

GOSPODARKA WODNA



MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI
I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XI

WARSZAWA, GRUDZIEŃ 1951 r.

Nr 12

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

TREŚĆ

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

Doniosłe Uchwały Rządu Rzeczypospolitej dla rozwoju dróg wodnych w Polsce	437
Inż. Jan Wokroj — Socjalistyczne metody walki z powodziami	438

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

Inż. Zygmunt Sochoń — Wpływ intensyfikacji rolnictwa i leśnictwa na bilans wodny dorzecza	441
Dr Inż. Julian Lambor — Metoda jednoczesnego wyznaczania trzech niewiadomych krzywej konsumcyjnej (dokończenie)	446
Prof. Dr Edward Stenz i Inż. Zdzisław Mikulski — Pomiary przenikalności promieniowania słonecznego w jeziorach i ich zastosowanie	448

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

Inż. Bolesław Rudnicki — Projektowanie zbiorników wieloletniego wyrównania	452
Prof. Inż. Aleksander Potyrała — Jeszcze w sprawie nowoczesnych holowników rzecznych	459
Wspomnienie pośmiertne	461
Przegląd wydawnictw	462

СОДЕРЖАНИЕ

SOMAIRE

CONTENTS

Важные постановления Польского Правительства для развития водных путей в Польше,

Социалистические методы борьбы с наводнениями.

Влияние интенсификации агрокультуры и лесоводства на водный баланс речного бассейна,

Метод единовременного определения 3-х неизвестных кривой дебитов.

Измерения проникания солнечной радиации в озерах и их применение,

Проектирование водохранилищ многолетнего выравнивания дебитов,

Еще по вопросу новых речных буксиров,

Обзор печати,

Decisions importantes du Gouvernement Polonais concernant le developpement des voies navigables en Pologne.

Méthodes socialistiques de lutte contre les inondations.

Influence de l'intensification de l'agriculture et de la sylviculture sur le balance d'eau dans les bassins fluviaux.

Méthode de définition simultanée des 3 inconnues de la courbe des débits.

Mesurage de la pénétrabilité de la radiation solaire dans les eaux de lacs et son application.

Projetation des retenues d'eau de compensation à long terme.

Encore au sujet des remorqueurs modernes fluviaux.

Revue des publications.

Important statements of the Polish Government concerning the development of water-ways in Poland.

Socialistic methods of fighting against the floods.

Influence of the intensification of agriculture and sylviculture upon the water-balance in a river basin.

Method of simultaneous defining the 3 unknowns of the water flow curve.

Measurements of the penetrability of the sun radiation in lakes and application of their results.

Designing of water reservoirs of many years compensation.

Some further notices in the matter of modern river tug-boats.

Review of publications.

GOSPODARKA WODNA

MIESIĘCZNIK

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XI

WARSZAWA, GRUDZIEŃ 1951 R.

Nr 12 (61)

DZIAŁ I – PLANOWANIE, ORGANIZACJA

Doniosłe uchwały Rządu Rzeczypospolitej dla rozwoju dróg wodnych w Polsce

Prezydium Rządu powzięło w dniu 15 września 1951 r. dwie doniosłe Uchwały w sprawie dalszej rozbudowy dróg wodnych i rozwoju żeglugi śródlądowej.

Uchwała pierwsza dotyczy użegłownienia Bugu oraz przygotowania dokumentacji technicznej i ekonomicznej niezbędnej dla dalszego rozwoju dróg wodnych w Polsce.

Jeszcze w tym roku powstaje w Warszawie Centralne Biuro Studiów i Projektów Budownictwa Wodnego pn. „Hydroprojekt” dla wykonania studiów i opracowania dokumentacji technicznej i ekonomicznej w zakresie wielkich inwestycji, związanych z rozwojem dróg wodnych.

Zadaniem Biura jest jeszcze do 15.I.1952 r. opracowanie programu rozwoju dróg wodnych na najbliższe dziesięciolecie, z uwzględnieniem kompleksowego rozwiązania podstawowych zagadnień wodnych.

Zainteresowane resorty: Przemysł Ciężki, Rolnictwo, Kolej, Transport Drogowy i Lotniczy, Gospodarka Komunalna, Budowa Miast i Osiedli, zobowiązane są do opracowania przez podległe im organa projektowe dokumentacji technicznej, wiążącej się z rozwojem dróg wodnych, a obejmujących zagadnienia energetyki, melioracji rolnych, zaopatrzenia w wodę przemysłu oraz osiedli itd., w terminach uzgodnionych z „Hydroprojektem”.

W związku z tym uruchomione zostają poważne roboty wiertniczo-badawcze wraz z niezbędnymi pracami laboratoryjnymi.

Na pierwszy plan projektowanych robót wysuwa się użegłownienie Bugu.

Dla wykonania tej roboty powstaje z początkiem przyszłego roku jako generalny wykonawca specjalne przedsiębiorstwo pn. „Zjednoczenie Robót Wodno-Inżynierskich”.

Konieczność znacznego zwiększenia kadr technicznych dla wykonania tych nowych zadań wymaga opracowania specjalnego planu szkolenia przy współudziale Państwowej Komisji Planowania Gospodarczego, Ministerstwa Szkół Wyższych i Nauki, Budownictwa Przemysłowego i Centralnego Urzędu Szkolenia Zawodowego.

Sporządzenie odnośnych wniosków Uchwała Rządu przewiduje na dzień 15 stycznia 1952 r.

Druga Uchwała Prezydium Rządu dotyczy przewozów rzecznych w 1952 r., które zostają zwiększone o 70% na Wiśle i 75% na Odrze w stosunku do wyciecznych przyjętych za podstawę do Narodowego Planu Gospodarczego na 1952 r.

Dla zapewnienia wykonania tak rozszerzonego programu przewozów wodnych zostają wprowadzone, poczynając od roku 1952, gwarantowane głębokości na szlakach wodnych w okresie średnich niskich stanów wód, w tym na odcinkach:

na Wiśle od Warszawy do Bydgoszczy 100 cm,

na Wiśle od Bydgoszczy do Gdańska 120 cm,

na Odrze od Wrocławia do Szczecina 120 cm.

Ponadto z początkiem roku 1952 wprowadzona zostaje całodobowa praca rzeczno-transportowego jak i służb wodnych w czasie całego okresu nawigacyjnego na Wiśle od Warszawy do Gdańska i na Odrze od Gliwic do Szczecina.

Znacznemu zwiększeniu ulegną prace regulacyjne, zasobowanie budowli lekkich oraz prace pogłębiarskie.

Zorganizowana zostaje również w Dyrekcjach Okręgowych Dróg Wodnych i jednostkach podległych codzienna służba informacyjna o szlakach wodnych.

Realizacja powyższej uchwały wymagać będzie znacznego zwiększenia kadr wykonawczych.

W związku z tym z początkiem nowego roku szkolnego przewidziane jest uruchomienie dwóch „Technikum” dla przygotowania sił technicznych w dziedzinach: nawigacyjnym i mechanicznym oraz hydrotechnicznym i eksploatacyjnym.

Jak widzimy zadaniem drugiej Uchwały jest aktywizacja i możliwie najdalej posunięte wykorzystanie naszych szlaków żeglownych w dzisiejszym ich stanie.

Zadanie to jest odpowiedzialne i trudne z uwagi na wielki brak fachowców. Jednak dotychczasowe doświadczenie przy realizacji planu 3-letniego na drogach wodnych, jak również doświadczenie przy dwu pierwszych lat Planu 6-letniego wskazują, że określone uchwałami zadania są całkowicie realne, pod warunkiem mobilizacji wszystkich rozporządzalnych kadr hydrotechnicznych, chociażby nawet drogą wyciągnięcia ich z innych resortów o ile tam we właściwy sposób nie są wykorzystane.

Powzięte Uchwały stanowią wielki krok naprzód w kierunku gospodarczego wykorzystania wielkiego bogactwa narodowego, jaki stanowią nasze rzeki.

Doświadczenia Związku Radzieckiego, już wzniezione, będące w trakcie wykonania oraz projektowane budowle wodne zakrojone na wprost gigantyczną miarę wskazują kierunek, w którym pójść winien nasz wysiłek.

Zadanie opanowania i uporządkowania naszych rzek, ich wykorzystanie jako tanich arterii komunikacyjnych, jako bezcennego źródła energii elektrycznej, jako zapasu wód dla celów wodociągowych i nawadniania cierpiących na posuchę gruntów, staje obecnie jako kluczowe zagadnienie gospodarki wodnej, racjonalne rozwiązanie którego jest możliwe jedynie w gospodarce socjalistycznej, mającej na celu dobro ogólne, a nie klas uprzywilejowanych, jak w gospodarce kapitalistycznej.

Socjalistyczne metody walki z powodziami

W miarę rozwoju nauk przyrodniczych i technicznych staramy się coraz bardziej przystosować przyrodę do naszych potrzeb. Z udoskonaleniem ustroju podejmujemy się coraz większych zadań. Również niebezpieczeństwo powodzi jest coraz lepiej opanowywane.

Zagadnienia powodziowe w Polsce były w pierwszym okresie powojennym z konieczności traktowane doraźnie z powodu ogromnych strat wojennych w zniszczonych mostach drogowych i kolejowych, uszkodzonych obwałowaniach i braku przez dłuższy czas konserwacji robót regulacyjnych.

Pierwszą (roską) przeciwpowodziową była u nas bezpośrednio po wojnie konieczność odbudowy mostów, a przede wszystkim usunięcia wraków mostowych i budowy tymczasowych, które znajdowały się w korytach rzek pobudowane wbrew zasadom hydrologicznym.

Naprawa i uzupełnienie wałów dla większych obszarów zalewowych, przeprowadzenie zabezpieczenia brzołów w miejscach grożących przerwaniem wałów są to również prace dorywcze w ogólnym zagadnieniu przeciwpowodziowym.

Poważne zniszczenia spowodowane działaniami wojennymi i wojenną gospodarką w naszych lasach powiększyły grozę przeciwpowodziową szczególnie w podgórskich okolicach. Z tych względów zapoczątkowano zalesianie stoków gór i terenów podgórskich oraz nieużytków. Projekt zalesień był rozpatrywany wszechstronnie, ustalono ogólne zasady i akcję tą zaliczyć można już do prac planowych.

Jednak całokształt spraw powodziowych jest pod wielu innymi względami dopiero badany. Obecnie weszliśmy w gospodarkę planową, wobec czego zabezpieczenie przeciwpowodziowe musi znaleźć osobne zaplanowanie i wykonanie.

Zagadnienia powodziowe wymagają rozwiązania szeregu problemów z punktu widzenia przyrodniczego, technicznego oraz ze względu na dobro człowieka. W zależności od charakteru dorzecza lub ich rejonów sprawy te wymagają indywidualnego rozwiązania. Strona ekonomiczna jest również brana pod uwagę, jednak nie wysuwa się jej na plan pierwszy jedynie aby ustalić kolejność według hierarchii potrzeb.

Jak dalece taki punkt widzenia może przyczynić się do rozwiązania nawet w trudnych warunkach całokształtu zagadnień przeciwpowodziowych poucza nas przebieg konferencji odbytej w styczniu 1951 r. w Indiach (Delhi) zwołanej przez Radę Ekonomiczną ONZ na temat walki z powodziami. Na tej konferencji omawiano kwestie powodziowe na terenie Azji i Dalekiego Wschodu. Radziecka delegacja brała żywy udział w pracach konferencji. Sprawozdanie z konferencji podał delegat I. A. Szarow w artykule, którego treść przytaczamy ze względu na niektóre zagadnienia żywo nas obchodzące¹⁾.

„W podstawowych referatach na konferencję były przedstawione naturalne przyczyny powodzi w różnych krajach oraz techniczne i gospodarcze sposoby walki z powodziami w krajach południowo-wschodniej Azji, w Ameryce i Zachodniej Europie. Szczególnie były rozpatrywane:

- a) obwałowania koryt rzecznych i żuław (połderów),
- b) prace regulacyjne celem polepszenia odpływu na poszczególnych odcinkach rzek,
- c) budowa zbiorników retencyjnych na górnych i środkowych partiach rzek,
- d) rozwój agro-melioracji i leśnych melioracji celem zmniejszenia (wyrównania) spływu.

Jako kryterium celowości zastosowania poszczególnych punktów w krajach kapitalistycznych przyjmujemy się tylko względy handlowe, tj. porównanie wydatków zakładowych ze spodziewanymi dochodami. Wydatki eksploatacyjne nie były przyjmowane pod uwagę lub też były traktowane jako drugorzędne.

W analizie zmian hydrologicznego reżimu rzek w krajach zagranicznych opierano się na metodach statystycznych. W referatach podkreślano, że wypadki powodzi są przede wszystkim związane z ilością i intensywnością opadów, które pojawiają się niespodzianie. Człowiek wobec tego według tej opinii nie ma możliwości wpłynąć na przebieg zjawisk, dlatego też ogranicza się do walki ze skutkami powodzi i dąży do przystosowania się do wytworzonych warunków.

Co się tyczy środków opanowania spływu powierzchniowego i podziemnego, to tego rodzaju przedsięwzięcie według kapitalistów przekracza siły Azji i Dalekiego Wschodu.

