osiedli ustalającego tok i zakres współpracy inżyniera sanitarnego i urbanisty przy sporządzaniu planu zagospodarowania przestrzennego.

Dalszym ważnym czynnikiem jest konieczność celowego wykorzystania urządzeń już istniejących przy dalszej rozbudowie sieci. Często brak dokładnej inwentaryzacji urządzeń istniejących doprowadzał do zaprzepaszczenia istniejącego majątku, przez niedostateczne wykorzystanie tych urządzeń. Tego rodzaju wypadki zdarzały się tam, gdzie projekty istniejących urządzeń zaginęły w czasie wojny.

Podstawę do akcji oszczędnościowej stanowią:

1. Uchwała Prezydium Rządu nr 109 z dnia 21 lutego 1951 r. i Uchwała nr 408 z dnia 24 maja 1952 r.
2. Zarządzenie Przewodniczącego PKPG i Ministra Finansów z dnia 8 lutego 1952 r. w sprawie realizacji tej Uchwały.
3. Zarządzenie Ministra Gospodarki Komunalnej z dnia 18 marca 1952 r. nr I. Z.-605/1/52.
4. Zarządzenie CBS i PBK nr 19/52 z dnia 16 maja 1952 r. w sprawie wykonania w roku 1952 zarządzeń PKPG dotyczących oszczędności w budownictwie.

Znaczenie powyższych przepisów polega przede wszystkim na zwróceniu uwagi biur projektowych na zagadnienie konieczności projektowania inwestycji z uwzględnieniem rozwiązań właściwych nie tylko pod względem technicznym, ale również i ekonomicznym.

Na podstawie praktyki można stwierdzić, że badaniu pod kątem oszczędnościowym powinny w pierwszym rzędzie podlegać założenia projektu sporządzonego przez inwestora, który często, nie posiadając odpowiednio wykwalifikowanych sił technicznych, sporządza założenie w sposób wadliwy i na ogół stara się zabezpieczyć sobie możliwie dużą kwotę inwestycyjną (z zapasem) na wszelki

wypadek, albo też chcąc za wszelką cenę wejść do planu inwestycyjnego preliminuje kwotę znacznie niższą, aniżeli jest to konieczne dla wykonania danej inwestycji.

Przy uwzględnieniu postulatów oszczędnościowych już w stadium założeń projektowych, ustalających podstawy koncepcyjne i podniesienie jakości dokumentacji technicznej, uzyskiwanie oszczędności na etapie projektu wstępnego i technicznego daje już stosunkowo niewielkie postulaty liczbowe, a uzyskiwane realne kwoty oszczędnościowe w zakresie obniżenia kosztów budowy i eksploatacji są ukryte i uwzględnione w samym projekcie, a przez to cyfrowe ustalenie tych oszczędności jest trudne. Na podstawie doświadczeń stwierdzić należy, że właściwy sens akcji oszczędnościowej na etapie projektowania polega przede wszystkim nie na szukaniu końcowych efektów liczbowych, a na trafnym wyborze jedynie w danych warunkach właściwego pod względem technicznym i ekonomicznym rozwiązania.

Jeszcze raz podkreślić należy, że znalezienie najwłaściwszego rozwiązania jest możliwe tylko wówczas, jeżeli projekt zostanie opracowany w kilku wariantach, dających możliwość poczynienia porównań, przy czym zgodnie z Instrukcją PKPG nr 20 w wariantach należy opracowywać przede wszystkim założenia projektu (koncepcja) i projekty wstępne (rozwiązanie techniczne), a ponadto w miarę potrzeby również fragmenty projektów technicznych, a nawet i rysunki robocze. Warunkiem właściwego opracowania wariantu jest poparcie go analizą zarówno techniczną jak i ekonomiczną projektowanej inwestycji.

Wprawdzie opracowanie takich analiz jest częstokroć utrudnione z powodu braku odpowiednich wskaźników techniczno-ekonomicznych, jednak opracowywanie ich bodaj w formie uproszczonej jest konieczne. Szczególną wagę posiada analiza ekonomiczna, która powinna się składać z analizy kosztów samej budowy oraz analizy kosztów eksploatacji.

Osobnym zagadnieniem jest rewizja projektów inwestycyjnych wykonywanych przed wejściem w życie Uchwały Rządu odnośnie oszczędności. Rewizja tych projektów dała w pewnych przypadkach poważne rezultaty, z uwagi na to, że dyscyplina oszczędnego projektowania w nawiązaniu do warunków ekonomicznych nie była w tym okresie rygorystycznie przestrzegana. Np. rewizja projektu wodociągu w Goczałkowicach opracowanego w roku 1950 dała w rezultacie rewizji wielkie oszczędności, co zostało już omówione wyżej.

Prawidłowe ustawienie problemu oszczędności na etapie projektowania przede wszystkim w Dziale Techniki Sanitarnej jest trudne z uwagi na to, że nie zostały dotąd opracowane wskaźniki ekonomiczno-techniczne w tym dziale. Zagadnienie opracowania wskaźników techniczno-ekonomicznych dla techniki sanitarnej jest również trudne ze względu na niepowtarzalność sytuacji, warunków i zjawisk będących podstawami projektowania. Brak tych wskaźników utrudnia możliwość przeprowadzenia konkretnego porównania i cyfrowego ujęcia oszczędności, co daje w rezultacie możliwość tylko ogólnego stwierdzenia, że inwestycje zaprojektowano w sposób ekonomiczny.

Ważnym źródłem oszczędności są opracowania wzorcowe najczęściej spotykanych urządzeń wodociagowych i kanalizacyjnych, jak zbiorniki, osadniki, filtry, odzłaziace itp. oraz typizacja i prefabrykacja poszczególnych elementów, jak wazy i studzienki rewizyjne, wpusty uliczne itp. Tempo tych prac, rozpoczętych w roku ubiegłym, jest niedostateczne, bowiem wykonane one być muszą przez doświadczonych fachowców, zatrudnionych dziś w pierwszym rzędzie przy opracowaniu pilnych dokumentacji bieżących, zwłaszcza opatrzonej priorytetem. Na skutek powyższych trudności prace typizacyjne z zakresu wodociągów i kanalizacji ograniczyły się do opracowania założeń projektów typowych zbiorników wodociagowych (terenowych i wieżowych), typowych studzienek wodociagowych i kanalizacyjnych, wzorcowych filtrów pośpiesznych i wzorcowych studzien wierconych.

Jednym z dalszych źródeł oszczędności jest zastąpienie materiałów deficytowych, przede wszystkim żelaza i stali, materiałami zastępczymi; szerokie zastosowanie może tu znaleźć cement, ceramika i szkło (rury betonowe, żelbetowe, szklane, z mas plastycznych). Zagadnienie to wymaga specjalnych studiów celem ustalenia materiałów

zastępczych, rodzajów elementów prefabrykowanych i przeprowadzenia prób laboratoryjnych.

Konieczność podjęcia badań nad możliwością produkcji rur żelbetowych wodociągowych, pracujących pod ciśnieniem, zgłoszona została przez CBS i PBK na I Konferencji Naukowo-technicznej, dotyczącej prefabrykacji w budownictwie, zorganizowanej przez ITB w dn. 29, 30 i 31.X.1952.

W zakresie stosowania betonu dla celów kanalizacji należałoby uruchomić produkcję kształtek betonowych, która nie wymaga specjalnych badań i studiów.

Uporządkowania wymaga również i technika kosztorysowania. Struktura dotychczasowych kosztorysów nie obejmuje przeważnie pracy sprzętu mechanicznego. Kosztorysy opracowywane są na ogół bez znajomości, jakim sprzętem mechanicznym rozporządzać będzie przedsiębiorstwo wykonawcze, zaciemnia to zorientowanie się w przebiegu faktycznych robót i utrudnia kontrolę kosztów.

Należałoby zreformować strukturę kosztorysów, przestrzegając zasady, że dla każdego stadium projektu powinien być sporządzony odpowiedni kosztorys: dla założeń — preliminarz, dla projektu wstępnego — kosztorys orientacyjny, dla projektu technicznego — kosztorys szczegółowy. W ten sposób każdy etap prac projektowych będzie sprawdzony pod względem nakładów, co wpłynie korygująco na prace projektanta i zmobilizuje go do oszczędności.

Wielkim postępowaniem w kierunku właściwego postawienia sprawy sporządzania kosztorysów jest wydany w dn. 28.X.1952 r. Okólnik nr 244 Prezesa Rady Ministrów w sprawie doraźnego uporządkowania prac kosztorysowych, wytykający obok uchybień i braków o charakterze formalnym szereg błędów i uchybień natury merytorycznej, a mianowicie:

1) nieprawidłowy układ kosztorysów zarówno co do formy, jak i treści poszczególnych opisów pozycji kosztorysowych — co wymaga wzmocnienia kontroli opracowań kosztorysowych w biurach projektów;

2) niezgodności z projektem lub opisem technicznym, w szczególności pominięcie niektórych elementów budowy lub robót, bądź nie odpowiadające projektowi przedmiary — co wymaga ustalenia pełnej odpowiedzialności głównego projektanta nie tylko za część techniczną i budowlaną, lecz również za przedmiar i prawidłowość kosztorysu, który stanowi istotną część dokumentacji technicznej;

3) niedostosowanie kosztorysu do rzeczywistych warunków budowy, polegające na nieuwzględnieniu specyficznych warunków terenowych, transportu, materiałów miejscowych, zaopatrzenia w energię i wodę, urządzenia placu budowy, mechanizacji robót, zatrudnienia kadr roboczych itp. — co wymaga dokładnego zapoznania się zarówno projektantów, jak i sporządzających kosztorysy z warunkami lokalnymi na miejscu wykonywania robót;

4) nieuwzględnienie przepisów oszczędnościowych co do rozwiązań konstrukcyjnych i stosowanych materiałów — co wymaga ścisłej kontroli aparatu biur projektowych nad opracowaniami projektów;

5) niezgodną z przepisami wycenę robocizny, pracy sprzętu, materiałów, kosztu transportu i kosztów ogólnych — co wymaga ścisłej kontroli kosztorysów sporządzanych w pracowniach kosztorysowych ze zwróceniem uwagi na to, że nie wolno:

- przewidywać w kosztorysie wadliwej lub niepostępowej organizacji budowy,
- przyjmować żadnych kwot na wydatki z tytułu przestojów sprzętu mechanicznego,
- uwzględniać dodatkowych kosztów z tytułu pracy na drugą zmianę,
- uwzględniać w kosztach na urządzenie placu budowy zmiany stanowisk maszyn w trakcie wykonywania obiektu,
- uwzględniać przy kosztorysowaniu 20% dodatku dla brygadzystów,
- w przypadku korzystania z norm radzieckich przyjmować bez należytego uzasadnienia współczynniki zwiększających,
- z braku kosztorysów na urządzenie placu budowy przyjmować na ten cel kwot wyższych od przewidzianych zarządzeniami właściwych ministrów,
- do kosztów wynikłych z zatrudnienia robotników zamiejscowych doliczać żadnych narzutów,

- zaliczać żadnych generalii od urzędów przemysłowych i maszyn dostarczanych przez inwestora,
- stosować narzutów z tytułu kosztów ogólnych w wysokości przekraczającej stawki ustalone Uchwałą Prezydium Komitetu Ekonomicznego Rady Ministrów z dnia 30 marca 1950 r. w sprawie zmiany stawek kosztów ogólnych przy robotach budowlanych i instalacyjnych (Biuletyn PKPG nr 6, poz. 87),
- w kalkulowaniu w poszczególne ceny jednostkowe dodatków wynikających z tytułu zatrudniania robotników zamiejscowych, oprócz przypadków, gdy figurują w obowiązujących cennikach i gdy to jest uregulowane zarządzeniami właściwych władz, pracy w nocy lub w dniu świątecznym, budowy kwater dla załóg robotniczych, wykonywania robót w warunkach zimowych itp.

Poprzez usunięcie z projektów zbędnych elementów, poprzez wykorzystanie w projektach agregatów o wysokiej wydajności pracy, stosowanie przodujących norm technicznych, biura projektowe mogą zapewnić dalsze obniżenie kosztów budowy. Ważnym warunkiem pomyślnego realizowania budowy i obniżania kosztów jest, jak to widzimy na przykładzie Związku Radzieckiego, szeroki rozwój mechanizacji ciężkich i pracochłonnych robót, a przede wszystkim przejście do mechanizacji robót ziemnych, transportowych, układania betonu i żelbetonu, prac montażowych itd.

Wreszcie poważne rezerwy obniżenia kosztów inwestycji wodociągowych i kanalizacyjnych kryją się w bardzo zwartym planowaniu obiektów, usuwaniu nadmiernych przerostów w kubaturach i powierzchniach budynków i urządzeń technologicznych, wygórowanych rozmiarach i ilości agregatów.

Dla oceny oszczędności brak jest wskaźników techniczno-ekonomicznych, pracochłonności robót i ich kosztów. Opracowanie tych wskaźników jest sprawą pilną i powinno obok opracowań urzędów wzorcowych oraz elementów typowych znaleźć właściwe miejsce w programie prac zmierzających do obniżenia kosztów budowy.

Na zakończenie podnieść należy potrzebę ścisłej współpracy biur projektowych ze światem naukowym oraz utrzymywanie stałego kontaktu z zakładami wodociągowo-kanalizacyjnymi miast i osiedli, jak również z zakładami przemysłowymi wytwarzającymi potrzebny do budowy sprzęt i materiały. Współpraca ta pozwoli zdobyte przez te instytucje doświadczenia wykorzystać we właściwy sposób przy projektowaniu.