Radziecka delegacja przeciwstawiła się tym poglądom, gdyż te idee w ZSRR były aktualne przed 25 — 30 laty, a obecnie radzieccy hydrologowie osiągnęli nowe postępy. Podstawą obecnych prac nie są dane statystyczne lecz genetyczne metody badawcze i analiza dialektyczna. Pierwszym etapem tych badań jest historyczny przegląd zjawisk zachodzących w zlewni i powiązanie ich z warunkami naturalnymi.

W czasie badań uwaga skoncentrowana jest nie na przeciętnych zjawiskach lecz wyjątkowych i na dodatkowych warunkach, które przy tym występują starając się wyjaśnić ich zasadniczy wpływ powodujący wylewy. Metody statystyczne przeważnie eliminują takie zjawiska, wyłączając je z dalszych badań.

Dalszym etapem badań jest rozczłonkowanie zjawiska, ustalenie jego pochodzenia i fizycznych właściwości w związku z warunkami środowiska i innymi występującymi jednocześnie zjawiskami. Tu przede wszystkim staramy się zbudować hipotezę występowania zjawiska nie tylko wyjaśniającą jego przebieg, lecz również wypadki ekstremalnie wysokie. Hipoteza taka daje możliwość wyjaśnić związek zjawisk z punktu widzenia historycznego i fizycznego. Hipoteza ta daje nam jasne pojęcie o spływie ze zlewni i zezwala na rozwiązanie zadania pod względem technicznym konkretnych warunkach polepszających spływ, w przeciwieństwie do metody statystycznej, która wykazuje jedynie ogólne i przeciętne warunki.

Trzecim etapem badań są konkretne praktyczne przykłady rozwiązań z techniczno-ekonomicznymi wskaźnikami.

Radziecka delegacja dała do zrozumienia, że metody handlowego rozwiązania w ZSRR są odrzucane, albowiem walki z powodziami nie można rozpatrywać z punktu widzenia kalkulacyjnego przedsiębiorstwa. Życia człowieka, osiedla i samopoczucia ludzi nie można oceniać na dolary. Dlatego techniczne prace w związku z walką z powodziami i innymi klęskami są solidne, trwałe i piękne. Określając wydatki eksploatacyjne, nie bierze się pod uwagę bezpłatnej pracy wykonanej przez mobilizowaną ludność, jak to jest przyjęte u kapitalistów, gdyż w ZSRR państwo przychodzi z pomocą zainteresowanej ludności, dostarczając odpowiednich maszyn, elektryfikacji itd.

Pod względem technicznym zagadnienie rzek można rozpatrywać dzieląc je na 3 części: górną część zlewni, środkową dolinę i dolną rzekę.

W górnej części zlewni, gdzie formują się opady i następuje denudacja powierzchni, prace w ZSRR są skierowane na zwiększenie działalności biologicznej, na regulowanie ilości poboru wody w stosunku do potrzeb gospodarczych i największym wykorzystaniem

¹⁾ „Gidrotiehnika i Melioracja“ Nr 6, 1951.

niem dostarczonego przez słońce ciepła na powierzchnię gleby. Tego rodzaju zabiegami udaje się zmniejszyć odpływ powierzchniowy przez doprowadzenie wody do odpływu podziemnego i zmniejszyć do minimum, a często zupełnie zlikwidować zjawisko rozmywania (erozji) gleb.

W środkowej części zlewni rzek nawodnienia związane są z osadzaniem się w tym czasie zawieszin. Takie zjawiska, o ile mogą być regulowane, są bardzo korzystne dla rolnictwa.

Dla zatrzymania i rozdzielenia wody i zawieszin w środkowym biegu rzeki budowane są kanały nawodniające oraz zbiorniki celem zretencjonowania wody przez określony czas, a następnie woda ta jest zwracana do koryta. Tego rodzaju regulowanie przypomina zbiorniki w średnim biegu Nilu, lecz kierunek gospodarczy jest inny, gdyż służy celom użytków zielonych. Daje to duży efekt dzięki znacznemu przyrostowi pasz (do 100 — 120 q/ha i więcej wartościowego siana). Dlatego nie jest wskazana rzeczba obwałowanie rzek i budowa przepustów dla odpływu wody i zawieszin do dolnego biegu rzeki.

W poszczególnych wypadkach w dalszych częściach zlewni są depresje, które wykorzystuje się nie tylko jako żuławy, lecz również jako większe, boczne (kieszonkowe) zbiorniki. Przy ich pomocy nie tylko ścina się szczyty fali powodziowej, lecz wykorzystuje się wodę powodziową celem nawodnienia.

Takim bocznym zbiornikiem jest Kutta-Kurgański na rz. Lerawszani, Terycki na rz. Kubań i in. Z nowych budowli przewidzianych planem Stalina przekształcania przyrody, takim jest zbiornik na rz. Mołocznej (Mlecznej) na Ukrainie o pojemności 6 milionów m³. Do niego będą kierowane wody Dniepru.

W dolnej, deltowej części zlewni nawodnienia są związane z zasadniczym ruchem zawieszin (rumowiska), jak i ze zjawiskiem zatorów lodowych. Radziecka praktyka wykazuje, że w dolnych partiach rzeki specjalną uwagę hydrotechnika należy skoncentrować na regulację stałego odpływu.

Obwałowanie w delcie nie rozwiązuje problemu powodziowego w tej części zlewni. Lepsze wyniki da rozwinięcie kolmatacji w górnej części delty. Przepuszczenie odpływu przez urządzenia kolmatacyjne powodują pogłębienie koryta w dolnej części. W tym wypadku zwiększamy erozję w korycie i zmniejszamy niebezpieczeństwo przerwania wałów. Reżim rumowiska naszych rzek jest bardzo różny, dlatego też tworzenie się korków w nieuregulowanych ciekach jest zjawiskiem dość częstym i niebezpiecznym. Aby ich uniknąć należy uprzednio określić miejsca osiadanias osadów i regulować ich napływ. Najbardziej nasycone rumowiskami są: Amu Daria, Terek, Rioni i in. Obecnie w dolnych biegach rzeki te płyną na własnych osadach i koryto ich jest powyżej terenu doliny, np. koryto rz. Terek na początku delty znajduje się na poziomie krzyża sąsiedniej cerkwi, tj. wznosi się ponad 10 m. Zabezpieczyć teren od powodzi jest trudno i nie ma tu tej konieczności, jeżeli koryto możemy rozczłonkować i podzielić na potoki. Według badań w delcie biegu Amu Darii zwrot jej biegu w kierunku morza Kaspijskiego do Aralskiego był związany z reżimem osadu i zakorkowaniem koryta. Nastąpił nie w czasie powodzi, lecz znacznie wcześniej przy budowie kanału Turkmeńskiego. Problem walki z osadami w tej budowie jest sprawą specjalną. To postawienie sprawy wybawi dolne regiony od powodzi i od niebezpieczeństwa zakorkowania głównego Turkmeńskiego kanału.

Badając hydrauliczne elementy potoku w określonym korycie na podstawie osiągnięć o wewnętrznej strukturze potoku (prace prof. M. W. Potapowa) należy zwrócić uwagę na poprzeczną cyrkulację wody i rozpatrzyć potok nie jako jedną całość a jako składający się z kilku wzajemnie powiązanych i jednocześnie działających potoków.

Budowle regulacyjne należy stosować przyjmując pod uwagę charakter tych potoków i oczekiwanych pomieszczeń osadów. Pod tym względem dawna praktyka budowy ostróg i innych budowli dających kierunek wodzie w korycie zasadniczo ulega zmianie. W związku z tym ciekawe prace prowadzi w Taszkencie dr inż. St. Altunin, inż. A. N. Gastunskij i inni,

Nie ulega wątpliwości, że dla dużych rzek (Żółta, Ganges, Bramaputra i in.) nowe pojęcie o potoku i nowe typy według budowli są dość interesujące i ważne, gdyż zupełnie zmienia się ich zasada działania.

Nie tylko zasady techniczne podane przez delegację ZSRR były lepsze, aniżeli w innych referatach, lecz wynika również wyższość socjalistycznego ustroju, pozwalającego bardziej celowo rozwiązywać określone problemy i mieć jak najbardziej właściwe pojęcie o zjawiskach przyrody. Ustrój socjalistyczny daje możliwość łatwiejszego kierowania tymi zjawiskami. Przez rozczłonkowanie zjawiska na podstawie wewnętrznego oddziaływania ich części można ustalać w zakresie zlewni nawet określony proces naturalny i regulować ten proces w zależności od potrzeb gospodarczych.

W ZSRR termin „walka z powodziami“ dziś już nie jest do przyjęcia. Zajmują się walką z ciekami, przebudowują przyrodę i przyspasabiają do swoich potrzeb, a nie dostosowują się do niej.

W tym dziele pracy zasługują na uwagę dążenia inżynierów w Maroku. Mają oni na celu nie pozwolić, aby jakakolwiek kropla wody doszła do morza, o ile uprzednio nie będzie wyzyskana dla potrzeb człowieka, tj. starają się zapanować nad wodnym reżimem kraju. Ma się to stać w 2000 roku, gdy w ZSRR zasadnicze prace dotyczące się przebudowy przyrody będą ukończone w 1955 roku.

Te idee wysuwają się również w projekcie Tennessee, lecz tam nie jest uwzględniana zasada kompleksowości. Na wododziałach nie ma nawodnienia. Każda z 8 hydrostacji (razem 1 milion kW) jest eksploatowana przez oddzielne przedsiębiorstwo. Okiełzane siły przyrody są skierowane na potrzeby prywatnych przedsiębiorców i cele wojskowe.

W ZSRR od pierwszych dni jego utworzenia idzie się drogą przebudowy przyrody na podstawie kompletnego regulowania i kierowania rezerwami wodnymi dla potrzeb kraju. Zasadę tę wygłosił Lenin w 1921 r. i Stalin w 1924 r.

Nie zwracając uwagi na wszystkie przeszkody w ciągu 25 pierwszych lat, ZSRR zbudował cały szereg węzłów hydrotechnicznych, uregulowało liczne rzeki z przerzuceniem rezerw wodnych z jednej zlewni do drugiej. Powierzchnia nawodnienia w podłażowych rejonach zwiększyła się o 50%. Wielkie roboty regulacyjne na nowych podstawach są prowadzone na licznych rzekach. Pasma leśne zasadzone na obszarze 100 milionów ha. Buduje się 45 tysięcy zbiorników. Doświadczenia budownictwa wodnego, które osiągnięto w ZSRR w ostatnim 10-leciu, pozwoliły rozszerzyć sprawę przebudowy przyrody na wszystkie działy.

Realizacja wielkiego planu, który wskazał Stalin w 1924 r., znajduje się w stadium wykańczania. Corocznie będą prowadzone regulacyjne roboty i kierowane wodne rezerwy dla potrzeb nawodnienia i zraszania w objętości ponad 125 miliardów m³ wody. W następnych latach objętość będzie jeszcze większa.

*
* *

Rozpatrując sprawozdanie I. A. Szarowa i porównując z potrzebami naszej gospodarki wodnej w związku z ochroną przeciwpowodziową, znajdziemy szereg wytycznych dla nas.

Dotychczas przeprowadzone badania hydrologiczne i klimatyczne, chociaż były uzupełniane dorobkiem

z krajów sąsiednich i doświadczeniami w ZSRR, muszą być doprowadzone do tego stanu, aby można było opracować plany uporządkowania całych dorzeczy. Niezależnie od tego muszą być prowadzone w dalszym ciągu badania uzupełniające dla ewentualnych projektów zmian naszej przyrody. Zagadnienia agromelioracji i leśnych melioracji powinny być rozwiązane w zarysie dla poszczególnych rejonów i zharmonizowane z zagadnieniami potrzeb przeciwpowodziowych.

Do przepracowania pozostaje sprawa uregulowania potoków górskich, zarówno dla zmniejszenia ich prędkości (przez korekcję progową), jak i zatrzymania rumowiska oraz złagodzenia wezbrań (przez budowę przegród). Szczególnie zaskładają na uwagę przegrody ziemne ze stałymi otworami jako najłatwiejsze do wykonania przy pomocy środków krajowych, wymagające minimalnej ilości robót instalacyjnych i konserwacji. Przegrody na potokach górskich powinny być też budowane dla nawodnienia stoków i baczek.

Dla większych zlewni, szczególnie na górskich dopływach, w zależności od korzystnych warunków terenowych i geologicznych, należy zaprojektować system średnio dużych zbiorników retencyjnych dla wyrównania przepływów przynajmniej w stosunku Min. W. : Max. W. = 1 : 50. System tych zbiorników służyć będzie też do celów energetycznych.

Dorzecze Wisły łatwiej może uzyskać system większych zbiorników, aniżeli dorzecze Odry, które posiada tereny bardziej przepuszczalne i możliwa jest tam tylko budowa większej ilości małych zbiorników.

Wielkie zbiorniki w środkowym biegu, mogące wyrównać odpływ dla dalszego przepływu, wymagają studiów porównawczych celem udowodnienia celowości i potrzeby ich wielkości, gdyż nadbudowa lub rozbudowa zbiorników wyżej położonych może dać lepsze wyzyskanie energetyczne. Opłacalność sił wodnych jest lepsza, gdy zbiorniki szczytowe są większe, wtedy wyrównanie dalsze przepływu jest łatwiejsze.

Potrzeba wydzielenia pewnej ilości terenów obwałowanych, a poprzednio znajdujących się w zasięgu wielkich wód na użytki zielone, dyktuje konieczność wybudowania odpowiednich urządzeń w wałach, aby tereny te można zamienić na zalewy sterowane. Pozwoli to na dalsze obniżenie szczytu fal wezbraniowych i na zatrzymanie pewnej ilości namulów. Równocześnie uzyskamy większą ilość pasz, potrzebną do podniesienia gospodarki hodowlanej.

Wisła może mieć maksima roczne w każdym miesiącu, wobec czego wały letnie nie dają 100%-owej gwarancji, że zbiory nie będą zniszczone powodzią. Rozbudowa wałów i ochrona szeregu dolin na Wiśle już w znacznym stopniu skontrolowała fale wezbraniowe. Dalsze obwałowania wymagają obecnie rozwiązania całokształtu problemów wodnych w dorzeczu. O ile nie będą wybudowane odpowiednio duże zbiorniki retencyjne w głównym dorzeczu, ewent. powyżej w środkowym biegu, następne obwałowania dolin powinny być wyzyskane dla retencji w czasie wezbrań, a doliny chronione przez nich — zamienione na poldery.

Podobnie na Odrze liczyć się trzeba, że co kilka lub kilkanaście lat zdarzać się mogą lata wybitnie mokre, nawiedzone wielkimi powodziami w okresie letnim, wskutek czego letnie wały wymagają odpowiedniej gospodarki na terenach przez nie chronionych.

Całokształt systemu obwałowania Odry już w znacznym stopniu uwzględnia możliwości obniżenia fali wezbraniowej w zbiornikach bocznych i polderach. Z tych względów wykonano w wałach zimowych urządzenia pozwalające na nawodnienia i odwodnienia. W niektórych miejscach ochroniono miejscowości wałami pierścieniowymi, aby pozostawić dolinę jako przestrzeń retencyjną, którą chroni się niskimi wałami przelewowymi dla ochrony przed krą lodową oraz zasypaniem żwirem i piaskiem. Oczywiście tereny te mimo swej żyznej gleby nadają się raczej na użytki

zielone, aniżeli na uprawę zbóż. Podwyższenie wałów na tych terenach wymagałoby rewizji poziomu koron wałów, poniżej położonych.

System tam regulacyjnych uwzględniający poprzeczną cyrkulację wody może dać tańsze rozwiązania dla zrealizowania trasy regulacyjnej i przyczynić się może do lepszego zatrzymania namulów.

Sprawa regulacji delty Wisły jest na razie jeszcze problemem do rozwiązania. Przy ujściu Wisły jest znaczna przestrzeń Żuław, które ewentualnie mogą być kolmatowane. Skanalizowanie Nogatu i zamknięcie go przed powodziowymi wodami nie daje możliwości należytego wyzyskania zasady rozdziału odpływu, zaś ujście Wisły — wskutek prowadzenia znacznej ilości piasku — przez przedłużanie tam regulacyjnych jest coraz bardziej przesuwane w głąb morza i wymaga na dłuższą metę innego wszechstronnego rozwiązania. Wskazówki delegacji radzieckiej mogą tu być bardzo cenne.

Do ciekawych problemów przeciwpowodziowych zaliczyć należy walkę ze sztormami. Podwyższenie wałów na wybrzeżu i projektowane bramy wsporne na ujściach rzek oraz w dalszym etapie zamiana Zalewu Wiślanego na poldery — problem ten całkowicie w przyszłości załatwi. Obecnie walkę ze sztormami ludność nadbrzeżna prowadzi na odcinkach zagrożonych bezpośrednio, podwyższając wały i chroniąc akcją doraźną zagrożone obiekty. Specjalna sygnalizacja przeciwpowodziowa ułatwia wcześniejsze rozpoczęcie obrony.

Uporządkowanie dorzecza Bugu związane jest z przebudową drogi wodnej i przeprowadzeniem melioracji wodnych w dorzeczu, celem uzyskania intensywniejszej gospodarki rolnej. Zagadnienia te łącznie wymagać będą odpowiedniego dostosowania bilansu wodnego do potrzeb gospodarczych, a to wiąże się z potrzebą budowy zbiorników retencyjnych i ze stworzeniem o ile możliwości dogodniejszych warunków klimatycznych dla potrzeb rolniczych.

Również w dorzeczu Narwi sprawy rolnicze wysuwają się na plan pierwszy, gdzie zbiorniki retencyjne muszą wyrównać odpływ dla potrzeb rolnictwa, pełniąc jednocześnie służbę przeciwpowodziową.

Dorzecze Warty wymaga poprawy załazienia. Prócz ujęcia zbiornikami retencyjnymi po dokonaniu dalszych obwałowań należy stworzyć tereny o zalewach regulowanych dla wyrównania odpływu.

Olbrzymi rozwój przemysłu wpływa w znacznym stopniu na kształtowanie bilansu wodnego dorzeczy, wskutek czego zapotrzebowanie wody dla przemysłu wiąże się z problemem gospodarki wodnej, która łączy się z zagadnieniami przeciwpowodziowymi.

Likwidacja Puszczy Błędowskiej, która obecnie wyrównuje odpływ Białej Przemszy jest pomyślane tak, że retencja gruntu nie będzie naruszona. Ciekawy ten przykład wskazuje, że również wstawiamy w program opanowanie przyrody dla naszych potrzeb.

Do czasu zanim dorzecza będą odpowiednio uporządkowane i zabezpieczone przed powodziami, zorganizowano akcję przeciwpowodziową. Ustalono sieć sygnalizacji przeciwpowodziowej oraz służbę ostrzegawczą i do układania prognoz wezbrań. Wybudowano w miejscach najbardziej zagrożonych magazyny przeciwpowodziowe, zaopatrzone w potrzebny sprzęt ratowniczy i tabor rzeczny. Rozpoczęto też akcję przesiedlania gospodarstw z terenów najbardziej zagrożonych powodziami w miejsca bezpieczniejsze i zdrowsze.

W Planie 6-letnim mimo, że program obejmuje poważne pozycje budowy zbiorników retencyjnych oraz budowę stopni kanalizacyjnych i wykończenie niektórych obwałowań — program ten jest tylko programem doraźnym, gdyż konieczność odbudowy kraju wysunęła inne potrzeby na plan pierwszy. Niemniej w dalszych latach nasilenie robót wodnych będzie bardzo duże i uporządkuje całokształt prac przeciwpowodziowych, które wymagają specjalnej czujności.

DZIAŁ II – PODSTAWY PROJEKTOWANIA

Inż. ZYGMUNT SOCHOŃ

Biurow Projektów Wodno-Melioracyjnych

Wpływ intensyfikacji rolnictwa i leśnictwa na bilans wodny dorzecza*)

Zagadnienie gospodarowania wodą w dorzeczu sprowadza się do ustalenia z jednej strony ilości wody, jaką mamy do dyspozycji w danym rejonie, a z drugiej strony ilości wody potrzebnej dla różnych gałęzi gospodarki narodowej. Na podstawie tego zestawienia — po przeanalizowaniu możliwości technicznych i gospodarczych — ustala się plan gospodarki wodnej w danym dorzeczu w ujęciu kompleksowym, a więc z uwzględnieniem potrzeb różnych gałęzi gospodarki narodowej oraz ich hierarchii.

Plan gospodarczy w zakresie obejmującym zapotrzebowanie wody dla różnych celów musi być podbudowany przez plan gospodarki wodnej w danym rejonie, a jak praktyka ostatnich lat wykazuje — może być plan gospodarczy do pewnego stopnia limitowany możliwościami wynikającymi z planu gospodarki wodnej, względnie — plan gospodarczy może stawiać takie zadania gospodarce wodnej, których zrealizowanie wymaga specjalnych rozwiązań technicznych — o gigantycznych nieraz rozmiarach — jak to widzimy obecnie w Związku Radzieckim.

O ile ustalenie istniejących obecnie do dyspozycji ilości wody w dorzeczu względnie możliwych do uzyskania drogą technicznych urządzeń (zbiorniki, przerzucanie wody do innej zlewni) nie nastęrcza specjalnych kłopotów, o tyle ustalenie wielkości zapotrzebowania wody przez różne gałęzie gospodarki narodowej w ujęciu perspektywnym napotyka na poważne trudności. Wynikają one z braku perspektywnego planu gospodarczego w poszczególnych dziedzinach życia gospodarczego zainteresowanych gospodarką wodną oraz z braku wskaźników — norm zapotrzebowania i zużycia wody. Wskaźniki te zależne są od stopnia intensywności rozwoju danej gałęzi gospodarczej i są zmienne w miarę jej rozwoju.

Za mało mamy doświadczenia w tym kierunku, żeby na podstawie dotychczasowego rozwoju danej dziedziny gospodarczej można było powiedzieć, że po tylu a tylu latach stopniowo będziemy osiągać pewien poziom rozwoju i dojdziemy do zapotrzebowania i zużycia wody wyrażonego w konkretnych i pewnych liczbach. Przy obecnej dynamice rozwoju nauki i praktyki nie można określić kresu tego rozwoju. Doświadczenia i uzyskiwane wyniki naukowców i praktyków w Związku Radzieckim na odcinku np. rolnictwa obalają dotychczasowe nasze pojęcia odnośnie maksymalnych możliwości wyprodukowania pól na jednostce powierzchni gruntu i otwierają wielkie perspektywy rozwoju.

O ile na obecnym etapie naszych doświadczeń i planowania trudną jest sprawa opracowania planu perspektywnego i ustalenia w czasie faz rozwojowych, to jeszcze trudniejszym zagadnieniem jest ustalenie wskaźników zapotrzebowania i zużycia wody dla poszczególnych faz rozwoju danej gałęzi gospodarczej. W tym kierunku nie ma właściwie żadnych danych praktycznych, szczególnie dotyczących większych obszarów. Jest to objaw zrozumiały, gdyż dopiero wprowadzenie w życie przewidywanych faz rozwojowych w przyszłości może dać konkretne praktyczne liczby w tym zakresie — właściwe dla większych obszarów.

Dlatego obecnie, przy opracowywaniu planu gospodarczego i planu gospodarki wodnej, musimy opierać się na danych uzyskanych na drodze doświadczeń laboratoryjnych, uwzględniających intensywny rozwój, jak np. w zakresie uprawy zbóż, względnie z zakładów doświadczalnych — a więc na danych wypo-

środkowanych z b. małej w sensie obszarowym skali, a następnie na podstawie wnioskowania z wyników nielicznych badań większych obszarów w zakresie wpływu dotychczasowej intensyfikacji danej gałęzi gospodarki narodowej na gospodarkę wodną w danym rejonie względnie w podobnych warunkach i w końcu na podstawie doświadczeń obcych. To jednak może nas doprowadzić do liczb, które po zrealizowaniu inwestycji, bazujących na tych liczbach, mogą się nie potwierdzić. Jednakże na razie innej drogi nie mamy i ten sposób daje nam przybliżone wartości, które w miarę realizacji inwestycji gospodarczych muszą być sprawdzane i ewentualnie korygowane niewykonane jeszcze rozwiązania techniczne, a więc i korygowany plan gospodarczy i plan gospodarki wodnej w dostosowaniu do nowych zaistniałych i spodziewanych warunków.

Podstawowymi gałęziami gospodarki narodowej, które mają i mieć będą wpływ i udział w gospodarce wodnej są:

- rolnictwo i leśnictwo,
- drogi wodne,
- energetyka wodna,
- gospodarka komunalna na odcinku zaopatrzenia miast i osiedli w wodę (wodociągi) oraz na odcinku kanalizacji,

— przemysł z coraz bardziej narastającym ważnym problemem zaopatrzenia w wodę ośrodków produkcji.

Najbardziej trudnymi do ustalenia pozycji w gospodarce wodnej jest rolnictwo i leśnictwo — a to od strony sprecyzowania możliwości rozwojowych w perspektywnym planie gospodarczym, wskaźników zapotrzebowania wody i ze względu na rozległość obszarową i wpływ na gospodarkę wodną niemal w każdym miejscu w dorzeczu.

Wpływ ten może być ujemny albo dodatni w porównaniu ze stanem wyjściowym, w zależności od rodzaju zagospodarowania rolniczego i leśnego w dorzeczu oraz stopnia jego intensyfikacji. Określenie zmian, jakie zajdą w dorzeczu pod wpływem przewidywanego zagospodarowania wobec braku materiałów, dotyczących całości zagadnienia gospodarowania wodą, jest trudne i musimy posługiwać się wnioskowaniem pośrednim — poprzez analizę szeregu działań, mogących mieć wpływ na przyszły bilans wodny.

Wpływ ten uwidaczniać się będzie w ilości odpływającej wody ciekami ze zlewni. Odpływ z rzek i strumieni może być regulowany np. przez budowę jazów piętrzących, zapór i zbiorników wodnych, magazynujących wodę na okresy suchsze.

Poniżej przytaczam w tłumaczeniu urywek z książki pt. „Małyje rieki w narodnom choziajstwie ZSRR“, wydanej w 1949 r. przez Akademię Nauk ZSRR (I, str. 56—59).

„Pomimo regulowania odpływu rzek i potoków przy pomocy zbiorników większe znaczenie ma regulacja odpływu na terenie całego dorzecza.

Na reżym powierzchniowego odpływu w dorzeczu wpływają jednocześnie: konfiguracja powierzchni dorzecza, charakter jego gleb, szata roślinna, warunki geologiczne i w końcu działalność człowieka.