* * *

Na tle powyższych rozważań, ujmujących w syntetyczny sposób zasady ekonomii w projektowaniu urządzeń wodociągowo-kanalizacyjnych, nasuwają się następujące wnioski:

Ekonomia projektowania wymaga przestrzegania zasad:

- Terminowego i dokładnego przygotowania podstaw do opracowania założeń wstępnych, jak zdjęcia sytuacyjne, geologiczne, analizy itp.
 - Jak najdalej idącego wykorzystania urządzeń istniejących przy dalszej rozbudowie sieci wodociągowej i kanalizacyjnej.
 - Sporządzania projektów urbanistycznych przy ścisłej współpracy pracowni urbanistycznych i techniki sanitarnej, która powinna być prowadzona od początku projektowania planów zagospodarowania terenów i kończąc na planach zabudowy.
 - Opracowywania założeń i projektów wstępnych w kilku wariantach, a to stosownie do przepisów §§ 14 i 15 „Instrukcji PKPG nr 20”.
 - Uporządkowania techniki kosztorysowania.
 - Stosowania opracowań wzorcowych i elementów typowych prefabrykowanych.
 - Zastępowania materiałów deficytowych materiałami zastępczymi.
 - Bardziej zwartego planowania obiektów i urządzeń technologicznych.
 - Współpracy biur projektowych z instytutami naukowo-badawczymi oraz zakładami eksploatacyjnymi.
- Wnioski powyższe posiadają charakter ogólny i traktowane być mogą jedynie jako wytyczne dla dalszego rozpracowania zagadnienia oszczędnościowego na etapie projektowania.

INŻ. WŁODZIMIERZ SKORASZEWSKI

Ssący przewał burzowy

Przewały burzowe odgrywają w kanalizacji ogólnospławnej rolę nader doniosłą. Zrzucają one wody deszczowe, przekraczające ustalone normy rozcieńczenia ścieków brudnych, do najbliższych odbiorników naturalnych, a przeto pozwalają ograniczyć znacznie przekroje, więc i koszty budowy kanałów miejskich.

Jeżeli przyjmujemy przykładowo, że kolektor powinien odprowadzać na oczyszczalnię wszystkie ścieki brudne z dodatkiem wody deszczowej, nie przekraczającym dwukrotnej objętości ścieków sanitarnych, tj. tak zwane brudne ścieki trzykrotne, to przewał dla wód burzowych umieszczony na kolektorze, nie powinien przepuszczać poza siebie w dół kanału więcej ścieków, niż to planował projektodawca.

Gdy przewał burzowy nie spełnia swego zadania, tj. pozwala na orzeptyw w kierunku oczyszczalni ilości ścieków mniejszych lub większych od założonych w projekcie, następuje wtedy albo zbytne zanieczyszczenie odbiornika albo przeciążenie oczyszczalni, a przede wszystkim przeciążenie lub niewykorzystanie kanałów, położonych poniżej przewału.

Jak widzimy, skutki niewłaściwego działania przewału burzowego są zawsze niekorzystne. Ogromna większość przewałów burzowych na kolektorach kanalizacji komunalnej nie spełnia w rzeczywistości założeń obliczeniowych ich projektantów. Sytuacja taka jest wynikiem braku możliwości dokładnych obliczeń przewałów burzowych kanalizacji miejskich pod względem hydraulicznym.

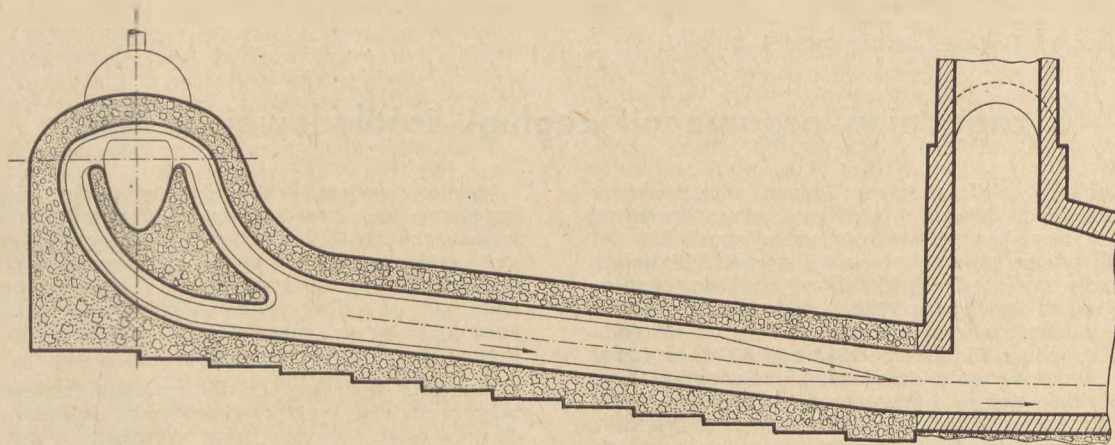
Przewały burzowe na miejskiej sieci kanalizacji ogólnospławnej są budowane w ogromnej większości przypadków jako przelewy boczne, co wynika z układu ulic miejskich. Kanał burzowy odgałęzia się prawie zawsze pod kątem bliskim 90° od kolektora ogólnego, więc korona przelewu musi wtedy wypaść jako równoległa do biegu kanału odciążanego.

Jednostronny przelew boczny, budowany zawsze w kształcie długiego okna w kolektorze, nie spełnia nigdy założeń obliczeniowych i przepuszcza do burzowca znacznie mniej ścieków, niżby to wypadło z obliczeń. Składa się na to wiele przyczyn. Wzory do obliczeń przelewów bocznych są bardzo niedoskonałe i noszą charakter czysto teoretyczny. Rozważając ściśle teoretyczny przebieg hydrauliczny w komorze przelewu bocznego, dochodzimy do wniosku, że długość krawędzi prze-

Kolektory, doprowadzające wodę do komory przelewowej podczas deszczów nawalnych, pracują zwykle pod niewielkim ciśnieniem 1 — 3 — 5 m słupa wody. Ciśnienie to wywala się na początku bocznej komory przelewowej i powoduje, że krawędź przelewu tuż przy wejściu kolektorów jest bardzo obciążona, ale tylko na bardzo krótkim odcinku. Wysoki stan ścieków przy wejściu do komory przelewu rozwija w korycie komory prędkości przekraczające 10 m/sek. Wtedy 75% długości krawędzi przelewu jest suche pomimo, że korytem płynie objętość wielokrotnie większa niż przy prędkości, wynikającej z normalnego spadku kanału. Prędkość dochodząca do 20 m/sek w korycie przelewu wywala się na kanale dolnym, odprowadzającym ścieki i wchodzi on z powrotem pod ciśnienie, prowadząc wielokrotnie więcej wody, niż to wynika z obliczeń. Przykład następujący orientuje w przebiegach hydraulicznych, mających miejsce w komorze przelewu bocznego. Założmy, iż rżędna kanału u wejścia kolektorów do komory przelewowej wynosi 0,00, ciśnienie wody burzowej — 5 m słupa wody, długość krawędzi przelewu — 10 m, wysokość krawędzi nad dnem kanału — 1 m. Spadek poza komorą wynosi 1‰ dla ścieków brudnych. Wtedy spadek zwierciadła wzdłuż koryta przelewu bocznego wewnątrz komory, licząc dla orientacji w sposób bardzo uproszczony, wyniesie $\frac{5 - 1}{10} = 400‰$ lub 1:2,5. Prędkość jest proporcjonalna do pierwiastka kwadratowego ze spadku i oblicza się wg formuły skróconej Kuttera, jako

$$V = \frac{100 \cdot R}{0,35 + \sqrt{R}} \sqrt{I} = f(R) \sqrt{I}$$

$f(R)$ pozostaje w naszym przypadku prawie bez zmiany, ale koryto przelewu, pracujące przy spadku burzowym, może przepuścić dwadzieścia razy więcej ścieków ($\sqrt{400} = 20$), niż to ma miejsce przy spadku normalnym spodu kanału ścieków brudnych, wynoszącym wg naszych założeń 1‰. Obserwacje prowadzone przez kanalizację Warszawy potwierdziły rozwiązania przytoczone lub raczej wnioski nasze wypłynęły ze wspomnianych obserwacji. Kanały ścieków brudnych, odprowadzające te ostatnie z komór bocznych przelewów burzowych typu dotychczasowego otrzymują wielokrotnie więcej ścieków rozcieńczonych w czasie burzy, niżby to wy-



Rys. 1.

lewu powinna się równać nieskończoności. Wtedy tylko można by osiągnąć napewno taki stan, przy którym napelnienie kanału poniżej komory przelewowej nie będzie wyższe od krawędzi przelewu.

¹⁾ Badania laboratoryjne w Politechnice Warszawskiej, przeprowadzone przez prof. K. Pomianowskiego i autora tej pracy w latach 1929—1931.

niako z obliczeń teoretycznych. Są one przeto bardzo przeciążone, co powoduje dalsze skutki bardzo rozgałęzianej sieci kanalizacji warszawskiej.

Badania modeli różnych typów przelewów burzowych w latach 1929—32—39 w laboratorium hydraulicznym Politechniki Warszawskiej przeprowadzone przez prof. K. Pomianowskiego z inicjatywy i przy udziale autora tych wierszy doprowadziły do nowych poglądów na hydraulikę przelewu burzowego kanałów miejskich. Doświadczenia wskazały na możliwość wykorzystania ssania burzowców czyli kanałów odprowadzających wody burzowe z komór przelewowych. Burzowce posiadają przeważnie duże spadki, stąd znaczną siłę ssania, analogicznie do tego, co ma miejsce w syfonie zwykłej umywalki domowej. Z chwilą, gdy syfon zassie — odpływ ścieków zgromadzonych w misce umywalki zaczyna się odbywać wielokrotnie prędzej, niż to miało miejsce przedtem.

Przypuśćmy, że burzowiec ma na pewnej długości 300—500 m spadek całkowity 5 m i powróćmy do naszego przykładu. Jeżeli kanał burzowy wykonany na tym odcinku szczelnie, tj. bez włazów i przewietrzników, a wlot do niego w komorze przelewu umieścimy na poziomie krawędzi, to z chwilą wypełnienia przekroju burzowca wodą całkowicie może on wywołać ssanie w komorze przelewu, wynoszące trochę mniej niż 5 m, ponieważ pewna część spadku zużyje się na tarcie wody o ścianki kanału. Wystarczy, żeby wielkość próżni wyniosła 4 m, a zlikwiduje ona zupełnie skutki nadciśnienia w komorze burzowca. Wtedy do kanału odprowadzającego ścieki brudne w kierunku oczyszczalni nie przedostanie się więcej wody, niż na to pozwala wysokość krawędzi przelewu nad dnem kolektora odprowadzającego ścieki rozcieńczone. Zasada przelewów ssących stosuje się dość często przy budowie zapór na rzekach z takim samym dobrym skutkiem jak i w kanalizacji.

Wyniki badań laboratoryjnych zostały przyjęte jako wytyczne do projektu pierwszego warszawskiego przelewu typu burzowego ssącego. Mamy wrażenie, że jest to w ogóle pierwszy tego rodzaju przelew kanalizacyjny na świecie. Ścieki burzowe z trzech kolektorów jednej dzielnicy zbiegają się w komorze przelewu ssącego, który jest wykonany w ten sposób, iż kanał odprowadzający ścieki w kierunku przyszłej oczyszczalni jest przydławiony w części górnej prawie do poziomu krawędzi przelewu. Dopóki poziom ścieków burzowych nie podnie-

sie się powyżej wspomnianej ścianki poprzecznej, w czole dolnym komory przelew pracuje jako zwykły z wolnym zwierciadłem. Gdy tylko dopływ ścieków burzowych powiększy się znacznie, to przelew zasysa i zaczyna pracować jako lewar, połykając niemal całą ilość ścieków rozcieńczonych. Przelew wykonano jako dwustronny w oparciu o doświadczenia podobnych urządzeń, wybudowanych wg projektów autora już poprzednio na sieci kanalizacji warszawskiej, lecz pracujących bez ssania. Wyniki działalności przelewu ssącego są bardzo dobre.

Na uwagę szczególną zasługuje fakt, iż przelew ssący jest wielokrotnie tańszy w budowie od przelewów bocznych typu tradycyjnego, pochłaniając kilkakrotnie mniej materiałów budowlanych, wymagając przeto bardzo mało robót ziemnych, zawsze bardzo kosztownych. Słabszą stroną tego przelewu, nieodłączną od każdego prototypu jest fakt, iż działa on zbyt energicznie, zasysając powietrze w krótkich odcinkach czasu. Ma to miejsce szczególnie przy szybko zmiennym dopływie wód burzowych, ale stosunkowo mniejszej ilości. Zasysanie powietrza jest połączone z wyraźnym hałasem, co zwraca uwagę na powierzchnię ulicy. Zachodzi tu coś podobnego, jak przy płukaniu miski klozetowej, ale w dużo większej skali. Kanalizacja warszawska, korzystając z doświadczeń na prototypie, projektuje obecnie nowy typ przelewu ssącego o jeszcze energiczniejszym działaniu, więc rozmiarów bardziej ograniczonych, a co zatem idzie jeszcze bardziej ekonomicznego w budowie, ale pracującego prawie bezdźwięcznie.

Kończąc, musimy jeszcze raz podkreślić, iż ssące przelewy kanalizacyjne dają znaczną oszczędność bezpośrednią w budowie samego obiektu i pozwalają na oszczędności wtórne — rozmiarów jeszcze znacznie większych — przez możliwość zmniejszenia przekrojów kanałów odprowadzających ścieki brudne z komory przelewowej na oczyszczalnię.

Literatura

- Gesundheitsingenieur 1914. Über Dimensionierung von Regenauslassen G. I. Nr 32, 1914.
Tabellenbuch. E. Wild i O. Schoberlein. Juliusz Springer. Berlin 1931.
Gidrawlika sifonnych wodozbrosov. W. A. Tuszianian. Gosenergoizdat, Moskwa 1949.