Takie czynniki, jak ukształtowanie powierzchni, warunki geologiczne, nie zależą od człowieka, a są naturalnymi cechami dorzecza. Takie elementy, jak gleby i szata roślinna zmieniają się pod wpływem gospodarczej działalności człowieka.

Te okoliczności warunkują wielkość współczynnika spływu. Np. przy nieckowatej formie powierzchni dorzecza część opadów pozostaje w obniżeniach i wyparowuje, nie dochodząc do odbiornika. Przepuszczalne i wodochłonne grunty przejmują opady i prowadzą wodę do głębszych warstw. Przy spękanych podłożach

*) Referat wygłoszony w dniu 13.IX.51 r. w ramach akcji szkoleniowo - odczytowej Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych w Warszawie.

zach woda dostaje się do głębszych poziomów i zbiera się w podziemnych wodonośnych warstwach (piaski, spękane skały). Im bardziej przepuszczalne są podłoża, tym większa ilość wody dostaje się do głębokich wodonośnych warstw.

Szata roślinna, a w szczególności roślinność błotna pochłania i jednocześnie wyparowuje znaczne ilości wody. Np. powierzchnia mszystego bagna wyparowuje o 15–20% wody więcej niż swobodna powierzchnia wody. Dlatego też rzeki z większym zabagnieniem dolin rzecznych dysponują odpowiednio mniejszym, ale bardziej wyrównanym odpływem. W zależności od charakteru roślinnej pokrywy współczynnik spływu silnie się zmienia. Np. dla ugoru wynosi on około 0,33 — 0,46, dla ścierniska około 0,45, dla ziemi zoranej dochodzi do 0,70 — 0,90.

Wpływ pokrycia leśnego na odpływ nie jest jeszcze dostatecznie wyjaśniony w całej rozciągłości. Jednak ustalono, że lasy zmieniają odpływ w ciągu roku, zmniejszając powodzie wiosenne, a zwiększając letni odpływ.

Zgodnie z nauką W. W. Dokuczajewa, P. A. Kostyczewa i W. R. Wiljamsa lasy powodują gromadzenie się wilgoci w zlewniach rzek, osłabiają tajanie śniegu, a tym samym zmniejszają wiosenny odpływ wody, wzboogacając podziemne wodonośne warstwy. Jak silny wpływ ma leśna pokrywa na wielkość powierzchniowego spływu wykazują dane, uzyskane na rz. Zabence (dopływ rz. Moskwy). Jej dorzecze jest w 74% pokryte lasem. Okazuje się, że jej średni roczny spływ jest 3 razy mniejszy od spływu rz. Moskwy, posiadającej dorzecze pokryte tylko w 20% lasem. Wpływ leśnych obszarów na odpływ został szczegółowo ujawniony w pracach stacji badawczej na Kamiennym Stepie (rejon Woroneski), gdzie lasy były zasiane jeszcze przez samego W. W. Dokuczajewa. Zmniejszając rozmiary wiosennego powodziowego odpływu, leśne obszary zwiększały dopływ wody z gruntu do rzeki i letni odpływ; na tym polega ich duże znaczenie.

Wpływ działalności człowieka na powierzchniowy odpływ z dorzecza wyraża się w zmianie charakteru szaty roślinnej, a w związku z tym i fizycznych własności gleb, zdolności zatrzymywania śniegu i wody oraz w zabiegach agrotechnicznych.

Do pierwszej kategorii należy przede wszystkim zaliczyć trawopolny system akademika W. R. Wiljamsa, nadający glebom gruzełkowatą strukturę i zwiększający ich zdolność do gromadzenia wilgoci. Oczywiście szata roślinna również zatrzymuje odpływ wody.

Pasy leśne w stepowych rejonach mają wielostronne znaczenie a najbardziej istotne — to ochrona pól od suchych wiatrów (suchowiejów) i zdmuchiwanie śniegów z pól w wawozy i jary. Dzięki zdolności hamowania wiatrów przez pasy leśne uzyskuje się bardziej równomierne rozłożenie śniegu na polach, zmniejsza się jego tajanie, a następnie i odpływ wody przy tajaniu śniegów i deszczach.

Zatrzymywanie śniegu ochrania zimowe zapasy wilgoci na polach, które w środkowej europejskiej części ZSRR wynoszą około 25–40% rocznej sumy opadów i zwiększają przesiąkanie i dostarczanie wody do rzek poprzez grunt.

Zatrzymywanie śniegu zapewnia roślinom wilgoć na ten okres, kiedy najczęściej jej potrzebuje i w ten sposób uzyskuje się poważną podstawę do wysokich urodzajów. Zatrzymywanie śniegu osiągnęło w ZSRR szerokie zastosowanie i obecnie staje się jedną z podstawowych prac zimowej agrotechniki w stepowych i leśno-stepowych rejonach.

Zatrzymywanie wody przy pomocy urządzeń stawowych w jarach oprócz nawodnienia (dla pojenia bydła itp.) ma i inne znaczenie: z jednej strony cieką podtrzymują w obszarze ich zasięgu pewien poziom wód gruntowych oraz wilgotność warstw podglebowych, z drugiej strony — odparowując wodę podwyższają wilgotność powietrza i korzystnie wpływają na zmianę miejscowego klimatu (mikroklimatu).

Z powierzchni wodnej cieków w środkowej europejskiej części ZSRR odparowuje rocznie około 500

mm; parowanie to we wschodnich rejonach tego obszaru dochodzi do 600–700 mm i więcej.

Specjalne znaczenie w zmianach bilansu wodnego gleby mają zabiegi agrotechniczne: prawidłowa i głęboka uprawa gleby oraz jesienna orka. Np. przy poprzecznej orce (po warstwicach) w stepowych rejonach odpływ powierzchniowych wód z deszczu i tajania śniegu prawie zupełnie ustaje, podczas gdy przy podłużnej orce (wzdłuż stoku) stanowi on od 5% do 20%, a po ściernisku od 25% do 65%. Należy zauważyć, że podłużna orka jest dla pól szkodliwa. Przyczynia się ona do zmywu gleb i tworzenia się głębokich bruzd, które zamieniają się z czasem w jary, niszczące orną ziemię. Jesienna orka znacznie zmniejsza odpływ w stepowych rejonach. Jak wykazały badania na tołstowskiej stacji doświadczalnej (Zawołże), w wyniku stosowania jesiennej orki objętość odpływu zmniejsza się przeszło dwukrotnie.

W ten sposób przy prawidłowej organizacji gospodarki wodnej niezbędnym jest rozpatrywanie nie tylko regulacji odpływu na samych ciekach tj. przystosowania ich do potrzeb pobierania wody, ale i realizowanie w całości kompleksu Dokuczajewa — Kosticzewa — Wiljamsa.

Wszystkie wyżej podane zabiegi w zakresie gospodarki wodnej w większej lub mniejszej mierze wpływają korzystnie na odpływ tak w odniesieniu do jego rozkładu w ciągu roku, jak i do całkowitej jego rocznej ilości.

Zagadnienie sumarycznego wpływu wszystkich omówionych warunków na reżym cieków wodnych nie jest jeszcze dostatecznie naświetlone¹⁾. Jednakże już obecnie przy nieznacznym wykorzystaniu najnowszych osiągnięć agrotechniki możemy obniżyć objętość odpływu wiosennego o 15–20% w interesie gospodarki rolnej.

TABLICA I.

Wpływ rodzaju uprawy gruntu na wielkość powierzchniowego spływu — wg Poljakowa.

Rodzaj uprawy	Spad	Ilość opadów mm	Spływ mm	Współczynnik spływu
Ugór	0,04	70	23,5	0,33
Orka podłużna	0,04	66	3,3	0,05
„ poprzeczna	0,04	64	0,37	0,006
Ugór	0,08	69	31,6	0,46
Orka podłużna	0,08	64	2,5	0,04
„ poprzeczna	0,08	66	0,8	0,012

Wpływ sposobów uprawy gleby na wielkość powierzchniowego spływu ilustruje tablica I podana przez Poljakowa (2) na podstawie doświadczeń Kuźnikoma na Zawołżu przy deszczowaniu ugorów i pól oranych wzdłuż i w poprzek stoku.

Według obserwacji „Niżniewołgoprojektu“ wiosną 1937 r. spływ z ugoru był o 20 mm większy niż z ziemi zoranej.

Podobne wyniki uzyskano w kołchozie „Komsomolec“ w Saratowskim rejonie w latach 1937–1939

TABLICA II.

Wpływ uprawy gruntu na wielkość powierzchniowego spływu — wg danych ze stacji doświadczalnej „Komsomolec“.

Kierunek orki	Powierzchnia m ²	Zapas wody w glebie mm	Spływ mm	Współczynnik spływu
Wzdłuż stoku	2000	33	1,2	0,04
W poprzek stoku	3000	31	0,1	0,003
„ „	10000	56	0,0	0,0

¹⁾ Prof. Poljakow określił dla rz. B. Uzeńja zmniejszenie się rocznego odpływu o 15%.

(tab. II). W 1942 r. na Baszkirskiej Stacji Doświadczalnej określono, że na skutek jesiennej orki w poprzek stoku zwiększył się zapas wody w metrowej warstwie gleby o 54%, zmniejszył się zmyw gleby o 97% i zwiększył się plon o 5—6 q/ha w porównaniu z powierzchnią, na której była przeprowadzona jesenna orka wzdłuż stoku (3).

Przy opracowywaniu planowanego bilansu wodnego w założeniach rolniczo-melioracyjnych trasy wodnej W — Z przyjęto niżej podany sposób ustalenia zmian w odpływach, jakie nastąpią po intensyfikacji rolnictwa i leśnictwa w porównaniu z obecnie istniejącym stanem.

Przyjęto następujące okresy i procentowy przeciętny wzrost intensyfikacji rolnictwa i leśnictwa w dorzeczu Bugu w stosunku do stanu z 1950 r.:

1955 r.	o 25%
1965 r.	o 50%
ok. 2000 r.	o 100%

Całość dorzecza została podzielona na rodzaje użytków (rozłóg rolniczy i leśny) w każdym okresie planowanej intensyfikacji oraz określono wysokość przewidzianych zbiorów.

W zależności od rodzaju użytku, sposobu gospodarowania na nim i spodziewanych plonów określono na podstawie danych doświadczalnych polskich i obcych — z uwzględnieniem właściwości dorzecza Bugu — zmiany jednostkowe elementów bilansu wodnego, jakie zajdą na poszczególnych obszarach użytków i stąd otrzymano sumaryczny wpływ na bilans wodny w całym dorzeczu intensyfikacji rolnictwa i leśnictwa, łącznie z rozbudową urządzeń wodno-melioracyjnych — w rozkładzie miesięcznym w ciągu roku.

Wycena zmian jednostkowych elementów bilansu wodnego została opracowana przez Prof. Ostromeckiego. Zmiany te na przestrzeni roku są dodatnie i ujemne i wyrażono je w mm warstwy wody.

Uwzględniono przy tym, że:

- wprowadzenie płodozmianów trawo-polnych, dodatkowych zadrzewień, głębszej orki itp. zwiększy pojemność wodną profilu gleby (4, 5, 6),
- ochrona gleb przed erozją, orka wzdłuż warstw, zabudowa wawozów, zadrzewienia wpłyną na zwiększenie zdolności magazynowania wody w glebie — szczególnie wiosną (5, 6, 7),
- drenowania, odwodnienia rowami i nawodnienia wraz z regulacją rzek dla celów rolniczych wpłyną na inny rozkład spływu wody z powierzchni niż to dotychczas miało miejsce (8, 9),
- zwiększenie plonów produkcji roślinnej, pomimo obniżenia współczynnika parowania w związku z lepszą agrotechniką, spowoduje jednak pewien wzrost sumarycznego rozchodu na parowanie terenne; wzrost parowania będzie wolniejszy niż wzrost plonów, ponadto część wyparowanej wody weźmie ponowny udział w obiegu wewnętrznym w dorzeczu; obliczenia w tym kierunku oparto na sposobie podanym przez Prof. Baca i Prof. Ostromeckiego (10),
- stawy rybne w lutym i marcu pobierają wodę do zapełnienia, a jesienią (w październiku) przy spuszczeniu oddają wodę do odpływu.

TABLICA IV.

Procentowa redukcja odpływu rocznego z dorzecza Bugu po Wyszkwów.

Rok	Objętość istniejącego odpływu miln. m ³	Spodziewane zmniejszenie się odpływu rocznego przy intensyfikacji rolnictwa i leśnictwa					
		w 25%		w 50%		w 100%	
		miln. m ³	%	miln. m ³	%	miln. m ³	%
Przeciętny	4.950	130	2,63	359	7,25	1 068	21,6
Mokry	6.000	130	2,17	359	5,98	1.068	17,8
Suchy	4.600	130	2,83	359	7,80	1.068	23,2

Zmiany w odpływie opracował Prof. Dębski na podstawie równania bilansu wodnego (np. 11) i okre-

ślił w mm i m³/sek o ile zmieni się przeciętny odpływ z całego dorzecza w poszczególnych miesiącach w ciągu roku dla przyjętych 3-ch okresów intensyfikacji rolnictwa i leśnictwa.

W tablicy III zestawione są ilości notowanych opadów i przepływów w roku przeciętnym, mokrym i suchym oraz zmiany odpływu z dorzecza Bugu po Wyszkwów (38.200 km²) na skutek planowanej intensyfikacji rolnictwa i leśnictwa.