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

MGR ZDZISŁAW GRUSZCZYŃSKI

Centralny Zarząd Żeglugi Śródlądowej i Stoczni

Z zagadnień organizacji żeglugi śródlądowej w Polsce

Rozwój żeglugi śródlądowej w Polsce, obserwowany w okresie realizacji Planu 6-letniego budowy podstaw socjalizmu, stanowi wyraz wzrastającego znaczenia tej gałęzi transportu w ramach planowej gospodarki kraju.

Podwyższenie w żegludzie śródlądowej wyników eksploatacyjnych, np. za I półrocze 1952 r. w tono-km o 23,5% w stosunku od tego samego okresu z 1951 r., lub też podwyższenie planów na II półrocze 1952 r. o 58,7% w tonokilometrach w porównaniu do planu II półrocza 1951 r., świadczy o jakości tempa rozwojowego w żegludzie śródlądowej w porównaniu do lat ubiegłych. Tego rodzaju „szybka jazda“ zmusza do zwrócenia uwagi na potrzebę usprawniania struktury organizacyjnej przedsiębiorstw oraz organizacji metod realizowania zadań planowych i to tym bardziej i tym troskliwiej, iż w zasadzie zagadnienia organizacyjne mają tendencję do zwolnionego tempa w nadążaniu za rozwojem eksploatacyjnym. W następstwie tych spóźnień, o ile nie zostaną one w porę dostrzeżone i usunięte, mogą powstać trudności organizacyjne w kierowaniu przedsiębiorstwem.

Ustalenie właściwych form oraz kierunku struktury organizacyjnej przedsiębiorstw żeglugi śródlądowej ma istotne znaczenie nie tylko dla sprawności eksploatacyjnej samych przedsiębiorstw żeglugowych, lecz także i dla przedsiębiorstw korzystających z usług przewozu wodnego, jak też i dla transportu kolejowego, z którym właściwa współpraca winna iść po linii rozwoju przewozów łączonych kolejowo-wodnych.

Punktem wyjściowym dla ustalenia potrzebnej struktury organizacyjnej przedsiębiorstw żeglugowych są zadania eksploatacyjne, jakie wynikają z ekonomicznych potrzeb gospodarki planowej, oraz charakter rejonów dróg wodnych, na których dokonywane są przewozy.

Te dwa momenty stanowią podstawę, która warunkuje formy oraz charakter organizacji żeglugi śródlądowej w obecnym okresie oraz na lata przyszłe. Mówić zatem o słuszności takiej czy innej formy organizacyjnej przedsiębiorstw żeglugowych — znaczy szukać odpowiedzi na właściwe rozwiązanie zagadnień realizacji zadań plano-

wych na bazie istniejących sieci dróg wodnych, z uwzględnieniem ich charakteru.

Sieć dróg wodnych śródlądowych składa się z trzech zasadniczych szlaków:

- Odra wraz z kanałem Gliwickim od Koźła do Szczecina i systemem kanałów łączących polskie drogi wodne z systemem dróg Niemieckiej Republiki Demokratycznej,
- Wisła wraz z systemem drogi Bydgosko-Noteckiej i Warty łączącej Wisłę z Odrą z systemem dróg wodnych w rejonie Żuław,
- Zespół Jezior Mazurskich.

System odrzański charakteryzuje się z punktu widzenia eksploatacyjnego ciągłością szlaku dostępnego dla przewozów w zasadzie w ciągu całego sezonu nawigacyjnego przy równoczesnym skoncentrowaniu olbrzymiej większości przewozów na trasie Gliwice—Koźle—Szczecin i przy stosunkowo niewielkim natężeniu ładunków na trasach lokalnych.

System wiślaný wraz ze swymi odgałęzieniami wychodzącymi poza rejon samej rzeki Wisły różni się zasadniczo od charakteru odrzańskiego nie tylko brakiem eksploatacyjnej ciągłości szlaku żeglownego, co jest następstwem przerw w ciągu sezonu nawigacyjnego na trasie od Sandomierza do Puław, lecz w obecnych warunkach także brakiem regularności i równomierności dopływu masy towarowej w ciągu sezonu nawigacyjnego oraz przewozami tej masy na krótkich odcinkach.

Rejon Jezior Mazurskich, w szczególności Śniardwy, Niegocinińskie i Mamry stanowią zamknięty rejon i niezwiązany w obecnych warunkach z systemem wiślanym.

Dalszym charakterystycznym rysem wiślanego systemu drogi wodnej oraz jezior są poważne potrzeby eksploatacyjne w zakresie przewozów pasażerskich o charakterze turystyczno-wycieczkowym.

Dla wykonywania usług przewozowych na śródlądowych drogach wodnych w ramach planowej gospodarki narodowej powołane są dwa przedsiębiorstwa państwowe: Żegluga na Odrze z siedzibą we Wrocławiu oraz Żegluga na Wiśle z siedzibą w Warszawie. Zaznaczyć należy, iż niezależnie od formalnego rozdziału zasięgu operacyjnego działania na szlakach wodnych oba przedsiębiorstwa w ramach umowy o współpracę dokonują przewozów na terenie drugiego przedsiębiorstwa, o ile zachodzi tego potrzeba.

Obecne istniejące przedsiębiorstwa żeglugowe powołane zostały do życia z dniem 1.VII.1951 r. w następstwie ostatniej z licznych reorganizacji, jakim ulegały od chwili rozpoczęcia swej faktycznej działalności w Polsce Odrodzonej. Organizacja przedsiębiorstw krystalizowała się w warunkach narastających potrzeb i codziennej praktyki, bez precedensów i wzorów lat Polski przedwrześniowej. Warunki bowiem okresu kapitalistycznego nie potrafiły wytworzyć systemu organizacyjnego, który by nadawał się do wykorzystania doświadczeń dla potrzeb przedsiębiorstwa w ramach obecnej planowej gospodarki. Drobną i rozproszoną organizacją szyprow prywatnych, właścicieli barek, zatrudniała również siłę najemną. Obok tego istniały zrzeszenia właścicieli sił holowniczych, zorganizowane w formie spółek kapitalistycznych. Śnółki te były w ciągłym antagonizmie z interesem szyprow jako klientów, korzystających z usług siły holowniczej. W ten sposób istniejące uprzednio stosunki charakteryzowały się z jednej strony techniczno-organizacyjnie zacofaniem, a z drugiej strony — reprezentowały antagonistyczny układ klasowych stosunków społecznych. W rezultacie nie potrafiły one wytworzyć techniczno-organizacyjnych form pracy, które by mogły być wykorzystane dla potrzeb żeglugi śródlądowej w zmienionych warunkach społecznych. Ten brak pozytywnego układu okresu kapitalistycznego tak na Odrze, jak i na Wiśle w organizacyjne formy przedsiębiorstw żeglugowych doby obecnej był również następstwem antagonistycznego układu stosunków pomiędzy transportem kolejowym a transportem wodnym, jako konkurentem w przewozach. W tej sytuacji przedsiębiorstwa żeglugi powstałe w nowym układzie społeczno-politycznym i gospodarczo-ekonomicznym zmuszone były wypracować własne formy organizacyjne.

Lata 1950 — 52 stanowią okres poważniejszych wkładów organizacyjnych w oparciu o wypróbowane wzory radzieckie w zakresie organizacji przedsiębiorstw oraz metod pracy w przedsiębiorstwach żeglugi śródlądowej.

Udostępnienie radzieckich publikacji i fachowych wydawnictw z zakresu organizacji i metod pracy pozwoliło w naszych warunkach na przystosowanie poznanych wzorów do potrzeb naszych przedsiębiorstw żeglugowych, z uwzględnieniem ich lokalnej specyfiki. Metoda ta dała szczególnie korzystne wyniki w zakresie planowania usług, w zakresie organizacji rozrachunku wewnętrznego i kosztów własnych przedsiębiorstw, ekspozytur, zakładów i poszczególnych obiektów pływających oraz w zakresie organizacji służby dyspozytorskiej i organizowania nowych metod techniki regularnego ruchu całodobowego.

Istniejące obecnie formy organizacyjne przedsiębiorstw żeglugowych, jakkolwiek uwzględniają zasadnicze postulaty założeń struktury organizacyjnej, jednak z uwagi na ciągłość postępu metod pracy stosowanych w żegludze nie mogą być uznane za formy zakończone i ostatecznie ustalone.

Na bazie dotychczasowych wyników ze sprawności organizacyjnej przedsiębiorstw należałoby na przyszłość wysunąć szereg wniosków w kierunku rozwiązania istotnych zagadnień. Istniejący obecnie schemat organizacyjny, w którym zarząd przedsiębiorstwem spoczywa w rękach jednoosobowego kierownictwa, tj. dyrektora zarządu, powinien być nie tylko utrzymany, ale i pogłębiany. Z drugiej strony same zarządy przedsiębiorstw powinny wykazywać pełną samodzielność w realizacji zadań planowych w takim stopniu, w jakim uprawnia do tego przywilej jednoosobowego kierownictwa i odpowiedzialności za rozwój przedsiębiorstwa. Uwagi te odnoszą się szczególnie do kierownictwa rejonowych ekspozytur, które bezpośrednio biorą udział w realizacji zadań planowych. Dotychczasowa obserwacja kierownictw ekspozytur rejonowych wskazuje na poważny brak zrozumienia roli tych kierownictw w zakresie obowiązku eksploatacyjnej samodzielności, co hamująco wpłynęło na przebieg realizacji planu wiosną 1952 r.

Charakter dróg wodnych, znajdujących się w eksploatacji Żeglugi na Wiśle, oraz układ potoków towarowych w tych rejonach powinny znaleźć szczególny wyraz w strukturze organizacyjnej ekspozytur rejonowych w tym sensie, aby — centralizując nadzór i kierownictwo planowe realizacji przewozów w rękach zarządu przedsiębiorstwa w Warszawie — zdecentralizować same wykonawstwo planów do szczebla ekspozytur rejonowych i usamodzielniać je w zakresie zabezpieczenia potrzeb przewozowych rejonów zamkniętych, jak Górna Wisła i Jeziora Mazurskie. Zasadę tę należy zastosować również i w odniesieniu do Żeglugi na Odrze, zdając sobie sprawę jednak, że ze względu na odmienną szlak odrzański nie będzie mieć ona takiego jak na Wiśle wpływu na przebieg realizacji planów przewozowych. Natomiast specyfika drogi odrzańskiej — z uwagi na połączenia wodne z drogami wodnymi NRD — powinna być bodźcem do rozszerzenia organizacji przewozów wodnych na tych szlakach, jako wyraz zacieśnienia gospodarczych stosunków bratniej demokracji ludowych na drodze budowy socjalizmu i umacniania sił obozu pokoju w rejonie Odry. Wstępne zadania eksploatacyjne w tym zakresie wyrażać się będą ustaleniem potrzeb przewozowych, opracowaniem zasad organizacji pracy i ustaleniem metod realizacji planu.

Wzrastające tempo rozwojowe naszej gospodarki planowej wysuwa zagadnienie właściwej planowej organizacji przewozów łamanych kolejowo-wodnych. W układzie stosunków gospodarki socjalistycznej zniknęły antagonistyczne walki o zdobycie atrakcyjnej masy towarowej dla żeglugi (tak charakterystyczne w stosunkach kapitalistycznych) i obecnie wzajemna współpraca pomiędzy koleją a żeglugą powinna układać się na bazie wzrostu przewozów kolejowo-wodnych.

Dla transportu kolejowego częściowe przejęcie ładunków przez żeglugę śródlądową stanowi poważne zwolnienie części taboru kolejowego na tych odcinkach. Równocześnie istniejący tabor żeglugi śródlądowej nie tylko znajduje pełne zatrudnienie w okresach zmniejszonego nasilenia ładunków sezonowych — jak płody rolne, materiały budowlane, węgiel opałowy dla miast i wsi — lecz ponadto ma miejsce aktywizowanie z punktu widzenia gospodarki wodnej tych rejonów gospodarczych, które nie leżą w bezpośredniej bliskości drogi wodnej. Z tych względów zagadnienie organizacji przewozów kolejowo-

wodnych, jako zabezpieczenie regularności pracy żeglugi śródlądowej, odciążenia częściowego, wysuwa się na czoło zagadnień organizacyjnych żeglugi śródlądowej na najbliższy okres pracy eksploatacyjnej.

Z omówionymi wyżej zagadnieniami organizacyjnymi o charakterze handlowo-eksploatacyjnym wiąże się ściśle zagadnienia organizacyjne natury techniczno-eksploatacyjnej, jak organizacja całodobowej pracy taboru pływającego, organizacja służby informacyjno-dyspozytorskiej i organizacja prac portowych na rzecz przewozów wodnych i kolejowo-wodnych.

Uchwała Prezydium Rządu Nr 657 z dnia 15.IX.51 r. dotycząca rozwoju przewozów śródlądowych w 1952 r. — na bazie nowych metod pracy — zapoczątkowała wprowadzenie regularnej całodobowej pracy żeglugi śródlądowej, w oparciu o gwarantowane utrzymanie odpowiednich głębokości tranzytowych na Odrze i Wiśle. Doświadczenia załóg radzieckich przejęte przez Żeglugę Śródlądową na Odrze i na Wiśle w zakresie wprowadzenia i stosowania jazdy całodobowej w górę rzeki potwierdziły wyższość nowych metod organizacji techniki ruchu, a jednocześnie pozwoliły na stworzenie własnych doświadczeń, wynikających z charakteru naszych szlaków wodnych. Zastosowanie jazdy całodobowej w górę rzeki pozwoliło na poważne podwyższenie zdolności przewozowych żeglugi, bez dopływu z inwestycji nowego taboru.

Dzięki wprowadzeniu od 1952 r. stałego podtrzymywania głębokości nurtu zamiast, jak to miało miejsce do końca 1951 r., stosowania starego systemu utrzymywania jazdy w okresie niskich stanów wody drogą wypuszczania okresowych fal — uzyskano na Odrze poważne zmniejszenie przestoju na trasie, w następstwie czego szybkość eksploatacyjna taboru pływającego uległa podwyższeniu przeszło dwukrotnie w 1952 r. w porównaniu do 1951 r. Jednym z zasadniczych czynników, które m.in. dodatkowo wpłynęły na przyspieszenie szybkości ruchu statków na trasie było wprowadzenie w 1952 r. systemu holowania barek na odcinkach rzeki wolno płynącej, gdzie do 1951 r. stosowano samospław barek.

Z zakresu zatem organizacji techniki ruchu osiągnięto dotychczas poważne wyniki eksploatacyjne, tym niemniej mają one charakter początkowych doświadczeń i powinny być przedmiotem troskliwych badań na przyszłość. W szczególności dotyczy to masowego, pełnego i stałego stosowania jazdy całodobowej w górę rzeki, powszechnego eliminowania samospławu oraz jak najszerzego stosowania prób jazdy nocnej w dół rzeki, dla ustalenia zasad przejścia od prób do jazdy stałej. Niezależnie od powyższego w zakresie organizacji ruchu konieczne jest uzupełnienie luki, jaka dotychczas istnieje w naszym terenie, a która jest spowodowana brakiem harmonogramów ruchu dla poszczególnych obiektów na trasie.

Zdać sobie należy sprawę, iż szukanie źródeł rezerw przewozowych w taborze pływającym, a jednocześnie rezygnacja chociażby z prób wprowadzenia wykresów ruchu pociągów, jak to ma miejsce w żegludze radzieckiej, oznacza świadomą rezygnację z pełnej walki z przestojami tego taboru. Z tego względu wprowadzenie wykresów w żegludze, chociażby na razie o charakterze próbnym, wydaje się konieczne, jako istotne usprawnienie w zakresie organizacji prac ruchowych. Postęp w tej dziedzinie otwiera fazę naukowej organizacji techniki ruchu na śródlądowych drogach wodnych i z tego względu powinien stanowić szczególnie przedmiot prac organizacyjnych na przyszłość, na bazie rozszerzonego zakresu doświadczeń uzyskiwanych przez załogi pływające i aparat ruchowy ekspozytur i zarządu przedsiębiorstw.

Z zagadnieniem zwiększania decentralizacji wykonawstwa przewozów drogą zwiększenia operatywności i samodzielności ekspozytur rejonowych w terenie — o czym wspomniano uprzednio — wiąże się zagadnienie organizacji służby dyspozytorskiej w takiej formie, która by zapewniła kierownictwu przedsiębiorstwa utrzymanie operatywnej kontroli nad przebiegiem realizacji planu w terenie, ujawniając błędy, niedociągnięcia czynników hamujących wykonanie, oraz która by zapewniła możliwość skutecznej i terminowej interwencji dla usunięcia stwierdzonych braków. System służby dyspozytorskiej został zorganizowany zarówno w Centralnym Zarządzie Żeglugi Śródlądowej — zarządach przedsiębiorstw, jak i w placówkach terenowych. Osiągnięcia tej służby w zakresie

ustalonych zadań są poważne, tym niemniej metody pracy nie mają charakteru w pełni zakończzonego. W miarę rozwoju systemu organizacyjnego ujawnione zostały niedociągnięcia, szczególnie w zakresie szybkości interwencji i sprężystości dyspozycji w terenie. Dla zabezpieczenia zatem właściwego wykorzystania zwiększonych zdolności przewozowych, jakich oczekuje się w następstwie usprawnień organizacyjnych, należy poświęcić poważny wysiłek dla właściwego zorganizowania aparatu dyspozytorskiego zarówno w ekspozyturach terenowych, jak i w zarządach obu przedsiębiorstw żeglugowych.

Poważnym elementem oddziaływującym na przebieg realizacji planów przewozowych na śródlądowych drogach wodnych jest organizacja pracy portów śródlądowych, jak i morskich, leżących u ujścia rzek.

Poważne sukcesy organizacji ruchu oraz pracy samych załóg pływających w eliminowaniu ilości przestoju na trasie w 1952 r. ulegają osłabieniu, na skutek niedostatecznej organizacji pracy portów. Rozwojowi organizacji portów przewozowych na trasie nie towarzyszy niestety równomierny rozwój organizacji obsługi statków znajdujących się czasowo w portach. Zagadnienie normowania pracy urzędów portowych — jakkolwiek częściowo już postawione — dotychczas nie znalazło swego pełnego wyrazu w formie ostatecznie zatwierdzonych norm. Szeręg przestoju taboru pływającego nie zostaje ujawniony, na skutek braku materiałów porównawczych i metodyki ich kontroli. Walka o czas na terenie portów śródlądowych nie została dotychczas właściwie postawiona. Dokonane wprawdzie zostały próby organizowania szybkościowych odpraw statków w porcie Koźle i Gliwice, jednakże wyniki tych odpraw nie zostały ujęte w formę konkretnych norm dla powszechnego stosowania w walce o przyspieszenie obrotu taboru pływającego.

Utrzymanie w dalszym ciągu luk organizacyjnych w zakresie usług portowych powodować będzie automatyczne marnotrawstwo dorobku organizacyjnego innych elementów pracy, przy realizacji planów eksploatacyjnych.

Uwzględniając odrębność charakterystyki urządzeń portowych w Żegludze na Odrze i w Żegludze na Wiśle, należy wysunąć odmienne zadania w obecnych warunkach dla Odry i odrębne dla Wisły. Na terenie wiślanym wysuwa się zagadnienie usunięcia wieloletniego zacofania w zakresie mechanicznych urządzeń przeładunkowych w portach własnych i odbudowa całego szeregu przeładowni prywatnych, w szczególności na Żuławach wiślanych. Zmechanizowanie przeładunku w portach, w szczególności w Toruniu, Płocku, Sandomierzu i Krakowie, pozwoli na poważne, bo około 30%, skrócenie czasu operacji handlowych, wyzwoli żywą pracę ludzką oraz obniży koszty własne tak przeładunku, jak i przewozu. Zaspokojenie w poważnej mierze potrzeb mechanizacji przeładunków na terenie odrzańskim wysuwa na pierwszy plan zagadnienie sprawnej obsługi barek w taki sposób, aby czasokres wszystkich elementów obsługi, włącznie w załadunkiem barek, mieścił się w granicach czasu przewidzianego normami na operacje przeładunkowe. Realizacja tego zadania na skalę masową nie powinna ulegać dalszej zwłoce.

Dotychczasowe doświadczenia ze współpracy Żeglugi z Administracją Dróg Wodnych wykazały, w jak poważnym stopniu zadania planowe, obciążające żeglugę śródlądową, zależą od pracy Administracji Dróg Wodnych i to nie tylko od samego wykonania pracy, ale i od sposobu, w jaki ta praca została wykonana.

Zasilanie np. nurtu stałym dopuszczaniem wody na Odrze ze zbiorników w 1952 r. pozwoliło na efektywne w skutkach eksploatacyjnych podwyższenie wartości zbiorników dla potrzeb żeglugi o około 30% w stosunku do tej samej pojemności zbiorników w latach poprzednich, która była wykorzystana do fałowego zasilania rzeki. Zmiana jedynie metody gospodarki zbiornikowej spowodowała powstanie korzystnych w skutkach następstw eksploatacyjnych.

Na bazie przeżytych przez przedsiębiorstwa żeglugowe doświadczeń o dodatnim jak i ujemnym znaczeniu uwidoczniła się konieczność zorganizowania stałych form współpracy eksploatacyjno-technicznej pomiędzy Drogami Wodnymi a Żeglugą Śródlądową i to nie tylko na szczeblu centralnych zarządów, zarządów okręgów dróg wodnych i zarządów rejonowych przedsiębiorstw, ale

przede wszystkim w placówkach terenowych związanych bezpośrednio z wykonawstwem planów, tak jednej, jak i drugiej strony. Formy współpracy zostały w zasadzie ustalone, w obecnej fazie należałoby je pogłębić w kierunku ściślejszego zespolenia jednostek terenowych szczególnie w zakresie zadań planowych i techniki ruchu na trasie.

Naszkicowane w formie punktów do dalszego rozpracowania zagadnienia organizacyjne, obserwowane w przedsiębiorstwach Żegluga Śródlądowej, obejmują

PROF. INŻ. MGR ZYGMUNT RUDOLF

W sprawie nadzoru techniczno-sanitarnego nad oczyszczaniem ścieków jako czynnikiem oszczędnej gospodarki¹⁾

U w a g i w s t ę p n e

W związku z wielkim rozwojem przemysłu w Polsce Ludowej zagadnienie oczyszczania ścieków miejskich i przemysłowych zyskało ogromnie na wadze, gdyż chodzi przede wszystkim o utrzymanie rzek w czystości, jako podstawowych źródeł zaopatrzenia w wodę ludności i przemysłu. Jest to niewątpliwie jedno z najważniejszych zagadnień techniki sanitarnej. Na temat ten ukazało się wiele publikacji niżej podpisanego w czasopiśmie „Gospodarka Wodna” oraz „Gaz, Woda i Technika Sanitarna”. Ostatnio pisałem w artykule pt. „Rola inżyniera sanitarnego w gospodarce wodnej”,²⁾ że najlepiej zbadany zakład oczyszczania ścieków, odpowiadający wymaganiom obowiązujących przepisów w chwili uruchomienia, nie spełni swego zadania, o ile nie będzie należycie prowadzona jego eksploatacja. A więc dla otrzymania właściwego efektu sanitarnego musimy zwrócić baczność uwagę nie tylko na projektowanie i budowę oczyszczalni ścieków, ale także na eksploatację, która jest powszechnie niedoceniana. Należyta zaś eksploatacja jest nie do pomyślenia bez dobrze zorganizowanej kontroli państwowej i bieżącego nadzoru techniczno-sanitarnego powołanych do tego władz. Zagadnienia te mają nie tylko znaczenie sanitarne, ale i poważne znaczenie w ekonomice przemysłowej i gospodarce komunalnej.

Ekonomia eksploatacji oczyszczalni ścieków

Wydaje się celowe przy tej okazji przypomnieć, jakie są koszty budowy i eksploatacji urządzeń oczyszczania ścieków i jaki jest stosunek tych kosztów do kosztów całej kanalizacji. Prof. B. B. Wiesiełowski (ZSRR) podaje w swym doskonałym podręczniku pt. „Kurs ekonomiki i organizacji gorodskowo choziajstwa” (1951) następującą tablicę kosztów budowy w % poszczególnych elementów kanalizacji:

Nazwa urządzenia	Przy mechanicznym oczyszcz.	Przy biologicznym oczyszcz.	Przy oczyszczaniu na polach igryrac.	Przy spuszczeniu ścieków bez oczyszcz.
Kolektory i sieć	66	52	58	82
Stacja przepompowań	15	12	12	12
Urządzenia oczyszczające	12	30	24	—
Urządzenia pomocnicze, admin. i domy mieszkalne	7	6	6	6
Razem	100	100	100	100

część, która w obecnej fazie wydaje się najbardziej aktualna do realizacji, ze względu na najbliższy okres rozwojowy. Zrozumiałą jest rzeczą, iż ich realizacja nie zaspokoi potrzeb organizacyjnych rozwijającego się śródlądowego transportu wodnego. Realizacja ich przyspieszy natomiast uzyskanie istniejącym przedsiębiorstwom żeglugowym zwiększonej sprawności organizacyjnej, tak dla potrzeb bieżących jak i przyszłych, co ma specjalne znaczenie wobec przewidywanego dalszego rozwoju dróg wodnych i żegluga śródlądowej w Polsce.

Prof. D. S. Czerkies³⁾ przytacza następujące interesujące dane o kosztach budowy i eksploatacji oczyszczalni ścieków.

Koszty budowy podstawowych urządzeń kanalizacji miast Moskwy i Charkowa (w % ogólnej wartości):

Podstawowe elementy kanalizacji	Moskwa	Charków	U w a g i
	procent ogólnej wartości budowlanej		
Sieć miejska	43,3	47,4	Duży kapitał
Stacje pomp i prze- wody tłoczne	5,6	4 6	Zaangażowany w budowę oczysz- czalni
Urządzenia do oczyszczania ścieków	46,0	48,0	
Pozostały majątek	1,4	—	
Razem	100	100	

Z tablicy tej wynika, że koszty budowy urządzeń do oczyszczania ścieków stanowią prawie połowę wszystkich kosztów budowy kanalizacji. Następną tablicę podaje koszty utrzymania sieci, stacji pomp i urządzeń do oczyszczania w tych samych miastach (dane z 1933 r.).

Podstawowe wydatki kanalizacji	Moskwa	Charków	U w a g i
	w % ogólnych kosztów eksploatacyjnych		
Utrzymanie sieci	33,7	28,5	Duże wydatki na eksploatację oczyszczalni
Wydatki na prowa- dzenie stacji pomp	14,6	22,7	
Utrzymanie urzq- dzeń do oczysz- czania	51,7	48,8	
Razem	100	100	

Widać stąd, że znów połowa kosztów eksploatacyjnych kanalizacji przypada na utrzymanie (eksploatację) urządzeń do oczyszczania. Nadmienić należy, że wyniesione oczyszczalnie pracują przy ogromnym przeciążeniu i przy obniżonym efekcie oczyszczania.

Prof. B. O. Botuk⁴⁾ przytacza interesujące porównawcze dane co do kosztów budowy i kosztów eksploatacji poszczególnych urządzeń do oczyszczania ścieków.