Obliczone zmiany odpływu są wypośrodkowane dla przeciętnego roku. Należy przypuszczać, że w latach wilgotnych wystąpi zwiększenie ilości wyparowywanej wody a zmniejszenie się odpływu w porównaniu z podanymi wynikami obliczeń. W latach posusznych z powodu braku wody zmniejszy się ilość wyparowywanej wody i może również zmniejszyć się dopływ do rzeki. Podane wielkości zmian odpływu przyjęto dla całego okresu hydrologicznego, który wzięto przy opracowaniu założeń projektowych trasy wodnej W — Z, a więc z uwzględnieniem lat mokrych, przeciętnych i suchych, traktując jako orientacyjne przybliżenie — w granicach dokładności założeń projektowych.

Z tego zestawienia widać, że w miesiącach od października do stycznia włącznie spodziewane jest zwiększenie się dotychczasowego odpływu, zaś od marca do września — zmniejszenie się. W tym właśnie wyraża się przewidywany wpływ rozwoju zagospodarowania rolniczego i leśnego na bilans wodny w dorzeczu Bugu.

Krytycznym dla rolnictwa i leśnictwa miesiącem może być czerwiec, gdy zużycie wody w porównaniu z obecnym stanem w ostatnim etapie intensyfikacji wyrazi się wielkością 74,7 m³/sek, podczas gdy przeciętny przepływ w rzece w tym miesiącu w przekroju Wyszkwów wynosi w przeciętnym roku 61 m³/sek, zaś w suchym 53 m³/sek. Opierając się na tych liczbach możemy sądzić, że rolnictwo i leśnictwo będzie odczuwać brak wody w dorzeczu w tych miesiącach najsilniej, a przepływ w Bugu spadnie do zera. Praktycznie biorąc szata roślinna będzie musiała korzystać z wilgoci głębszych warstw gruntu, a rolnictwo i leśnictwo może nie osiągnąć w tych latach normalnych plonów, zaś w rzekach niewątpliwie będą pewne minimalne przepływy, które zaistnieją wskutek przesłaniania wody z gruntu.

Dotychczas wypracowane metody ustalania bilansu wodnego i wskaźniki zmian jednostkowych elementów bilansu wodnego są dalekie od doskonałości i ścisłości i dlatego obliczenia na nich oparte musimy traktować jako orientacyjne przybliżenie, które w miarę realizacji inwestycji mających wpływ na gospodarkę wodną muszą być badane, jak już wyżej było nadmienione, ewentualnie muszą być korygowane niewykonane jeszcze rozwiązania techniczne, jak również poprawiony plan gospodarczy i plan gospodarki wodnej.

Procentowa redukcja rocznego odpływu na skutek intensyfikacji rolnictwa i leśnictwa podana jest w tablicy IV.

TABLICA V.

Spyły charakterystyczne z dorzecza Noteci wg. Kellera i Rundo.

Wielkość dorzecza	Spływ wg Kellera z okresu 1873 — 1892		Spływ wg Rundo z okresu 1896 — 1910	
	średni roczny	średni niski	średni roczny	średni niski
km ²	l/sek km ²	l/sek km ²	l/sek km ²	l/sek km ²
6.000	3,0	1,26	2,00	0,63
16.000	5,8	3,40	4,03	2,30

Planowane na trasie wodnej W—Z zbiorniki wodne pozwolą na wyrównanie przepływu w korycie rzeczonym Bugu w ten sposób, że na skutek wyżej podanych zmian w odpływach ilość energii wodnej, którą można na tych zbiornikach wykorzystać, zmniejszyłaby się w końcu pierwszego etapu o 2%, drugiego o 7% zaś trzeciego o 21%. Z tego wynika, że w naj-

Wyszczególnienie	TABLICA III. Ilość opadów i przepływów i spodziewane zmiany odpływu w dorzeczu Bugu po Wyszków.									
	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
I. Ilość opadów w mm	38	28	24	27	24	57	51	70	84	85
— w roku przeciętnym	30	36	34	20	34	37	76	128	72	80
— w roku mokrym	32	16	22	34	40	57	16	52	53	89
II. Wielkości przeciętnego odpływu w m³/sek	151	177	98	149	424	270	77	61	86	225
— w roku przeciętnym	404	240	206	75	335	256	189	177	194	125
— w roku mokrym	40	46	137	63	221	120	84	53	84	40
III. Zmiany odpływu										
A — w mm										
— przy 250% intensyfikacji	+ 0,17	+ 0,17	+ 0,16	0	0,51	0,62	0,79	0,79	0,77	0,62
— przy 500% „	+ 0,16	+ 0,16	+ 0,16	0	3,07	3,03	2,06	1,34	0,82	0,57
— przy 1000% „	+ 0,07	+ 0,07	+ 0,05	0	6,58	6,60	5,00	5,07	4,07	2,15
B — w m³/sek										
— przy 250% intensyfikacji	+ 2,50	+ 2,40	+ 2,53	0	7,30	9,10	11,5	11,6	11,0	8,80
— przy 500% „	+ 21,5	+ 2,30	+ 2,30	0	43,9	45,3	29,4	19,7	11,7	8,20
— przy 1000% „	+ 28,5	+ 1,00	+ 0,7	0	93,8	97,2	71,5	74,7	58,0	30,0
Uwaga: znak — oznacza zmniejszenie się odpływu										
znak + oznacza zwiększenie się odpływu										
R a z e m w r o k u	opad									
	parowanie									
odpływu	568 mm									
	443 mm									
ca 4,950 mln. m³/rok	695 „									
	426 „									
ca 6,000 „	541 „									
	307 „									
ca 4,600 „	125 mm									
	154 „									
ca 5,40 mm	119 „									
	27,96 „									
ca 130 mln. m³/rok	— 3,40 mm									
	— 9,40 „									
ca 559 „	— 27,96 „									
	— 1068 „									

bliższym 15-leciu straty te będą stosunkowo niewielkie.

* * *

W dorzeczu Noteci — o stosunkowo wysokiej kulturze rolnej — na podstawie badań przepływów inż. Rundo stwierdził zmniejszenie się spływów jednostkowych o 30 — 50% (12). W tablicy V podane jest zestawienie spływów ustalonych przez Kellera i Rundo. Nie jest jednak stwierdzone, jaką część można przypisać intensyfikacji rolnictwa i gospodarce leśnej, a jaką innym czynnikom hydrologicznym.

Zmniejszenie się spływów najniższej wody zaobserwowano również na rzekach uregulowanych (13, 14, 15), co podaje tablica VI. I tak np. na Odrze od-

TABLICA VI.

Zestawienie spływów min. niskich wód zaobserwowanych w latach 1891 — 1934.

R z e k a	Wodowskaz	Rok pomiaru	Spływ min. niskiej wody l/sek km²
R e n	Kaub	1891	5,8
		1909	5,5
		1921	4,63
		1934	5,38
W e z e r a	Minden	1909	2,4
		1911	1,7
Ł a b a	Barby	1893	1,2
		1904	1,1
		1934	1,06
O d r a	Dolny Brzeg	1895	1,5
		1904	0,9
		1921/22	0,8
		1930	0,9
		1934	0,86

spływ najniższej wody zmniejszył się w okresie 40 lat o ca 43%. Inż. Skibniewski przypuszcza, że „zmniejszanie przepływu niskich wód następuje również i na rzekach w stanie naturalnym. Wpływa na to systematyczne zmniejszanie się powierzchni lasów oraz postępująca naprzód kultura rolna, powodująca przyrost zbiorów. W Niemczech w okresie od 1884 do 1934 r. przeciętny zbiór suchej substancji zwiększył się z 24 do 42 q/ha“ (13). Po przeprowadzeniu kanalizacji Odry na długość ok. 150 km od Koźła do Wrocławia stwierdzono zmniejszenie się przepływu średniej niskiej wody w okresie od 1881 do 1895 r. we Wrocławiu o 31% (15). Fabian podaje, że przyczyną tego zjawiska było zwiększone ciśnienie hydrostatyczne, spowodowane spiętrzeniem rzeki; wody z koryta rzeczniczego wsiąkały w grunt i zasilaly wody zaskórne i wgłębne.

W latach 1925 — 1929 w rejonie Moskiewskim przeprowadzono regulację rzeki Dubno na długości ok. 58 km w dolinie silnie zabagnionej, torfowej o pow. 40.000 ha (dorzecze ok. 5900 km²). Jak podaje Swadkowski (16), obserwacje do 1934 r. wykazały, że reżym wodny rzeki i doliny zmienił się i to w następujący sposób:

- zwiększył się średni wielki przepływ o 23,8%,
- skrócił się czas trwania zalewu doliny o 18,5%,
- zwiększyła się amplituda wahań poziomów wody,
- spływ jednostkowy wód powodziowych zwiększył się, zaś letnich zmniejszył się.

Należy nadmienić, że regulacja rzeki miała na celu odwodnienie niedostępnych bagien.

Przy rozwiązywaniu projektów melioracji i zagospodarowania użytków zielonych mamy do czynienia z problemem dostarczenia wody do nawodnienia. Po zestawieniu ilości wody, jaką mamy do dyspozycji w rzece, z ilością potrzebną do nawodnienia — przy

stosunkowo dużym areale użytków zielonych wymagających nawodnienia w porównaniu z wielkością dorzecza — b. często w naszych warunkach okazuje się brak wody. To zmusza do szukania źródeł pokrycia tych braków, względnie do takiego gospodarowania wodą i ustawienia gospodarki łakowo-pastwiskowej w czasie, żeby ilość wody, jaką mamy do dyspozycji w rzece mogła w najniezbędniejszym stopniu obsłużyć areal wymagający nawodnienia.

Poważny problem pokrycia braków wody do nawodnienia istnieje w dorzeczu rz. Narwi o powierzchni 28.424 km², gdzie mamy ok. 500.000 ha gruntów, wymagających regulacji stosunków wodnych i nawodnienia, co stanowi ponad 17% całej ziemi. A przy tym pobieranie wody do nawodnienia z rzek stoi w kolizji z żegluga i to nie tylko na Narwi, ale i dolnym Bugu i do pewnego stopnia na Wiśle. Sytuację częściowo ratują tutaj jeziora mazurskie i augustowsko-suwalskie, które można wykorzystać do magazynowania wód dla celów zasilania cieków dla nawodnienia (17, 18, 19).

Po wykonaniu urządzeń wodno-melioracyjnych w dolinach rzecznych i po zamknięciu jazów i zastawek dla nowodnienia łąk i pastwisk często obserwujemy, że przez pewien czas poniżej jazu zanika przepływ w rzece. Obserwowałem to np. w dolinie rz. Orłanki z dorzeczem oki 500 km² powyżej Denisek w pow. Bielsko-Podlaskim w woj. Białostockim w 1939 r. Po zamknięciu w porze suchej dwóch jazów na rzece obsługujących ok. 1000 ha łąk i pastwisk nawodnianych, pomimo że były wykonane tylko główne rowy nawodniające w dolinie, przez dwa tygodnie nie było przepływu wody poniżej dolnego jazu na długości ok. 2 km rzeki. Do koryta rzecznego na tym odcinku dopływała minimalna ilość wody wydostająca się przez styki belek zakładanych na jazie oraz przesiąkająca z gruntu — ze skarp rzeki i nielicznych bocznych rowów w dolinie.

Zjawisko wysychania rzek obserwuje się w Związku Radzieckim i szczególnie silnie występuje ono w południowych i południowo-wschodnich rejonach europejskiej części tego kraju (2). W tych rejonach wg Poljakowa zmniejszenie się spływu wywołane jest pobieraniem wody do nawodnień. Wielkość dorzeczy, w których zanika spływ letni, dochodzi do 20.000 km². Dotyczy to takich rzek jak: Sal, B. i Śr. Jegorlik, Karpowka i Aksaj Esałowski (dopływy Donu), B. Irgiz, Erustan (Zawołże). Na Ukrainie zarejestrowano wysychanie rzek o dorzeczach 10 — 12.000 km², jak np. Ingulec (9.280 km²), Orel (dopływ Dniepru — 9.587 km²), Wołczja (dopływ Samary Dniepru — 10.742 km²). Południowe rzeki ze zlewniami do 15.000 km² w końcu lata często przedstawiają obraz jezior, oddzielonych od siebie wyschniętymi progami dennymi.

Powyższe dane przytoczone z literatury polskiej, radzieckiej i niemieckiej oraz z naszej praktyki projektowania i wykonawstwa urządzeń wodno-melioracyjnych pozwalają przypuszczać, że obliczenia dotyczące przewidywanego bilansu wodnego w dorzeczu Bugu — jako orientacyjne — ujmują zagadnienie przyszłej gospodarki wodnej, z dostateczną jak na obecne możliwości w tej dziedzinie dokładnością.

Podstawowym czynnikiem w naturalnych warunkach, wpływającym na rozmiary i kierunki melioracji i zagospodarowania rolniczo-leśnego, jest stan uwilgotnienia gleb i podłoża. Staje się coraz bardziej zrozumiałe to, że reżym wodny gleby jest jednym z zasadniczych elementów przy zwiększaniu plonów. Wiljams scharakteryzował jego znaczenie w następujących słowach: „Od reżymu wodnego zależy urodzajność gleby. Reżym wodny warunkuje procesy gromadzenia i niszczenia organicznych substancji. Od reżymu wodnego gleby zależy reżym wodny rzek i reżym wodny całego kraju i jego klimat. Reżym wodny warunkuje wielkość i stałość plonów — od niego zależy dobór i różnorodność kultur. Tylko po ustabilizowaniu się reżymu wodnego zaczyna się produkcyjny efekt zastosowania mechanizacji i użyźniania

i tylko w następstwie tego otwiera się szeroka perspektywa do stosowania zasad selekcji do dalszego podniesienia wydajności“.