¹⁾ Streszczenie referatu na XXVIII Zjazd Naukowo-Techniczny Inżynierów i Techników P.Z.G.W. i T. Sanitarnych w Opolu, lipiec, 1952.

²⁾ „Gospodarka Wodna” nr 4/5 1951.

³⁾ „Kratkij spravocznik projektirowseńka kanalizacii” (1927).

⁴⁾ „Oczystka bytowych stocznych wod” (1949).

Koszty budowy na 1 m³ oczyszczonych na dobę ścieków

Nazwa urządzeń do oczyszczania	Koszt (ruble)	Nazwa urządzeń do oczyszczania	Koszt (ruble)
I. Mechaniczne oczyszczanie:		II. Biologiczne oczyszczanie:	
piaskowniki	1,0 — 2,0	pola irygacyjne	150,0 — 300,0
kraty	1,35 — 2,5	pola filtracyjne	75,0 — 125,0
sita	3,0 — 5,0	stawy biologiczne—samoistne oczyszczanie	25,0 — 35,0
osadniki	15,0 — 35,0	filtry biologiczne	60,0 — 90,0
dwupiętrowe osadniki	50,0 — 75,0	aerotanki	25,0 — 35,0
metan—tanki	15,0 — 25,0	chlorowanie (stacja dezynf. i zbiorniki kontaktowe)	4,0 — 6,0
poletka osadowa ze sztucznym podłożem	10,0 — 15,0	aerokoagulatory z regeneratarami	10,0 — 15,0
poletka osadowa bez sztucznego podłoża	3,0 — 4,0		

Koszty budowy na 1 mieszkańca korzystającego z kanalizacji

Nazwa urządzeń do oczyszczania	Koszt (ruble)	Nazwa urządzeń do oczyszczania	Koszt (ruble)
I. Mechaniczne oczyszczanie:		II. Biologiczne oczyszczanie:	
piaskowniki	0,20 — 0,40	pola irygacyjne bez wstępnego oczyszczania	25,0 — 40,0
kraty	0,25 — 0,50	pola filtracyjne bez wstępnego oczyszczania	8,0 — 15,0
sita	1,00 — 2,0	stawy biologiczne—samoistne oczyszczanie	3,5 — 5,0
osadniki	1,5 — 5,0	filtry biologiczne	7,5 — 10,0
dwupiętrowe osadniki	5,0 — 7,5	aerotanki	4,0 — 7,0
metan—tanki	2,0 — 3,5	aerofiltr	2,5 — 3,5
poletka osadowa ze sztucznym podłożem	1,5 — 2,5	chlorowanie (stacja dezynfekcyjna i zbiorniki kontaktowe)	0,75 — 1,0
poletka osadowa bez sztucznego podłoża	0,6 — 1,0	aerokoagulatory z regeneratarami	1,5 — 3,0

Koszty chlorowania ścieków płynnym chlorem wg danych Instytutu Wodnego:

przy dezynfekcji ścieków oczyszczanych na biofiltrach = 0,75 — 1,25 kop/m³,przy dezynfekcji ścieków po osadnikach = 2,5 — 3,0 kop/m³.

Poniższe dane pozwalają porównywać koszty eksploatacji i koszty budowy poszczególnych urządzeń do oczyszczania ścieków. Widzimy, że koszty eksploatacji są najwyższe przy filtrach biologicznych, natomiast jeśli chodzi o koszty budowy, to najdroższe są pola irygacyjne i filtracyjne.

Koszty własne oczyszczacza ścieków (z włączeniem amortyzacji) w szeregu urządzeń w ZSRR, obliczone w m³ oczyszczonych ścieków:

Miasto	Nazwa urządzeń	Obciążenie dobowe w m ³	Koszt oczyszczania 1 m ³ /kop	Uwagi
Leningrad	Sita „Riensch“ i spuszczenie do zatoki	13.000	3,2	
Moskwa	Kożuchowska stacja aeracji	56 000	6,0	
	Lublinieckie pola filtracyjne	100 000	4,0	
Odessa	Pola irygacyjne	70 000	4,7	
Charków	Filtry biologiczne	70.000	8,0	
Tula	Dwupiętrowe osadniki i biofiltry	10.860	2,5	bez amort.
Nikopol	Niepełne biologiczne oczyszczanie (aerokoagulatory)	34.500	6,5	
Nikołajew	Filtry biologiczne	30.000	8,2	
Cherson	Dwupiętrowe osadniki, chlorowanie, spuszczenie do rzeki	18.000	5,0	dane projektowe
Kijów	Pola irygacyjne	168.000	6,7	
	Niepełne oczyszczanie biologiczne (aerokoagulatory)	168.000	7,8	
Proskurów	Filtry biologiczne	8.000	12,0	

Docent G. G. S z i g o r i n⁵⁾ podaje w rublach następujące orientacyjne koszty za oczyszczanie 1000 m³ ścieków (wg cen z 1949 r.), bez amortyzacji:

Metoda oczyszczania ścieków	Skład urządzeń do oczyszczania	Wydatki na eksploatację 1000 m ³ przy wydajności zakładu w tys. m ³ na dobę			
		5,0	10,0	20,0	30,0
Mechaniczne oczyszczanie	Kraty, piaskowniki, dwupiętrowe osadniki, dezynfekcja	68,6	53,8	44,0	44,0
Biologiczne oczyszczanie	To samo i biofiltry	121,4	96,8	82,2	82,2
Biologiczne oczyszczanie	Kraty, osadniki, metan—tanki, aerotanki na pełne oczyszczanie	152,8	119,8	94,2	84,5

Ten sam autor podaje, że główny wydatek przy eksploatacji urządzeń oczyszczających przypada na płace, które w stosunku do ogólnych kosztów własnych oczyszczania ścieków (bez amortyzacji) stanowią:

- przy oczyszczaniu mechanicznym 42—52%,
- przy biofiltrach 44—53%,
- przy aerotankach 33—52%,
- przy polach irygacyjnych 87,5—88%.

Im większa jest ilość oczyszczanych ścieków, tym są stosunkowo mniejsze koszty na płace.

Koszty eksploatacyjne urządzeń do oczyszczania składają się z kosztów bezpośrednich i kosztów amortyzacyjnych. Koszty bezpośrednie obejmują wydatki: 1) na kierownictwo, 2) płace personelu obsługi, 3) bieżący i sto-

⁵⁾ „Kanalizacja — Oczyszczanie ścieków“ (1951).

sowany w razie niebezpieczeństwa remont, 4) na elektroenergię, 5) na materiały i 6) na transport. Zaznaczyć należy, że koszty remontu bieżącego wynoszą 2—8% wartości urządzeń.

Każdy kierownik oczyszczalni ścieków musi znać koszty eksploatacyjne własnego zakładu i innych zakładów o podobnych rozmiarach i typach. Może wtedy łatwiej sądzić o tym, czy jego zakład jest prowadzony racjonalnie pod względem ekonomicznym, tj. możliwie oszczędnie bez pogarszania efektu oczyszczania. Keefer ⁶⁾ podaje, że wiele czynników wpływa na koszty oczyszczania ścieków. Wśród tych najważniejszymi są:

- Rodzaj oczyszczalni.
- Konstrukcja jednostek oczyszczania.
- Rozmieszczenie jednostek oczyszczających.
- Wiek jednostek oczyszczania.
- Sprawność aparatury oczyszczania.
- Stosunek obciążenia zakładu do zdolności przepustowej zakładu.
- Stopień oczyszczania ścieków.
- Charakter i stężenie ścieków.
- Odpowiednie kierownictwo.
- Sprawność i zdolność personelu.
- Rozporządzalne środki obrotowe.
- Uposażenia i wynagrodzenia.
- Koszt materiałów i dostaw.

Powyższe elementy muszą być w każdym przypadku szczegółowo rozważane, aby zdać sobie sprawę z tego, jak formują się rzeczywiste koszty eksploatacji urządzeń oczyszczających.

Przy eksploatacji urządzeń do oczyszczania powstaje pytanie, czy teren do oczyszczania lub jego poszczególne jednostki jest wystarczający i czy nie zachodzi fakt nadmiernego obciążenia urządzeń przy różnych metodach oczyszczania ścieków. Dla orientacji przytaczam, że prof. Botuk podaje przykładowo wielkości terenu (w ha), potrzebne dla założenia tych lub innych urządzeń, w zależności od dobowej ilości ścieków:

Dobowa ilość ścieków (m ³)	Potrzebna wielkość terenu w ha dla różnych urządzeń do oczyszczania				
	Mech. oczyszczanie	Pola irygacyjne	Pola filtracyjne	Bio-filtr	Aerotanki
5000	0,7 — 0,5	150—100	50—30	3—2	1,2—1,0
10000	1,2 — 0,8	300—200	100—60	6—4	2,0—1,5
15000	1,5 — 1,0	450—300	150—90	9—6	2,5—1,85
20000	1,8 — 1,2	600—400	200—120	12—8	3,0—2,2
30000	2,5 — 1,6	900—600	300—180	18—12	4,5—3,0
40000	3,2 — 2,0	1000—800	400—240	24—16	6,0—4,0
50000	3,8 — 2,5	1500—1000	500—300	30—20	7,5—5,0
75000	5,0 — 3,75	2250—1500	750—450	45—30	10,0—7,5
500000	6,25 — 5,0	3000—2000	1000—600	60—40	12,5—10,0

Rozmiary terenu oczyszczalni zależą od systemu i stopnia koniecznego oczyszczania oraz typu wybranych urządzeń. Największy pod względem powierzchni teren przy wszystkich równych warunkach (ilość ścieków koncentracji, warunki klimatyczne) jest wymagany przy urządzeniu pól irygacyjnych, najmniejszy teren — przy urządzeniach do biologicznego oczyszczania ścieków w sztucznie wzmocnionych warunkach (aerotanki, aerofiltr).

Prof. D. S. Czerkies podaje również wielkości terenów, konieczne dla różnych metod oczyszczania ścieków (patrz tablica prawa szpalta od góry).

Wynika stąd w przybliżeniu, że przy oczyszczaniu ścieków na polach filtracyjnych potrzeba 10 razy mniejszej powierzchni terenu niż w przypadku pól irygacyjnych; przy biofiltrach — 10 razy mniejszej niż przy polach filtracyjnych. W przypadku pełnego oczyszczania ścieków w aerotankach dla ludności 60.000 potrzeba 1 ha terenu, tj. 2 razy mniej niż w przypadku biofiltrów. Przy mechanicznym oczyszczaniu (osadniki z poletkami do suszenia osadów) dla 120.000 mieszkańców potrzeba 1 ha (potrzebna powierzchnia jest tu 2 razy mniejsza niż przy aerotankach).

⁶⁾ C. E. Keefer — „Sewage treatment works“ (1940).

Zwiększenie zużycia wody na 1 mieszkańca zmienia stosunek na korzyść intensywnych metod oczyszczania.

Metoda oczyszczania ścieków	Na 1 ha	
	obciążenie dobowe w m ³ ścieków	liczba mieszkańców obsługiwanych przez oczyszcz.
Pola irygacyjne		
a) zraszanie rozpryskiwaniem	1,5	15
b) zraszanie deszczowe	3,0	30
c) zraszanie zwykłe	30 0	300
Stawy rybne	150	1500
Pola filtracyjne	300	3000
Biofiltr	3000	30000
Aerotanki	6000	60000
Osadzanie z przeróbką osadów	12000	120000

Obliczenie liczby mieszkańców zostało ustalone według zapotrzebowania wody 100l/osob. i dobę.

Niżej podana tablica jest opracowana przez N. G. Papię na podstawie schematów urządzeń według norm obciążenia:

Obciążenie na 1 ha przy różnych metodach oczyszczania ścieków

Metoda oczyszczania ścieków	Przy zużyciu wody 100 l/m. i d.		Przy zużyciu wody 200 l/m. i d.	
	Ilość ścieków m ³ /dobę	Liczba ludności	Ilość ścieków m ³ /dobę	Liczba ludności
1. Pola irygacyjne przy obciążeniu na 1 ha				
— 30 m ³ /d	25	250	25	125
— 40 „	35	350	35	175
— 50 „	40	400	40	200
2. Pola filtracyjne przy obciążeniu na 1 ha				
— 100 m ³ d	80	800	80	400
— 150 „	125	1250	125	625
3. Biofiltr	4500	45000	8000	40000
4. Aerotanki (pełne oczyszczanie)	7000 — 9000	70000 — 90000	11000 — 15000	55000 — 75000
5. Osadniki emulsyjne (z płytkami na osad)	10000	100000	15000	75000
6. Pionowe osadniki i metan — tanki z poletkami do osuszenia osadów	12000	120000	20000	100000

W podręczniku inżynierskim w dziale pt. „Oczyszczanie wód ściekowych“ (1930) podano, że orientacyjny koszt eksploatacji w zł/mieszk. rocznie wynosił (wraz z amortyzacją w nowoczesnych oczyszczalniach):

Kraty	0,13 — 0,22 zł/m/rocznie
Sita	0,65 — 1,15 zł/m/rocznie
Osadniki i fermentacja osadów	1,10 — 1,90 zł/m/rocznie
Osad czynny ze wstępny i końcowym oczyszczaniem	3,20 — 5,00 zł/m/rocznie

Dane te łatwo porównać z radzieckimi, np. sita w eksploatacji kosztują maksimum 115 groszy/mieszk. rocznie, czyli średnio 3,2 grosza za 1 m³, co odpowiada 3,2 kopiejkom w tablicy radzieckiej. W ten sam sposób można porównać inne pozycje.