Dlatego przy tak poważnych o długofalowym działaniu inwestycjach, jakie są przewidziane na drodze wodnej W—Z nie można było opierać się na istniejącym reżymie wodnym w dorzeczu i w rzece, a więc nie można było bazować na istniejących obecnie objętościach przepływów — ale ujmując integralnie zagadnienie gospodarki wodnej w dorzeczu Bugu należało ustalić, iak będzie się kształtować reżym wodny w przyszłości w całym dorzeczu i jak to wpłynie na wielkości przepływów w Bugu.

W założeniach projektowych trasy W—Z oparto się właśnie na reżymie wodnym, jaki zaistnieje w przyszłości z uwzględnieniem stopniowej intensyfikacji rolnictwa i leśnictwa.

LITERATURA

1. Akademia Nauk ZSRR — Małyje rieki w narodnom choziajstwie ZSRR — 1949 r.
2. Poljakow — Gidrologičeskie rasczoty pri projektirowaniji saaruženij na riekach małych bassiejnow — 1948 r.
3. Astapow, Michajłow, Popowa — Nakoplenie wlagi w poczwie za szcztot polnawo ispolzowanija osienno-zimnych asadkow. „Gidrotiehnika i Mielioracija“ — 1951 r. Nr 7.
4. Mazarow — Agronomiczeskie i melioratiwnyje prijomny barby z zasuchoj — 1949 r.
5. Ziemiński — Zagadnienie przemieszczania gleb pod wpływem wody i próba zapobiegania tym zjawiskom na lessach głębokich — 1949 r.
6. Dobrzański — Gospodarka wodna w glebie lessowej — 1947 r.
7. Ostromecki — Wpływ erozji na żyzność gleby i planowanie w krajobrazie moreny dennej — 1950 r.
8. Trosbach — Der Einfluss der Bodenentwässerung auf den Wasserhaushalt der Gewässer — 1935 r.
9. Ostromecki — Projektowanie równowagi bilansu wodnego dla zmeliorowanych zlewni bagiennych — 1947 r.
10. Bac i Ostromecki — Melioracje rolne w gospodarce wodnej Polski. „Gospodarka Wodna“ — 1948 r. Nr 7—8.
11. Dębski — Badanie bilansu wodnego Polski. „Gospodarka Wodna“ — 1948 r. Nr 7—8.
12. Rundo — Charakterystyka przepływów Noteci na podstawie pomiarów z lat 1890—1924. — „Wiadomości Służby Hydr.-Meteor.“ — 1949 r. Tom I z. 5.
13. Skibniewski — Zmiany stosunków hydrologicznych na rzekach uregulowanych lub skanalizowanych. — „Gospodarka Wodna“ — 1948 r. Nr 1—3.
14. Gaehrs — Ursache und Überwindung der Niedrigwasserzeiten unserer Ströme — „Zeitschrift für Binnenschiffahrt“ — 1934 r.
15. Fabian — Die obere und mittlere Oder als Schifffahrtstrasse. — „Jahrbuch der hafenbautechnischen Gesellschaft“ — 1925 r.
16. Swadkowski — Regulowanie rzeki Dubny 1936 r.
17. Sochoń — Zagadnienia gospodarki wodnej w dorzeczu Narwi. — „Gospodarka Wodna“ — 1939 r. Nr 1.
18. Sochoń — Możliwości magazynowania wody w jeziorach mazurskich dla celów nawadniania — „Gospodarka Wodna“ — 1947 r. Nr 1.
19. Pacewicz — Możliwości wykorzystania jezior mazurskich i augustowsko-suwalskich do nawodnień. — „Gospodarka Wodna“ — 1949 r. Nr 6—12.

DR INŻ. JULIAN LAMBOR

Metoda jednoczesnego wyznaczania trzech niewiadomych krzywej konsumcyjnej

(Dokończenie)

Wiemy z nauki o szeregach, że wyrażenie ujęte w klamrę dla $\lim n = \infty$ ma wartość $\lg n \left(1 + \frac{\eta}{\gamma}\right)$

oczywiście z warunkiem że $1 > \frac{\eta}{\gamma} > -1$, który tutaj

istotnie zachodzi, wobec małej wartości η . Otrzymamy więc po zsumowaniu tego szeregu wyrażenie:

$$n \lg e \cdot l_n \left(1 + \frac{\eta}{\gamma}\right) = n \lg e \left[l_n(\gamma + \eta) - l_n \gamma \right] \quad (16)$$

Ta forma nie jest jeszcze odpowiednia, gdyż nie umożliwia nam ustawienia równań normalnych Gaussa. W tym celu musimy wydzielić niewiadomą η .

Należy przypomnieć, że

$$l_n(\gamma + \eta) = l_n \gamma + \frac{\eta}{\gamma} - \frac{1}{2} \frac{\eta^2}{\gamma^2} \quad (17)$$

opuszczając wyrazy rzędu wyższego jako małe i wstawiając w poprzednie wyrażenie otrzymamy:

$$n \lg e \left(l_n \gamma + \frac{\eta}{\gamma} - l_n \gamma \right) = \frac{n \cdot \eta}{\gamma} \lg e = \frac{n \lg e}{H+h} \cdot \eta \quad (18)$$

W ten sposób doszliśmy do prostej formy całego zawilego wyrażenia 15, które jak widzimy jest równe pierwszemu wyrazowi tego równania, czyli pierwszej pochodnej funkcji $\lg Q$ podług h .

Wstawiając do równania 10 pochodne i wyrażenia ze wzorów 11, 12, 13, 14 i 18 oraz pamiętając, zgodnie z założeniami, że operujemy wartościami przybliżonymi β_0 , h_0 i n_0 otrzymamy:

$$\lg Q = \lg Q_0 + \xi + \frac{n_0 \lg e}{H+h_0} \cdot \eta + \lg(H+h_0) \zeta$$

a równania odchyłek wartości obserwowanych od wartości prawdziwych dla szeregu par obserwacji:

$$\begin{aligned} \xi + \frac{n_0 \lg e}{H_i + h_0} \cdot \eta + \lg(H_i + h_0) \cdot \zeta + \\ + \lg Q_{oi} - \lg Q_i = \delta_i \end{aligned} \quad (19)$$

czyli zwykła forma równań błędów:

$$a_i \xi + b_i \eta + c_i \zeta + w_i = \delta_i \quad (20)$$

gdzie:

$$a_i = 1 \quad b_i = \frac{1}{H_i + h_0} \quad c_i = \lg(H_i + h_0)$$

$$\eta = n_0 \lg e \cdot \eta \quad w_i = \lg Q_{oi} - \lg Q_i$$

a wartości ξ , η , ζ są poprawkami przybliżonych wartości β_0 , h_0 , n_0 .

Z tych równań błędów, na podstawie warunku $[\delta_i \delta_i] = \min$, ustawiamy trzy równania normalne Gaussa typu 6, które pozwolą na wyznaczenie poprawek ξ , η , ζ , a więc najbardziej prawdopodobnych wartości niewiadomych α , h i n krzywej konsumcyjnej.

Jednak nie można powiedzieć, żeby wyprowadzony tutaj sposób obliczenia niewiadomych przy pomocy równań 19 względnie 20 był dokładny, a to z tego względu, że i tu zastosowaliśmy przybliżenie, które często nie jest bez wpływu na wynik a mianowicie: w równaniu 17 opuściliśmy wyrazy rzędów wyższych, zakładając, że są małe, co istotnie ma miejsce. Ale jeżeli wartość przybliżona h_0 nie jest dostatecznie bliska prawdziwej wartości h , czyli nie jest dostatecznie mała, to pominięcie wyrazów wyższych rzędów nie jest bez wpływu na wynik.

Chcąc uniknąć błędów, wynikającego z opuszczenia wyrazów rzędów wyższych, należałoby wyrażenia rozwinąć w pełny szereg Taylora, a następnie szereg ten zsumować. W tym celu musielibyśmy wyrażenie przy ζ równania 3 zastąpić pełnym rozwinięciem w szereg Taylora, czyli:

$$\begin{aligned} \frac{\alpha \cdot (H+h)^n \ln(H+h)}{1!} \zeta + \frac{\alpha \cdot (H+h)^n \ln^2(H+h)}{2!} \zeta^2 + \\ + \frac{\alpha \cdot (H+h)^n \ln^3(H+h)}{3!} \zeta^3 + \dots \text{ad inf.} = \\ = Q \left[\frac{\ln(H+h)}{1!} \zeta + \frac{\ln^2(H+h)}{2!} \zeta^2 + \frac{\ln^3(H+h)}{3!} \zeta^3 + \dots \text{ad inf.} \right] \end{aligned}$$

Szereg w klamrze można w łatwy sposób zsumować, pamiętając, że:

$$1 + \frac{x}{1!} + \frac{x}{2!} + \frac{x}{3!} + \dots \text{ad inf.} = e^x$$

a więc:

$$1 + \frac{\ln(H+h)}{1!} \zeta + \frac{\ln^2(H+h)}{2!} \zeta^2 + \frac{\ln^3(H+h)}{3!} \zeta^3 + \dots = e^{\zeta \cdot \ln(H+h)}$$

nazwijmy $e^{\zeta \cdot \ln(H+h)} = z$, wówczas $\zeta \cdot \ln(H+h) = \ln z$

$$\text{Skąd } (H+h)^\zeta = z, \quad \text{czyli } e^{\zeta \cdot \ln(H+h)} = (H+h)^\zeta$$

czyli, że podany wyżej szereg Taylora ma wartość:

$$Q \cdot [(H+h)^\zeta - 1] = \sum Q_{oi} [(H_i + h_0)^\zeta - 1]$$

Pomimo swej prostej postaci nie da się go użyć do zbudowania równań normalnych Gaussa, gdyż nie da się sprowadzić do postaci liniowej.

To samo powiedzieć można o wyrażeniu przy η równania 3. Jeżeli nie zadowolimy się tym pierwszym wyrazem szeregu Taylora, ale uwzględnimy pełny szereg, to okaże się, że szereg ten tylko w pewnych wypadkach jest malejący, a więc nie da się zsumować.

A zatem nie da się uniknąć błędów przybliżenia przyjątego w tej metodzie rozwiązania.

Ażby uniknąć tych niedokładności proponuję tutaj inne rozwiązanie, więcej dokładne a przy tym bardziej proste, opierając się na niżej podanym rozumowaniu.

Wróćmy do wyrażenia 16

$$n \lg e \cdot l_n \left(1 + \frac{\gamma}{\gamma}\right) = n \cdot \lg \left(1 + \frac{\gamma}{\gamma}\right) = \\ = n \left[\lg (\gamma + \eta) - \lg \gamma \right]$$

Ponieważ η jest małe w porównaniu z γ , można napisać:

$$\lg (\gamma + \eta) = \lg \gamma + \Delta \gamma \cdot \eta \quad (21)$$

gdzie $\Delta \gamma$ jest poprawką logarytmów Briggsowskich przypadającą na jednostkę wartości $\gamma = H_i + h_0$

Na podstawie tego uproszczenia otrzymamy:

$$n [\lg (\gamma + \eta) - \lg \gamma] = n \cdot \Delta \gamma \cdot \eta \quad (22)$$

czyli zamiast równania błędów przedstawionego pod 19, otrzymamy równania:

$$\xi + n_0 \Delta \gamma \eta + \lg (H_i + h_0) \cdot \varepsilon + \omega_i = \delta_i \quad (23)$$

co napiszemy w formie:

$$a_i \xi + b_i \varepsilon + c_i \zeta + \omega_i = \delta_i \quad (24)$$

gdzie:

$$a_i = 1 \quad b_i = \Delta \gamma_i \quad c_i = \lg (H_i + h_0)$$

$$\omega_i = \lg Q_{oi} - \lg Q_i \quad i \varepsilon = n \cdot \eta$$

Ustawienie równań normalnych Gaussa przy pomocy tych równań błędów, nie przedstawia żadnych trudności, ponieważ dla ustawienia ich wystarczy wyszukać tylko logarytmy wartości $H_i + h_0$ i jednocześnie odpowiadające im poprawki logarytmiczne, oraz różnice między wartością pomieraną (Q_i) a obliczoną z przybliżonych danych (Q_{oi}). Widzimy więc, że dzięki zastosowaniu określenia wyżej podanego (22) otrzymujemy współczynniki równań normalnych w bardzo prostej postaci, co pozwala nam na łatwe obliczenie prawdziwej formy równania krzywej konsumpcyjnej.

Dla zreasumowania sposobu obliczania krzywej konsumpcyjnej podaną przeze mnie metodą, powtórzmy krótko tok postępowania.

Po naniesieniu na papier milimetry lub logarytmiczny wyników pomiaru przepływu czyli par obserwacji Q i H , określamy w przybliżeniu wartości współczynników krzywej konsumpcyjnej α_0 , h_0 i n_0 ,

Mając te wartości znajdziemy $\eta = \frac{\varepsilon}{n_0}$ oraz współczynnik krzywej konsumpcyjnej

$$\lg \alpha = \lg \alpha_0 + \xi \quad h = h_0 + \eta \quad n = n_0 + \zeta.$$

Miara wartości otrzymanego wyniku jest jednostkowy błąd średni, który obliczamy przy pomocy wzoru:

$$\mu_o = \pm \sqrt{\frac{\sum \omega_i^2}{r-3}}$$

gdzie ω_i jest różnicą między wartością $\lg Q$ obliczoną a pomierzoną, a r ilością obserwacji.