Z powyższego wynika, że wybór najbardziej racjonalnej metody oczyszczania ścieków w każdym oddzielnym przypadku stanowi ważny problem ekonomiczny ze względu na koszty inwestycyjne jak i koszty eksploatacyjne. Szczególne znaczenie ma tu wykorzystanie osadów z oczyszczalni. Podosuszone osady służą do nawożenia pól. Gaz wydzielający się w metan-tankach (skład: 70% metanu i 30% CO₂), jako posiadający wysoką wartość kaloryczną, może być wykorzystany dla celów energetycznych, do ogrzewania kotłów i do motorów spalinyowych. Kwas węglowy może służyć do produkcji suchego lodu, substancje trujące idą do produkcji smarów, nadmiar czynnego osadu z aerotanków jest dobrym pokarmem dla bydła. Rozpatrywana jest też produkcja z czynnego osadu mas plastycznych.

Wszystkie te zagadnienia mają ścisły związek z eksploatacją, a dobrze postawione mogą się stać istotnym czynnikiem oszczędnej gospodarki, bo stwarzają dodatkowe dochody dla oczyszczalni. Aby należyście ocenić pod względem ekonomicznym wszystkie te formy utylizacji, jest rzeczą konieczną nagromadzenie i badanie praktycznego materiału z wielu zakładów oczyszczania ścieków. Należyte wykorzystanie osadów ściekowych w przyszłości może nie tylko pokryć wydatki i środki na utrzymanie kanalizacji, ale powinno mu się nadać wielkie znaczenie w gospodarce narodowej.

Nadzór techniczno-sanitarny nad urządzeniami oczyszczania ścieków

Podstawowym zadaniem urządzeń oczyszczania ścieków jest — jak wiadomo — oczyszczanie i unieszkodliwianie ścieków z doprowadzeniem ich do takiego stanu fizyczno-chemicznego i bakteriologicznego, aby je można było spuszczać do odbiornika bez obawy jego zanieczyszczenia i zatrucia.

Musimy stwierdzić, iż w większości przypadków szczególnie małe urządzenia pracują niezadowolająco, nie bacząc na to, że były zaprojektowane zgodnie z ustalonymi normami obliczeniowymi i zostały prawidłowo skonstruowane. Przyczyną niezadowolającej pracy urządzeń oczyszczających w ogóle, a w szczególności małych urządzeń, polegają na nieprawidłowo zorganizowanej eksploatacji, na niedostatecznym nadzorze techniczno-sanitarnym, a często i na zupełnym braku tego nadzoru.⁷⁾

Na zadowalającą pracę prawidłowo zaprojektowanych i zbudowanych urządzeń do oczyszczania ścieków można liczyć tylko w tym przypadku, jeśli nad nimi jest zorganizowany należyty nadzór techniczny ze strony osób, obznajmionych z podstawowymi warunkami pracy oddzielnych urządzeń i oczyszczalni jako całości, jak i podstawowymi wymaganiami eksploatacji. Te ostatnie sprowadzają się do przestrzegania norm i warunków, przyjętych za podstawę sporządzania projektów urządzeń oczyszczających.

Do obowiązków nadzoru technicznego należy regularne dozowanie całości urządzeń i prawidłowego funkcjonowania tak samych urządzeń do oczyszczania, jak i poszczególnych szczegółów: zasuw, koryta, przelewy, przewody odprowadzające osady, eżektory, kompresory, dmuchawy, przybory pomiarowe itp.

Nadzór techniczny jest obowiązany także prowadzić techniczną i biologiczną kontrolę drogą obserwacji jakości ścieków, wpływających z oddzielnych elementów urządzeń oczyszczających z uwzględnieniem ilości i jakości zatrzymanych osadów w urządzeniach różnych systemów. Według oceny otrzymanych danych określa się sprawność stacji oczyszczania jako całości i poszczególnych ogniw, a także zgodność otrzymanego efektu oczyszczania ścieków z postawionymi zadaniami sanitarnymi.

⁷⁾ Inż. E. S. Obuchow i inż. A. J. Żukow — „Nabliudienie i uchod za kanalizacjonnymi oczystnymi sooruzheniami“ (Moskwa 1938).

U w a g i k o ń c o w e

W ostatnich latach w gospodarce wodociągowo-kanalizacyjnej ZSRR zaszły duże techniczne zmiany. Na przykład, stacje oczyszczania ścieków zostały zamienione w wielkie zakłady, gdzie ścieki podlegają właściwej chemicznej i biologicznej przeróbce. Dzięki pracy wybitnych uczonych radziecka technika oczyszczania ścieków zajęła badające pierwsze miejsce w świecie. Ulepszenia w konstrukcjach i technologicznym procesie oczyszczania ścieków pozwalają przyspieszyć proces oczyszczania. W najbliższych latach mają być zrealizowane ważne problemy wprowadzenia normalizacji oddzielnych elementów urządzeń techniczno-sanitarnych (osadników, filtrów itp.), ulepszenie urządzeń oczyszczających ścieki, dalsza budowa fabryk dla produkcji koagulantów, chloratorów itp., także szersze zaprowadzenie pól irygacyjnych.

Rozwiązanie wielkich zadań oczyszczania ścieków i stałe wprowadzanie nowej, coraz bardziej udoskonalonej techniki w gospodarce komunalnej ZSRR, wymaga dalszego ulepszenia prac naukowo-badawczych, stałej pracy nad przygotowaniem kadr i podwyższeniu ich kwalifikacji, dalszego rozwoju socjalistycznego współzawodnictwa, rozwoju ruchu „stachanowskiego“, uzyskania przodującego doświadczenia i szerokiego rozpowszechnienia go w innych zakładach.

W polskiej gospodarce komunalnej oczyszczanie ścieków musi być również otoczone troskliwą opieką, a kontrola i nadzór techniczno-sanitarny muszą mieć charakter czynności, uznawanych powszechnie za niezbędne dla podniesienia stanu sanitarnego i ekonomicznego naszego kraju.

W n i o s k i z j a z d o w e

1. Biorąc pod uwagę ogromne znaczenie, jakie posiadają oczyszczanie ścieków miejskich i przemysłowych dla rozwoju przemysłu i zdrowia ludności, należy zwrócić większą uwagę nie tylko na projektowanie i budowę zakładów oczyszczania ścieków, ale także na ich właściwe prowadzenie i eksploatację.

2. W tym celu konieczne jest, aby właściwe władze, opierając się na ustawie o usuwaniu nieczystości wód opadowych (Dz. U. R. P. Nr 90, poz. 581, 1939 — tekst jednolity) oraz rozporządzeniu Ministra Gospodarki Komunalnej w sprawie określenia warunków, jakim powinny odpowiadać ścieki, wpuszczane do zbiorników wód powierzchniowych i do ziemi (Dz. U. R. P. Nr 41, poz. 371, 1950), zwiększyły kontrolę i nadzór techniczno-sanitarny nad wszelkimi zakładami oczyszczania ścieków, mając na uwadze nie tylko względy sanitarne, ale i względy oszczędnej gospodarki.

3. Prace badawcze (laboratoryjne i terenowe), które często prowadzą do wykrycia nowych sposobów oczyszczania ścieków i ulepszenia starych metod, powinny być stałym elementem działalności w zasadzie każdego zakładu oczyszczania ścieków i być popierane przez organy nadzorujące.

4. Doświadczenia z eksploatacji poszczególnych zakładów oczyszczania ścieków powinny być zbierane i udostępniane, aby z nich korzystać mogła zarówno nauka, jak i praktyka w celu stałego ulepszenia wyników eksploatacji i tym samym uzyskania racjonalnych podstaw projektowania zakładów oczyszczania ścieków.

5. Biorąc pod uwagę, iż właściwe prowadzenie zakładów oczyszczania ścieków zależy przede wszystkim od istnienia wyszkolonych kadr inżynierów sanitarnych, należy zwrócić się do Ministerstwa Szkolnictwa Wyższego, aby na Wydziałach Inżynierii Sanitarnej naszych politechnik i szkół inżynierskich położono duży akcent na kształcenie również w kierunku nadzoru techniczno-sanitarnego nad oczyszczalniami ścieków, w szczególności nad ich eksploatacją.

6. Licząc się z zupełnym brakiem rodzimej literatury fachowej w dziale oczyszczania ścieków miejskich i przemysłowych, inicjować i popierać wydawnictwa i publikacje, dotyczące projektowania, budowy, eksploatacji i kontroli zakładów oczyszczania ścieków. Należy tu zwrócić większą uwagę na udostępnienie najlepszych prac radzieckich z tego działu.

PRZEGŁAD WYDAWNICTW

Adam Tadeusz Troskoleński — *Hydromechanika techniczna*. Tom I, Warszawa, 1951. PWT.

Monografia, którą zamierzamy się tu zająć, była już w czasopiśmie krajowych kilkakrotnie omawiana. Rozpatrzono ją z kilku punktów widzenia, nie szczędząc jej Autorowi ani uwag krytycznych, ani też zasłużonej pochwały. Tutaj, mając na oku ogólne zainteresowania czytelników Gospodarki Wodnej rozpatrzmy podaną w monografii treść przede wszystkim z punktu widzenia jej przydatności dla potrzeb gospodarki wodnej.

Materiał monografii: 1. Terminologia monografii podzielona jest na trzy części, obejmując hydrostatykę, dynamikę cieczy idealnej (doskonałej) i dynamikę cieczy rzeczywistych, zawierającą dwa rozdziały: pierwszy obejmuje dynamikę cieczy lepkiej, zaś drugi poświęcony jest ruchowi burzliwemu.

Treścią monografii jest więc hydromechanika klasyczna oraz teoria ruchu burzliwego. Ponieważ teorii tego ruchu w ramach mechaniki klasycznej pomieścić nie można, przeto Autor mając kłopot z wyszukaniem odpowiedniego tytułu dla swego dzieła, zdecydował się przyjąć nazwę hydromechaniki racjonalnej. Jeżeli zważymy, że podany w rozdziale II opis ruchu burzliwego opiera się w znacznej mierze na „Podstawach Hydromechaniki Racjonalnej” prof. M. Broszki, dojdziemy do wniosku, że obaj Autorzy używają jednej i tej samej nazwy w odmiennym znaczeniu. Ponieważ wyrażenie „racjonalny” nie posiada ani w mowie potocznej ani też w nauce jednoznacznie określonego znaczenia, a ponadto budzi w umyśle skojarzenia ze słowami racja, racjonalizm i racjonalizacja, przeto dla uniknięcia nieporozumień i zawsze tu możliwych sporów, lepiej ograniczyć użycie tego słowa do rzadkich wyjątków.

Ustaliwszy tytuł dzieła, musiał Autor z konieczności zmienić nazwę dla teorii prof. Broszki i przedstawia ją w dwóch rzutach, odpowiadających dwu okresom jej rozwoju. Dla okresu pierwszego przyjmuje nazwę teorii fenomenologicznej, zaś dla drugiego nazwę teorii racjonalnej.

Aby zrozumieć, na czym polega niewłaściwość użytych tu nazw, zważmy, że współczesne teorie ruchu burzliwego opierają się na analogiach, zachodzących między zjawiskiem burzliwości a ruchem ciepła. Otóż niektórzy fizycy (np. Georg Joes — *Lehrbuch der theoretischen Physik* — Wyd. V. Lipsk 1943) dzielą nazwę o ciepła na dwie części, a mianowicie na fenomenologiczną (obejmującą m. in. także prawa dyfuzji) oraz statystyczną. Zgodnie z powyższym podziałem mówi się dziś w nauce o dyfuzyjnej teorii ruchu burzliwego i statystycznej teorii tego ruchu. (Dodajmy dla uzupełnienia, że istnieje również możliwość rozwinięcia teorii burzliwości w oparciu o prawa elektromagnetyki. Próby w tym kierunku były niejednokrotnie podejmowane (por. m. in. A. Brill — *„Einführung in die Mechanik raumerfüllender Massen“* — Lipsk, Berlin 1909), jednak dotychczas jeszcze teorii poprawnej — można ją krótko nazwać teorią dipolową — nie znamy). W czasie gdy prof. Broszko rozpoczynał prace nad swoją teorią, nie miał do dyspozycji żadnej, ustalonej terminologii; musiał ją więc z konieczności sam utworzyć. Przyjęte w tym celu nazwy uległy jednak z biegiem lat widocznej dezaktualizacji i dziś nie są zbyt zgodne z nazwami współczesnymi. (Ustaleniem terminologii ruchu burzliwego powinny się u nas zająć czynniki kompetentne, a więc Polska Akademia Nauk lub Polski Komitet Normalizacyjny, inaczej sprawa ta będzie u nas źródłem ustawicznych nieporozumień. Na podstawie podanych wyjaśnień możemy powiedzieć, że „Podstawy Hydromechaniki Racjonalnej” zawierają po prostu wstęp do dyfuzyjnej teorii ruchu cieczy. Sądze, że ostatnio podany tytuł mówi znacznie więcej o zawartej w „Podstawach” treści niż tytuł dotychczasowy. Przedstawiona w „Hydromechanice racjonalnej” część „fenomenologiczną” lepiej więc nazwać wprost teorią starszą, zaś część „racjonalną” teorią nowszą.

Aby zakończyć uwagi o terminologii, zapytajmy: czy nie byłoby lepiej mało mówiącą nazwę „ruch Couette’a” zmienić na lepiej informujące określenie „opływ Couette’a”?

2. **Hydromechanika klasyczna.** Ustępy poświęcone hydromechanice klasycznej a obejmują-

ce z górą 80% treści całego tomu pierwszego są najlepszą częścią monografii. Jeżeli pominiemy nieliczne usterki, wskazane już w innych recenzjach, dość zresztą drobne, to będziemy musieli przyznać, że Autor osiągnął tu znaczny, a w naszych warunkach bardzo rzadki sukces naukowy. Rzadkość tego sukcesu polega na tym, że w związku z ukazaniem się „Hydromechaniki racjonalnej” obchodzi cicho swój srebrny jubileusz „Hydromechanika” tegoż Autora, wydana w r. 1925 z przedmową ś. p. prof. M. T. Hubera. Dodajmy także, że obecne rozszerzone wydanie uwzględnia w należytej skali potrzeby współczesnej gospodarki wodnej.