Przykład liczbowy.

Dla uproszczenia zagadnienia weźmy tylko cztery pary obserwacji, czyli najmniejszą wymaganą ilość, potrzebną do wyrównania.

Lp.	H_i w m	Q_i w m ³ /sek	$\lg Q_i$
1	1,90	3,31	0,51983
2	3,11	9,60	0,98227
3	4,93	28,43	1,45378
4	8,88	138,50	2,14145
Σ	18,82		5,09733

Dla równania $Q = \alpha (H + h)^n$, względnie jej formy logarytmicznej $\lg Q = \lg \alpha + n \lg (H + h)$, przyjmujemy wartości przybliżone $n_0 = 3,0$, $h_0 = 1,50$ m, co wynika z wykresu, oraz $\alpha = 0,1$ jako odpowiadające tamtemu dwóm.

Dla tych wartości obliczamy przybliżone przepływy Q_{oi} , i w tym celu znajdziemy najpierw wartości $H + h_0$, logarytm tej wartości $\lg \gamma = \lg (H + h_0)$, który jest zarazem współczynnikiem C równania błędów, oraz wypiszemy równocześnie poprawki logarytmiczne dla tych wartości ($\Delta \gamma$). W ten sposób w poniższej tabelce będziemy mieli zestawione wszystkie współczynniki równań błędów wraz z sumą kontrolną.

Równania błędów będą więc:

$$1. \xi + 0,1259 \varepsilon + 0,53148 \zeta + 0,07461 = \delta_i$$

$$2. \xi + 0,1932 \varepsilon + 0,66370 \zeta + 0,00883 = \delta_i$$

$$3. \dots \dots \dots$$

Z warunków $[\delta\delta] = \text{mín.}$ ustawimy 3 równania normalne Gaussa, których współczynniki mamy zestawione tabelarycznie poniżej:

Lp.	$\gamma_i = H_i + h_0$	$\lg \gamma_i = c$	$\Delta \gamma_i = b_i$	$\lg Q_{oi} = 3,0 \lg \gamma + \lg \alpha_0$	$\omega_i = \lg Q_{oi} - \lg Q_i$	$S = a + b + c$
1	3,40	0,53148	0,1259	0,59444	+ 0,07461	1,73199
2	4,61	0,66370	0,0932	0,99110	+ 0,00883	1,76573
3	6,43	0,80821	0,0670	1,42463	- 0,0915	1,84606
4	10,38	1,01620	0,0399	2,04860	- 0,09285	1,96325
	24,82	3,01959	0,3260	5,05877	- 0,03856	7,30703

(6)

przy pomocy jednej z metod na początku, względnie wprost z wykresu. Dla tych wartości znajdujemy $\lg (H_i + h_0)$ i zarazem różnice logarytmiczne $\Delta \gamma$, a następnie obieramy odnośne $\lg Q_{oi}$ oraz różnice $\omega = \lg Q_{oi} - \lg Q_i$. W ten sposób mamy współczynniki a_i , b_i , c_i i ω_i dla równań błędów, których ustawiamy równania normalne Gaussa, służące do obliczenia niewiadomych.

Lp.	bb	bc	$b\omega$	hs
1	0,015851	0,036913	+ 0,009393	0,218058
2	0,008686	0,061857	+ 0,000823	0,164566
3	0,004489	0,054150	- 0,009953	0,123686
4	0,001592	0,040546	- 0,003705	0,078134
Σ	0,030618	0,223466	+ 0,004558	0,584642

(4)

Lp.	cc	cw	cs
1	0,282471	+ 0,039654	0,920518
2	0,440489	+ 0,005860	1,171915
3	0,653203	- 0,023559	1,492004
4	1,032662	- 0,094354	1,995055
	2,408834	- 0,072399	5,579491
			(2)

Równania normalne Gaussa będą więc miały kształt i przebieg rozwiązania jak podano niżej:

$$\begin{aligned}
 -0,0815 & -0,7548975 \\
 4\xi + 0,326\epsilon & + 3,01959\zeta - 0,03856 & + 7,30703 \\
 -0,026\,569 & -0,246\,096 & + 0,003\,1426 & -0,595\,522\,9 \\
 + 0,030\,618\epsilon & + 0,223\,466\zeta & + 0,004\,558 & + 0,584\,642 \\
 & -2,279\,4809 & + 0,029\,1088 & -5,516\,058\,7 \\
 & + 2,408\,834\zeta & -0,072\,599 & + 5,579\,491 \\
 & + 5,589\,182\,5 \\
 + 0,004\,049\epsilon & -0,022\,630\,6\zeta & + 0,007\,700\,6 & -0,010\,880\,2 \\
 & -0,126\,486\,6 & + 0,043\,040\,1 & -0,060\,815\,3 \\
 & + 0,129\,353\,1\zeta & -0,043\,690\,2 & + 0,063\,432\,3 \\
 & + 0,002\,866\,5\zeta & -0,000\,250\,1 = 0 & + 0,002\,617
 \end{aligned}$$

$$\zeta = \frac{0,000\,250\,1}{0,002\,866\,5} = + 0,087\,249$$

$$\epsilon = (+ 0,022\,630\,6 \cdot 0,087\,249 - 0,007\,700\,6) : 0,004\,049 = - 1,414\,201$$

$$\xi = (+ 0,326 \cdot 1,414\,201 - 3,01959 \cdot 0,087\,249 + 0,03856) : 4 = + 0,059\,033$$

wobec tego:

$$\eta = \frac{\epsilon}{n_0} = - \frac{1,414\,201}{3,0} = - 0,4714$$

a współczynniki krzywej konsumpcyjnej

$$lga = lga_0 + \xi = -1,0 + 0,05'03 = 0,05903 - 1$$

$$\alpha = 0,1146$$

$$n = n_0 + \epsilon = 3,0 + 0,087 = + 3,087$$

$$h = h_0 + \eta = 1,50 - 0,47 = 1,03$$

a więc poprawione równanie krzywej konsumpcyjnej brzmi:

$$Q = 0,1146 (H + 1,03)^{3,059}$$

Widzimy więc, że w przybliżonej formie wartości α i n zostały dobrane względnie dobrze, nietrafnie natomiast zostało ocenione h .

Miarą poprawnego wyrównania jest suma kwadratów błędów, czyli kwadratów różnic pomiędzy wartością pomiarzoną a obliczoną z równania. Jak widzimy z niżej podanego zestawienia suma $\Delta\Delta$ dla przybliżonej formy równania wynosiła 714,60 a po obliczeniu, przy pomocy podanej tutaj metody, właściwego równania krzywej konsumpcyjnej, suma kwadratów błędów została sprowadzona do niewielkiej wartości 5,52.

i	Q^i	$\Delta^i = Q^i - Q_i$	$\Delta^i \Delta^i$	Q_{oi}	$\Delta = Q_{oi} - Q_i$	$\Delta\Delta$
1	3,17	- 0,14	0,0196	3,93	+ 0,62	0,3844
2	9,20	- 0,40	0,1600	9,80	+ 0,20	0,0400
3	28,34	- 0,09	0,0081	26,58	- 1,85	3,4225
4	136,19	- 2,31	5,3361	111,84	- 26,66	710,7556
			5,5238			714,6025

Jak widzimy z zestawienia, przybliżona forma równania odbiegła tylko w górnych punktach, a to w punkcie 4 o 26,66 a w punkcie 3 o 1,85 natomiast w pierwszych dwóch punktach zgadzała się. Po wyznaczeniu właściwej wartości wszystkich 3-ch niewiadomych krzywa konsumpcyjna otrzymała należyty przebieg w górnej strefie a ponadto w dolnej części nie tylko że przebieg jej nie pogorszył się, ale nawet się poprawił, co można osiągnąć tylko drogą jednoczesnego wyrównania wszystkich trzech niewiadomych krzywej konsumpcyjnej.

PRZEGLĄD METEOROLOGICZNY I HYDROLOGICZNY

K W A R T A L N I K

ORGAN POLSKIEGO TOWARZYSTWA
METEOROLOGICZNEGO
I HYDROLOGICZNEGO

REDAKCJA I ADMINISTRACJA: WARSZAWA, UL. HOŻA 74, IV p.

CZŁONKOWIE TOWARZYSTWA OTRZYMUJĄ CZASOPISMO
W RAMACH SKŁADKI CZŁONKOWSKIEJ

PROF. DR EDWARD STENZ I INŻ. ZDZISŁAW MIKULSKI

Polskie Towarzystwo Meteorologiczne i Hydrologiczne.

Pomiary przenikalności promieniowania słonecznego w jeziorach i ich zastosowanie

Na łamach „Gospodarki Wodnej” poruszano dotychczas zbyt mało zagadnień dotyczących fizyki wody. Tymczasem rozszerzający się zasięg tematyczny naszego pisma z jednej strony oraz powstawanie nowych, coraz to doskonalszych metod badań własności fizycznych wody z drugiej strony, stwarza konieczność zainteresowania tymi zagadnieniami szerszego ogółu hydrotechników.

Poniżej zamieszczamy artykuł zaznajamiający czytelników z nowymi, jedynymi w Polsce, pomiarami przezroczystości wody w jeziorach, wykonywanymi metodą aktywności.

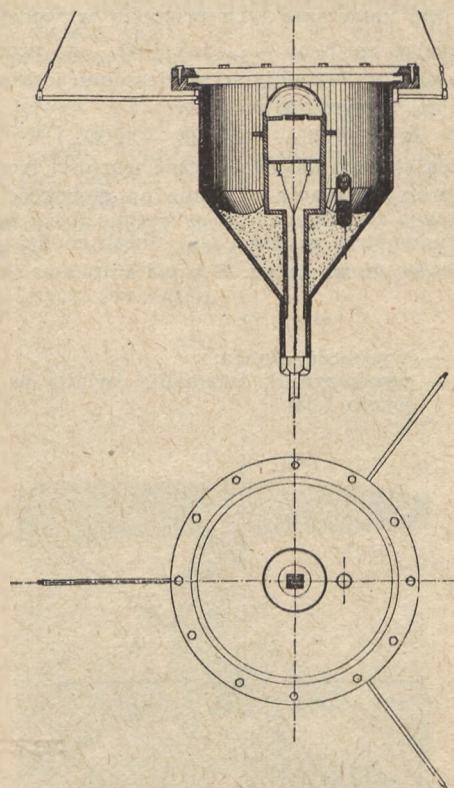
W lecie 1951 roku autorowie wykonali szereg pomiarów przenikalności wód względem promieniowania słonecznego na kilku jeziorach Mazurskich w okolicach Olsztyna. Prace te były kontynuacją spostrzeżeń rozpoczętych po wojnie w 1950 r. w grupie jezior w okolicy Giżycka i zostały sfinansowane, podobnie jak w roku poprzednim, przez Polskie Towarzystwo Meteorologiczne i Hydrologiczne. Celem tych prac było zbadanie szeregu jezior pod względem przepuszczalności ich wód dla promieni słonecznych, metodą aktywności, opracowaną przez jednego z autorów w 1935 r.

Przeprowadzenie tego rodzaju prac było potrzebne, gdyż w jeziorach naszych poczęto obserwować zjawiska, których interpretacja nasuwała wątpliwości, bądź też w ogóle nie zdawano sobie sprawy z roli promieniowania słonecznego w wodach jeziornych. Wystarczy zauważyć, że w 1926 r. ukazała się u nas pewna praca na temat termiki jezior w Wielkopolsce, której autor twierdził, że energia słoneczna wywiera „znikomy wpływ na termikę jezior” i że „olbrzymia większość promieni słonecznych odbija się od powierzchni wód”. Tymczasem w rzeczywistości powierzchnia wód jeziornych odbija (latem, około południa) zaledwie 2,5% promieni słonecznych, cała zaś ich reszta, tj. 97,5% wchodzi do jeziora. Potwierdzeniem znacznego pochłaniania promieni słonecznych przez zbiorniki wód jest chociażby fakt, że morza i jeziora, sfotografowane ze znacznej wysokości, wychodzą na zdjęciu bardzo ciemno. Jeżeli więc zapuścić odpowiednio skonstruowany aktywności podwodny na różne głębokości, to można stwierdzić, że energia słoneczna przenika wgląd jeziora.

Pomiary, jakie wykonano w jeziorach, wykazały, że stopień tej przenikalności jest bardzo różny i że zależy od wielu czynników, a przede wszystkim od czystości wody jeziornej. Na podstawie wyników, jakie jeden z autorów otrzymał w latach 1935—36 w jeziorach Wigierskich¹⁾, mógł on wyjaśnić zarówno powstawanie epilimnionu²⁾ w okresie letnim, jak i pochodzenia uwarstwienia dychotermicznego³⁾ pod pokrywą lodową na przedwiośniu. Wyjaśnienia tego oczywiście nie mogły dać same tylko pomiary termometryczne, ani tym bardziej obserwacje za pomocą krążka Sec-

chi'ego⁴⁾, pozwalającego w sposób przybliżony oznaczyć przezroczystość wody jedynie przez pomiar głębokości, na której krążek przestaje być widoczny. W przeciwieństwie do krążka Secchi'ego, który daje tylko jedną wartość, aktywności podwodny pozwala mierzyć promieniowanie na różnych głębokościach i wyznaczyć w ten sposób przepuszczalność wód jeziornych na poszczególnych poziomach.