3. **O ruchu burzliwym.** Rozdział o ruchu burzliwym posiada pewne braki. Podanych w nim informacji nie można bez zastrzeżeń przyjąć do wiadomości. Wywody teoretyczne są tam oparte na teorii prof. Broszki. Nie jest jednak zanotowany fakt, że oryginał tej teorii uległ w powstaniu warszawskim całkowitej zagładzie, a rekonstrukcja ogłoszona w „Podstawach hydromechaniki racjonalnej” z 1948 r. nie jest zupełna. Teoria oryginalna musiała zawierać równania ruchu laminarnego i burzliwego wyprowadzone „racjonalnie”, tzn. że opierała się z jednej strony na równaniach mechaniki, a z drugiej na analogiach, zachodzących między zjawiskami burzliwości cieczy i ruchu ciepła. Była napewno rozwinięta poprawnie, a tymczasem odpowiednie wywody Autora cechy tej niestety nie posiadają. Uwadze bystrego czytelnika nie może ucieść np. fakt, że w równaniu (III, 79) na str. 285 te człony, przy których stoi współczynnik dyfuzji, przedstawiają na mocy prawa przemienności, zastosowanego do iloczynów występujących po prawej stronie równań (III, 77) gradient rozbieżności wektora prędkości (tzn. $\text{grad div } v$). Z warunku ciągłości wiadomo, że rozbieżność ta jest równa zeru ($\text{div } v = 0$), czyli te człony te znikają. Pociągają to za sobą daleko idące konsekwencje stawiające wartość w ten sposób przedstawionej teorii pod znakiem zapytania. Lepiej było podać równania ruchu bez wyprowadzenia. W jednym z następnych tomów Hydromechaniki Technicznej trzeba będzie podać w erratach do tomu I odpowiednie wyjaśnienia. Z innych uzupełnień należałoby zdaniem recenzenta uwzględnić: a) opis metody dynamicznego podobieństwa i praktyczne znaczenie liczb znamiennych oraz b) znaczenie dyfuzyjnej teorii ruchu burzliwego dla gospodarki wodnej.

Na ten temat podamy kilka uwag podkreślających praktyczną wagę proponowanych uzupełnień.

a) O podobieństwie dynamicznym. W nauce o ruchu cieczy rzeczywistych ważną rolę odgrywa metoda rozumowania prosta i nadzwyczaj płodna w zastosowaniach, choć jeszcze i dzisiaj nie zawsze należycie doceniana metoda dynamicznego podobieństwa. Poświęcił jej dużo uwagi M. Smoluchowski („O metodzie podobieństwa dynamicznego i jej zastosowaniach w mechanice cieczy i gazów” — *Prace matematyczno-fizyczne* t. XV. 1904), zaznaczając, że w przypadku gdy rozwiązanie ogólnych równań przedstawia duże trudności można przy jej pomocy otrzymać a priori wnioski zupełnie rozsądne i w ten sposób uzyskać podstawę do skontrolowania, rozszerzenia i uogólnienia praw empirycznie znalezionych. Szczególnie w tych przypadkach praktycznie ważnych, gdy zachodzi zupełny brak ścisłej teorii, można posłużyć się tą metodą dla wyświetlenia wielu ważnych kwestii. Przez zastosowanie tej metody np. do równań ruchu burzliwego można otrzymać liczbę znamienną

$$L_z = \frac{sv'v'}{v v_z}$$

która byłaby „dyfuzyjnym” odpowiednikiem liczby znamiennej Reynoldsa, nie podlegającym uproszczeniu na $\frac{vs}{v}$. Trzeba wyraźnie zaznaczyć, że liczba ta jest tutaj tylko pustą formą, której wartość liczbową musi być doświadczalnie określona. Z doświadczeń tych okaże się zapewne, że L_z jest funkcją położenia tzn. dla przepływów burzliwych przez kołowe rury prostosłupowe o stałym promieniu R wystąpi zależność jej od współrzędnej walcowej r .

b) O praktycznym znaczeniu teorii ruchu burzliwego. Z dyfuzją pędu łączy się też burzliwe przenoszenie wszelkich substancji, zawartych w płynącej cieczy, a więc różnych domieszek zawieszin, rozpuszczonych w niej roztworów przemysłowych, osadów dennych, brzegowych, odsypisk itd. Zagadnienia związane z ruchem takich substancji w przewodach naturalnych i sztucznych mają więc dla gospodarki wodnej niezwykle doniosłe znaczenie. Dużo prac poświęconych teorii i praktyce burzliwości ogłosił m. in. znany badacz W. M. Makkawiejew. (Por. rozprawę tego autora o dyfuzyjnej teorii burzliwości, ogłoszoną z podaniem literatury w Izw. Akad. Nauk OTN nr 2/1952).

4. Uwagi końcowe. Interesująco zapowiadają się dwa następne tomy monografii (Hydraulika i Hydrometria). Jaki będzie układ ich treści, zobaczymy, gdy książki te wyjdą z druku. W każdym razie już z samych tytułów tych dzieł można wnosić, że mają tworzyć w trzech tomach logicznie pomyślaną całość, która służyć będzie inżynierom, technikom i studiującej młodzieży doświadczoną radą i pomoże w praktyce realizować hasło współczesnej nauki: od doświadczeń do teorii i od teorii do zastosowań praktycznych. Zważywszy, że pierwszy tom tej całości — mimo wskazanych tu usterek, dotyczących kilku ostatnich kartek — jest poważnym sukcesem nie tylko Autora monografii, ale także Państwowych Wydawnictw Technicznych, które tę monografię wydały, spodziewamy się, że taki sam sukces przyniosą Autorowi i instytucji wydawniczej także dwa następne tomy, na których publikację czeka już bardzo wielu odbiorców.

Aby znaczenie tego sukcesu należycie ocenić, przypomnijmy, że na „Hydromechanicę” Autora z r. 1925 wychowały się całe „pokolenia” naszych hydrotechników i inżynierów. Był to wysokiej klasy podręcznik hydromechaniki technicznej, z którego korzystali też wykładowcy tego przedmiotu w szkołach i uczelniach różnego typu. Wobec powyższego zrozumiałe są nadzieje, jakie zapowiedź wydania dalszych tomów monografii budzi u naszych czytelników. Nazwisko Autora daje bowiem z góry gwarancję, że Jego Hydromechanika Techniczna cieszyć się będzie u nas znacznym powodzeniem.

Dr Stanisław Bodaszewski

BIBLIOGRAFIA HYDROLOGICZNA 1949

Warszawa 1952. Wydawnictwa Komunikacyjne. Str. 104.

Po wieloletniej przerwie, spowodowanej wojną, Państwowy Instytut Hydrologiczno-Meteorologiczny wznowił wydawanie „Bibliografii Hydrologicznej”, której pięć pierwszych zeszytów wyszło przed wojną.

„Bibliografia” wydawana jest z inicjatywy Międzynarodowej Asocjacji Hydrologii Naukowej w układzie jednolitym dla wszystkich krajów należących do Asocjacji.

Treść rocznika podzielona jest na następujące działy:

- I. Hydrometeorologia.
- II. Wody płynące.
- III. Jeziora i bagna.
- IV. Lodowce.
- V. Wody podziemne i źródła.
- VI. Bilans wodny.
- VII. Prace treści ogólnej.
- VIII. Varia.

Aczkolwiek jest to bibliografia hydrologiczna, to jednak zawiera niemal wszystkie ważne prace (książki, broszury, artykuły) z dziedziny gospodarki wodnej i hydrotechniki, i stanowi przewodnik po literaturze technicznej tych dziedzin.

W druku znajdują się dalsze roczniki za lata ubiegłe 1939 — 1944 i 1945 — 1948 oraz lata następne.

Z. M.

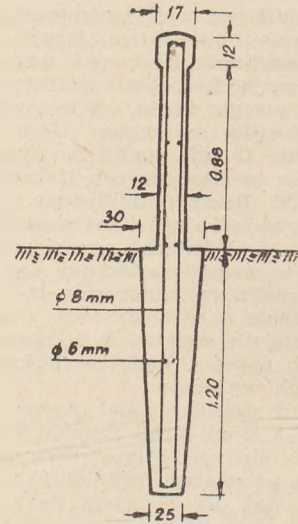
MURY ŻELBETOWE DLA OCHRONY PRZECIWPOWODZIOWEJ

Ochrona przeciwpowodziowa rzeki Cisy (Węgry) stawia trudne problemy obwałowania w miejscach, gdzie trasa wałów jest zbyt zwężona przy rzece, tam bowiem

wały zwykle nie mogły być wzniesione z powodu braku przestrzeni. Wały istniejące osiągnęły tylko najwyższy poziom zalewowy. Dla większego bezpieczeństwa zastosowano na tych wałach, wzdłuż zagrożonych odcinków, żelbetowe ściany ochronne 1 m powyżej najwyższego poziomu zalewowego. Projektowanie ich miało uwzględniać następujące zagadnienia:

- wybór najkorzystniejszego przekroju poprzecznego ściany,
- stateczność profilu,
- przelewy i przejazdy,
- szwy dylatacyjne,
- ekonomiczność budowli.

W zależności od rodzaju gruntu dobierano odpowiedni przekrój poprzeczny, a więc w gruncie związłym zastosowano przekrój w kształcie litery „I”, zaś w gruncie luźnym — odwrócone „T”.



Rys. 1

Stateczność ściany „I” (rys. 1) jest liczona jak stateczność ścianki szczelnej. Potrzebną głębokość zagłębienia znajduje się z równania Krey'a

$$v^4 - 2C(n+3)v^2 - 6C(1+n)v - 4C^2n = 0,$$

gdzie: $v = h_b : h$ (rys. 2),

n — współczynnik bezpieczeństwa (1—2),

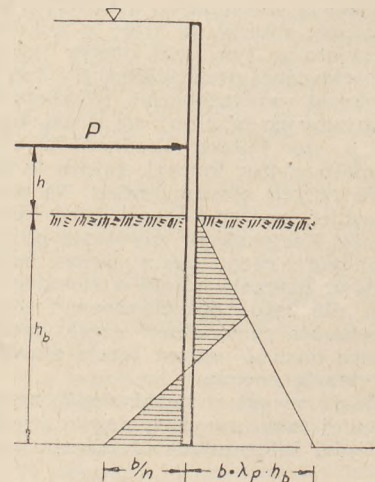
$$C = \frac{P}{\gamma \lambda_p h^2}$$

P — wypadkowa parcia wody,

γ — ciężar własny gruntu w t/m^3 ,

$$\lambda_p = tg^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \text{ — odpór ziemi,}$$

φ — kąt tarcia wewnętrznego gruntu.



Rys. 2

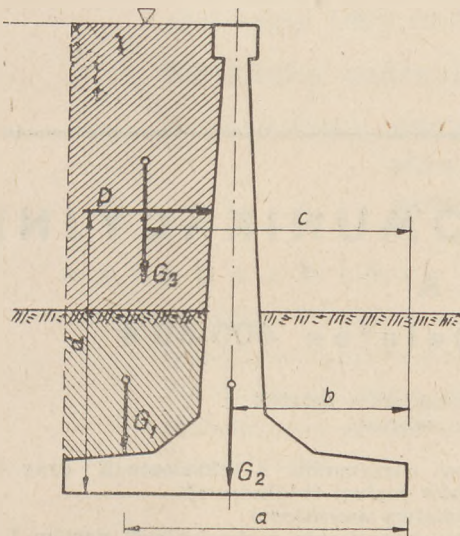
Największy moment zginający oblicza się według Popowa, traktując przekrój jako belkę zamocowaną jednym końcem sprężystie w podłożu.

$$M_{max} = P \left[h + \frac{2}{2} \sqrt{\frac{2P}{\gamma(P - \lambda_a)}} \right]$$

gdzie: $\lambda_a = tg^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ — czynne parcie ziemi.

Przy obliczaniu stateczności ściany „T” (rys. 3) poma się odpór ziemi; warunki równowagi określa równanie

$$G_{1a} + G_{2b} + G_{3c} = n P d \quad (n \geq 1,5).$$



Rys. 3

Szwy dylatacyjne przyjmowano z reguły co 12 m. Wykonywano je dwoma sposobami. W pierwszym przypadku w miejsce projektowanego szwu wstawiano rurę blaszana z bocznymi skrzydłami i po stężeniu betonu wyciągano ją, a otwór zalewano asfaltem. W drugim przypadku zamiast usuwanej rury stosowano smołowany papier.

Dzięki zastosowaniu przenośnego deskowania, dla 5200 m² powierzchni muru zużyto tylko 10 m³ drzewa.

Z uwagi na to, że wielkość zanurzenia ściany była różna i istniała możliwość powstawania dodatkowych naprężeń, stosowano zbrojenie obliczane dla każdego odcinka muru oddzielnie.

Problem przelewów i przejazdów rozwiązano przez zastosowanie żelbetowych ścianek zakładanych.

Załączona tablica podaje dane porównawcze ścian ochronnych wykonanych w kilku miejscowościach Węgier.

Typ ściany Miejscowość	Typ „I”		Typ „T”	
	Poroszló	Kisar 1	Kisar 2	Batar
Długość całkowita m	2450	40	228	120
Wysokość nad pow. m	1,0	0,5—0,7	1,30	1,15—1,50
Wysokość całkowita m	2,2—2,8	1,3—1,5	2,20	1,95—2,30
Objętość betonu m ³ /mb muru	0,5	0,27	0,56	0,48—0,56
Zbrojenie kg/mb muru	16	8,4	25,3	29,4
Deskow. m ³ /mb muru	0,004	0,0035	0,044	0,028
Koszty foryrtów/mb muru	186	110	356	238

(„Vizügi Közlemények”, I—1951).

Inż. Maria Minkiewicz

K R O N I K A

III WALNY ZJAZD DELEGATÓW NOT

W dniu 30.IX.1952 r. odbył się w Warszawie III Walny Zjazd Delegatów Naczelnej Organizacji Technicznej. Zjazdowi przewodniczył — po zagajeniu przez prezesa NOT, kol. B. Rumińskiego — kol. J. Dickman.

Głównym zadaniem Zjazdu, odbywającego się bezpośrednio po II Kongresie Inżynierów i Techników Polskich, było uchwalenie nowego statutu NOT, otwierającego nowy okres w pracy stowarzyszeń technicznych. § 4 nowego statutu NOT głosi: „Celem NOT jest podnoszenie poziomu zawodowego kadr technicznych i organizowanie walki inżynierów i techników o postęp techniczny w służbie budownictwa Polski Socjalistycznej”. Wg nowych statutów NOT i stowarzyszeń pracy ich zostaje przeniesiona głęboko w teren, do najbardziej nawet odległych zakątków naszego kraju. Słuszność tej zmiany statutów jest jasna, gdy uprzątniemy sobie, że walczyć o postęp techniczny — w myśl wskazań wytycznych II Kongresu Inżynierów i Techników — najlepiej można i należy przede wszystkim na placu budowy, w zakładzie pracy, w bezpośrednim zetknięciu się z produkcją. Ten nowy styl pracy, bardziej bezpośrednio związanej z terenem, uzasadnia również bardziej bliską i ściślejszą współpracę stowarzyszeń technicznych ze związkami zawodowymi. Referat przewodniczącego CRZZ W. Kłosiewicza na II Kongresie, duża część referatu wiceprzewodniczącego PKPG Ministra E. Szyra oraz dyskusja na Kongresie i III Zjeździe wyraźnie wskazują na konieczność codziennej współpracy inżynierów i techników z robotnikami w realizacji Narodowych Planów Gospodarczych. Współzawodni-

ctwo pracy łącznie z brygadami inżynieryjno-robotniczymi oraz ruch racjonalizatorstwa i wynalazczości — oto zasadnicze elementy postępu technicznego; rola inżynierów i techników w tej współpracy robotniczo-inżynierskiej powinna być bliżej określona regulaminami w poszczególnych zakładach pracy, jak również naświetlana na łamach prasy technicznej.

Na III Walnym Zjeździe Delegatów NOT była wyrażona postawiona rola czasopism technicznych w walce o postęp techniczny. Z uznaniem należy ocenić poświęcenie znacznej uwagi Zjazdu zagadnieniu czasopism technicznych i ich roli. Ze swej strony pragniemy podkreślić słuszność wypowiedzi w dyskusji o udziale usprawnienia kolportażu i czytelnictwa czasopism technicznych; szczególnie słuszny wydaje się dezyderat kol. Zgierskiego wprowadzenia prenumeraty czasopism jako części składki członkowskiej — w ten sposób przejęty kolportaż czasopism technicznych przez stowarzyszenia dawałby gwarancję docierania do wszystkich członków NOT odpowiednich czasopism.

III Walny Zjazd Delegatów NOT, po sprawozdaniu sekretarza generalnego kol. J. W. Czarnowskiego, przewodniczącego Głównej Komisji Rewizyjnej kol. T. Czaplickiego i po przeprowadzonej dyskusji, uchwalił udzielenie absolutorium dla ustępujących władz NOT, po czym dokonał wyboru nowych władz w składzie:
1. Przewodniczący Rady Głównej — kol. Witold Wierzbicki, prezes Zarządu Głównego Polskiego Związku Inżynierów i Techników Budownictwa i wiceprezes Polskiej Akademii Nauk,
2. Członkowie Rady Głównej NOT — kol.: Franciszek Apryas (SIT Górna.), Stanisław Bartoszewicz (PZITB),

Witold Biernawski (SIMP),
Jan Wacław Czarnowski (SEP),
Bolesław Jaszczuk (SEP),
Dionizy Gajewski (SEP),
Wincenty Musiałek (SITP Hutn.),
Zbigniew Muszyński (SIMP),
Witold Nowacki (PZITB),
Michał Odlanicki (ZMRP),
Mieczysław Popiel (SITP Chem.),
Anna Świętorzecka (SITP Roln. i Spoż.),
Stanisław Urbanczyk (SITP Włók.),

3. Zastępcy członków Rady Głównej — kol.
Tadeusz Czaplicki (SEP),
Jan Gąbik (SIT Gór.),
Bolesław Peretiatkowicz (SITP Roln. i Spoż.),
Stanisław Podkowa (SIMP),
Jan Piotrowski (SIMP),
Jerzy Rykowski (SITL i D),
4. Członkowie Głównej Komisji Rewizyjnej:
Józef Lewon (SITP Roln. i Spoż.),
J. Poniński (ZMRP),
Stanisław Grzymałowski (SIMP),

P. P. WYDAWNICTWA KOMUNIKACYJNE W A R S Z A W A

ul. Kazimierzowska 52, telefon 400-60/4

poszukuje etatowych i półetatowych redaktorów książek
oraz asystentów redaktorów z zakresu:

- 1) wszystkich służb kolejnictwa (ruchu, mechaniczna, drogowa, elektrotechniczna);
- 2) budowy i utrzymania dróg kołowych;
- 3) budowy, utrzymania i eksploatacji kamieniołomów i klinkierni drogowych;
- 4) transportu drogowego oraz budowy i eksploatacji pojazdów mechanicznych (samochodów, ciągników itd.);
- 5) budowy, utrzymania i eksploatacji dróg wodnych i statków żeglugi śródlądowej;
- 6) rybołówstwa morskiego;
- 7) budowy, utrzymania i eksploatacji portów i statków morskich;
- 8) poczty oraz budowy, utrzymania i eksploatacji urządzeń telekomunikacyjnych i radiostacji;
- 9) lotnictwa.

Miejsce pracy Warszawa i Gdańsk.

**INFORMACJI ZASIĘGAĆ MOŻNA w Centrali WK
w Warszawie i w Oddziale Morskim WK w Gdańsku-
Wrzeszczu, Al. Wojska Polskiego 13, tel. 424-17.**

**KANDYDACI PROSZENI SĄ o składanie lub nadsyłanie
życiorysów do Sekcji Kadr P. P. Wydawnictwa Komu-
nikacyjne.**

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — inż. MARIAN CHUDZYŃSKI

**REDAKTORZY DZIAŁOWI: inż. BOLESŁAW CZERNY, inż. ZDZISŁAW MIKULSKI,
inż. ANTONI OBUCHOWSKI, inż. KAZIMIERZ PUCZYŃSKI, inż. ADOLF RIEDEL,
inż. TADEUSZ SUSZCZEWSKI, inż. JAN WOKROJ**

**SEKRETARZ REDAKCJI — HALINA MIKULSKA
REDAKTOR TECHNICZNY — JÓZEF IZYCKI**

Redakcja i Administracja: Warszawa, ul. Czackiego 3/5. Tel. 8-95-10.

BIBLIOTEKI NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

BIBLIOTEKA GŁÓWNA — WARSZAWA, CZACKIEGO 3/5

P o s i a d a:

Czytelnię czasopism

obejmującą 1400 tytułów czasopism technicznych

bibliotekę podręczną

z działami: **encyklopedii** w 450 voluminach
słowników „ 150 „
podręczników podstawowych „ 550 „

k s i ę g o z b i ó r

w ilości 10.000 voluminów, obejmujący wydawnictwa techniczne, techniczno-gospodarcze i literaturę marksistowską.

Biblioteka uzupełnia stale swój księgozbiór wszelkimi nowymi publikacjami technicznymi polskimi, zagranicznymi, jak również wydawnictwami antykwarycznymi.

B I B L I O T E K A I C Z Y T E L N I A

czynne są codziennie w dni powszednie w godzinach 9 — 19

BIBLIOTEKI ODDZIAŁOWE NOT

w Białymstoku	w Kielcach	w Płocku
w Bydgoszczy	w Krakowie	w Poznaniu
w Częstochowie	w Lublinie	w Rzeszowie
w Gdańsku	w Łodzi	w Szczecinie
w Gliwicach	w Olsztynie	w Wałbrzychu
w Katowicach	w Opolu	w Wrocławiu

są zaopatrzone

w literaturę techniczną **polską i zagraniczną**

posiadają

księgozbiory, obejmujące wydawnictwa techniczno-gospodarcze, ogólnotechniczne i branżowe oraz literaturę marksistowską

są dobrze zaopatrzone

w techniczne czasopisma polskie i zagraniczne, w szczególności radzieckie.

I N F O R M A C J E

w sprawie rozpowszechniania w roku 1953 „Prac Instytutów Naukowo-Badawczych”, wydawanych przez Państwowe Wydawnictwa Techniczne

Podobnie jak w roku 1952, „Prace Instytutów Naukowo - Badawczych” będą rozprowadzane w roku 1953 systemem abonamentowym.

Zakłady pracy, instytucje i osoby prywatne, które pragną zapewnić sobie otrzymywanie kolejnych zeszytów „Prac INB” w roku 1953, muszą przesłać zamówienie na ich dostawę pod adresem:

Księgarnia Techniczna „Domu Książki” Warszawa, ul. Bracka 20.

Zamówienia należy składać na formularzach, które na żądanie są dostarczane bezpłatnie przez tę księgarnię oraz przez wszystkie instytuty publikujące swoje „prace”.

W przypadku braku formularzy należy złożyć zamówienie pisemne podając:

- a) dokładny adres zamawiającego,
- b) pełną nazwę instytutów, których „Prace” mają być dostarczane,
- c) serię „Prac” (w przypadkach gdy są wydawane w seriach),
- d) ilość egzemplarzy zamawianych „Prac” — oddzielnie dla każdego instytutu.

Przesłane zamówienie zobowiązuje do odbioru i opłacania wszystkich zeszytów (albo tylko zeszytów zamówionej serii), wychodzących w ramach planu wydawniczego danego instytutu na rok 1953.

Na podstawie zamówień księgarnia „Domu Książki” będzie wysyłać zamawiającemu kolejne zeszyty „Prac INB” z roku 1953.

Przesyłka nastąpi w miarę ukazywania się poszczególnych zeszytów **za zaliczeniem pocztowym z doliczeniem kosztów przesyłki.**

Księgarnia będzie dostarczać — również na zamówienie — poszczególne zeszyty „Prac INB” z roku 1951 i 1952 w przypadku posiadania ich na składzie.

W roku 1953 będą w obrocie księgarskim „Prace” następujących instytutów:

- 1) Głównego Instytutu Górnictwa w seriach:
 - A. Górnictwo (obejmując: górnictwo właściwe mechaniczną przeróbkę węgla, petrografię, geologię węgla itp.).
 - B. Koksownictwo i badania węgla (obejmując: koksownictwo, wytlewanie, chemiczną przeróbkę węgla i węglowodórnych, badania nalityczne itp.).
 - 2) Instytutu Ekonomiki i Organizacji Przemysłu (dawniej Głównego Instytutu Pracy) w seriach:
 0. Zagadnienia ekonomiki i organizacji pracy — ogólnoprzemysłowe,
 01. Zagadnienia ekonomiki i organizacji pracy — w przemyśle ciężkim,
 02. Zagadnienia ekonomiki i organizacji pracy — w przemyśle lekkim,
 03. Zagadnienia ekonomiki i organizacji pracy w rolnictwie oraz w przedsiębiorstwach przemysłu rolnego i spożywczego.
- Uwaga:** Pożądane jest, aby abonenci poszczególnych serii „01”, „02” lub „03” zamawiali również serię „0”.
- 3) Instytutu Naftowego w seriach:
 - A. Kopalnictwo,
 - B. Rafinerie.
 - 4) Instytutu Techniki Budowlanej w seriach:
 - I. Materiały Budowlane,
 - II. Konstrukcje Budowlane,
 - III. Drogi i Mosty.
 - 5) Instytutu Urbanistyki i Architektury w seriach:
 1. Architektoniczna,
 2. Urbanistyczna,
 3. Tereny zieleni i układy wieloprzestrzenne
 - 6) Centralnego Instytutu Ochrony Pracy,
 - 7) Instytutu Budownictwa Mieszkaniowego,
 - 8) Instytutu Celulozowo-Papierniczego,
 - 9) Instytutów podległych Ministerstwu Przemysłu Chemicznego,
 - 10) Instytutu Elektrotechniki,
 - 11) Instytutów Mechaniki (łącznie wydawnictwo Instytutów: Metaloznawstwa i Aparatury Naukowej, Obrabiarek i Obróbki Skrawaniem, Obróbki Plastycznej),
 - 12) Instytutu Mechanizacji Górnictwa,
 - 13) Instytutu Metalurgii,
 - 14) Instytutu Odlewnictwa,
 - 15) Instytutu Organizacji i Mechanizacji Budownictwa,
 - 16) Instytutu Przemysłu Rolnego i Spożywczego.
 - 17) Instytutu Włókiennictwa,
 - 18) Przemysłowego Instytutu Telekomunikacji.
- Ponadto można składać zamówienia na „Prace” niżej podanych instytutów; wydawanie drukiem „Prac” tych Instytutów jest uzależnione od dostatecznej ilości zamówień:
1. Instytutu Jedwabiu Naturalnego,
 2. Instytutu Przemysłu Włókien Łykowych,
 3. Instytutu Techniki Ciepłej,
 4. Instytutu Technologii Krzemianów,
 5. Instytutu Wzornictwa Przemysłowego,
 6. Laboratorium Kolorystycznego.