Przyrządem, który służy do tego celu jest limno-aktywności (rys. 1), zaprojektowany przez jednego



Rys. 1. Przekrój limnoaktywności.

1) E. Stenz. Über die Transmission der Sonnenstrahlung in den Wigry-Seen. Gerlands Beitr. z. Geophysik, Bd.50.1937.

2) Epilimnion — górna warstwa jeziora, ulegająca wpływom dobowych zmian temperatury (por. Inż. Skibniewski — Wskazówki do hydrologicznego badania jezior. Instrukcje i podręczniki PIHM. Warszawa 1947).

3) Dychotermia (od wyrazu greckiego dycha — dwojaki) polega na swoistym uwarstwieniu termicznym wody pod lodem, powstałym pod wpływem nagrzewania promieniami słonecznymi: bezpośrednio pod pokrywą lodową temperatura wody jest bliska zeru, podczas gdy kilkanaście centymetrów poniżej może ona przekroczyć 30° i więcej, po czym znowu nieco opada.

z autorów i zbudowany po raz pierwszy w 1935 r. a ponownie wykonany (wobec utraty pierwszego egzemplarza podczas wojny) w 1950 r. staraniem Polskiego T-wa Meteorologicznego i Hydrologicznego. Zasadniczą częścią limnoaktywności jest termos Molla. Składa się on z wielu termopar z konstantanu i manganinu w postaci wąskich pasków o grubości kilku mikronów; termopary te są umieszczone w jednej płaszczyźnie i połączone w szereg. Wystawiony na działanie promieniowania, termos taki wytwarza termopór na napięciu kilku miliwoltów, który może być mierzony za pomocą galwanometru. Termos jest nakryty kopułką szklaną i umieszczony

4) Białe pomalowany krążek z blachy o średnicy 30 cm, opuszczany do jeziora w położeniu poziomym na cehowanej linie.

ny w wodoszczelnej komorze metalowej, zamkniętej od góry płaską płytą szklaną. Aktynometr ten jest połączony za pomocą kabla dwużyłowego w osłonie gumowej z miligalwanometrem, którego wychylenia wskazówki przyjmowano za proporcjonalne do natężenia promieniowania, padającego na powierzchnię termostatu.

Naturalnie natężenie promieniowania, jakie się mierzy w jeziorze, zależy nie tylko od głębokości zanurzenia aktynometru i stopnia przepuszczalności wody, ale także od wysokości słońca. Można jednak wyeliminować zmiany wysokości słońca przez sprowadzenie wszystkich pomiarów do pionowego kierunku padania promieni. Nie wchodząc w szczegóły, które są podane gdzie indziej⁵⁾, zauważymy, że jeżeli przyjąć, iż natężenie promieniowania w wodzie słabnie z głębokością według prawa wykładniczego, to wówczas otrzymuje się, na szukaną wartość promieniowania Q_x , na głębokości x , wzór:

$$Q_x = Q_o \left(\frac{Q_m}{Q_o} \right)^{\cos r}$$

gdzie:

Q_o — natężenie promieniowania na powierzchni jeziora,

Q_m — natężenie, mierzone na głębokości x przy skośnym padaniu promieni,

r — kąt załamania tych promieni w wodzie.

Wyrażając zarówno Q_x , jak i Q_m w procentach wartości Q_o , zmierzonej na powierzchni jeziora i logarytmując, otrzymuje się wzór:

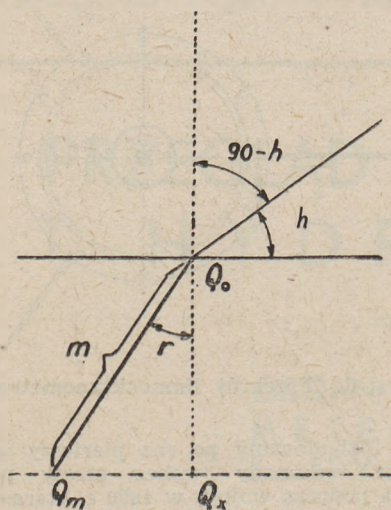
$$\lg Q_x = 2 - \cos r (2 - \lg Q_m)$$

za pomocą którego można obliczyć wartości teoretyczne Q_x promieniowania w pionie na głębokościach x , na podstawie zmierzonych bezpośrednio (przy pomocy limnoaktynometru) wartości Q_m . Jeżeli chodzi o kąt r , to oblicza się go ze wzoru Snelliusa

$$\sin r = \frac{\cos h}{n}$$

gdzie: h — wysokość słońca,

n — współczynnik załamania światła w wodzie (około 1,33)

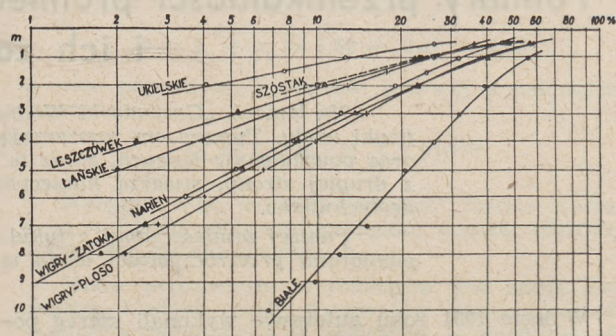


Rys. 2.

Otóż pierwsze pomiary, które wykonał jeden z autorów na jeziorach Wigierskich w 1935 r., wykazały, że istnieje ogromna rozpiętość w przenikalności promieniowania słonecznego w tych jeziorach. Wyniki te ilustruje wykres (rys. 3), w którym na osi rzędnych zostały odłożone głębokości w jeziorach, na osi odciętych zaś (skala logarytmiczna) — procenty przenika-

jącego promieniowania (promieniowanie na powierzchni jeziora przyjęte za 100).

Tak więc jez. Białe wykazało ogromną przepuszczalność (na głęb. 9 m mierzono jeszcze 10%



Rys. 3. Krzywe przenikalności promieniowania słonecznego w jeziorach.

promieniowania), podczas gdy np. jez. Leszczówek wykazywało 10% już na głęb. 2 m. Jez. Wigierskie zarówno na płosie, jak i w zatoce północnej wykazało przeciętne wartości przenikalności. Jeżeli za jej miarę przyjąć współczynnik przenikalności q , związany wartościami promieniowania za pomocą równań

$$Q_m = Q_o \cdot q^m$$

$$Q_x = Q_o \cdot q$$

gdzie m jest długością drogi promieni w wodzie, to dla jez. Białego otrzymuje się $100 q = 82,3\%$, dla jez. Leszczówek — 47%, a dla jez. Wigierskiego — 62,1% (zat. północna) lub 64,8% (płoso). Możemy więc powiedzieć, że jez. Leszczówek jest prawie dwa razy mniej przepuszczalne, niż jez. Białe i że płoso jez. Wigry jest tylko nieco mniej przepuszczalne, niż zatoka północna. Warto zauważyć, że w świetle tych ostatnich danych powinna ulec rewizji dawna klasyfikacja tych jezior, podana przez Z. Koźmińskiego i J. Wiszniewskiego⁶⁾, któ-



Rys. 4. Pomiar limnoaktynometryczny na jez. Łańskim.

rzy Wigry — płoso zaliczyli do jezior zimnych przezroczystych, zaś Wigry — zatokę — do zimnych nieprzezroczystych. W rzeczywistości obie części tego jeziora mają zbliżone własności pod względem przezroczystości.

Pomiary limnoaktynometryczne dają się również z powodzeniem wykonywać i wczesną wiosną, gdy jeziora są jeszcze pokryte lodem. Tak np. stwierdzono, że w marcu 1936 r. przepuszczalność w jez. Leszczówek

⁵⁾ E. Stenz. O przenikalności promieniowania słonecznego w jeziorach Wigierskich. Arch. Hydrobiol. i Ryb., t. XI. 1938.

⁶⁾ Z. Koźmiński u. J. Wiszniewski. Über die Vorfrühlungsthermik der Wigry-Seen. Arch. f. Hydrobiol., Bd.28. 1935.

była znacznie większa (64%), niż w sierpniu 1935 r., kiedy zmierzono zaledwie 47% przepuszczalności. Zmiany te były wywołane oczywiście zmianami zawartości planktonu i zawiesin mineralnych w wodzie jeziornej.



Rys. 5. Zapuszczanie limnoaktynometru.

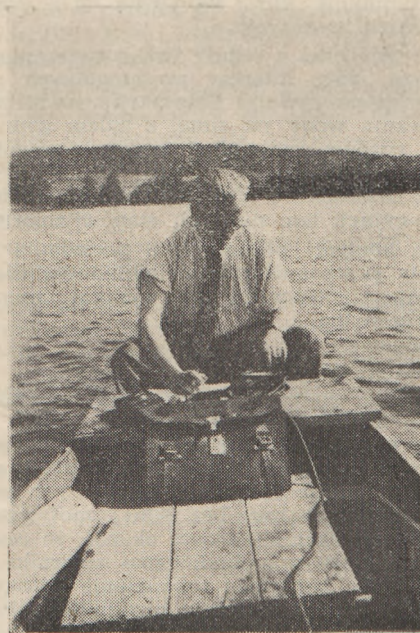
Pomiary limnoaktynometryczne, które zostały przeprowadzone na jeziorach Mazurskich w latach 1950—51, nie tylko potwierdziły znaczną rozpiętość wartości przepuszczalności poszczególnych jezior, zaobserwowaną na Wigrach, ale jeszcze rozpiętość tę powiększyły. Tak więc okazało się, że najmniejszą przepuszczalność mają dwa jeziora pod Olsztynem, jez. Długie i jez. Ukielskie (zwane popularnie Krzymym). Z wykresu wynika, że promieniowanie spada w nich do 10% już na głęb. 1,2 m. Innym interesującym wynikiem było stwierdzenie, że uchodzące za nadzwyczajne przezroczyste jez. Narień pod Morągiem, o którym to jeziorze J. Grabowski pisze⁷⁾, że „wzrok (w nim) przebija 10-metrową toń bez trudu”, — wcale nie wyróżnia się pod względem przepuszczalności promieniowania, gdyż wykazało ono identyczne własności co Wigry i promieniowanie spadło w nim do 10% już na głębokości 3,5 m. Jeszcze mniejszą przepuszczalność miały jeziora: Łańskie, Szóstałak i Niegocińskie.

W związku z załączonym wykresem warto zwrócić uwagę na jeszcze jedną okoliczność. Otóż, gdyby zależność wykładniczą przy przenikaniu promieniowania w wodzie była ściśle spełniona, wówczas wykres tworzyłby pęk prostych, wychodzących z punktu 100; tymczasem w górnej części wykresu krzywe są lekko wygięte, a przedłużenia ich (dolnych) odcinków przecinają się w okolicy 50—60%. Zjawisko to jest związane z bardzo silnym pochłanianiem podczerwonej części promieniowania słonecznego w pierwszych dwóch metrach wody; poniżej głębokości 2 m przenikają już prawie tylko promienie części widzialnej. Wygięcie krzywych jest więc spowodowane zmianą widma słonecznego w miarę penetracji promieni w głąb jeziora. To silne pochłanianie promieni podczerwonych, bogatych w energię ciepłą sprawia, że latem w powierzchniowej warstwie jeziora tworzy się epilimnion, a przedwiośniu zaś, pod lodem, uwarstwienie dychotermiczne. Fakt ten wskazuje również, że dla celów dokładnego oznaczania przepuszczalności wód jeziornych nadają się wartości

promieniowania, zmierzone poniżej głębokości 2 m, gdzie promieniowanie jest już pozbawionej swej podczerwonej części.

Wykonane przez nas pomiary niewątpliwie zainteresują szerokie rzesze hydrotechników, z uwagi na możliwość praktycznego ich zastosowania dla celów wodno-gospodarczych. Określenie stopnia zmętnienia wody, jako wynik pomiarów przenikalności promieniowania słonecznego, dać będzie podstawę do przybliżonego oznaczania zawartości w wodzie substancji wywołujących jej mętność. Dotychczas mętność określana była terminami: przezroczysta, opalizująca, mętna. Jasnym jest, że tego rodzaju określenia zależały w dużym stopniu od indywidualności badającego, podobnie zresztą, jak i stwierdzanie stopnia przezroczystości krążkiem Secchi'ego. Tymczasem matematyczne ujęcie tej charakterystyki współczynnikiem przepuszczalności daje możliwość dokładnego jej określenia i konkretnego porównywania poszczególnych zbiorników wodnych.

Możliwości praktycznego zastosowania w gospodarce wodnej omówionej metody są dość rozległe. Przede wszystkim w dziedzinie projektowania zaopatrzenia w wodę ludności, pomiary te stwierdzić mogą wstępnie możliwość użycia wody z tego czy innego zbiornika; pozwolą mianowicie zorientować się co do tego, w jakim stopniu woda będzie musiała być oczyszczona, a więc dadzą wskazówkę co do potrzeb filtracyjnych. Dalszą zaletą jest to, że przez określenie stopnia przezroczystości wody można określić o wartości zawieszonych w wodzie jeziora. Stopień zawartości materiału zawieszonego będzie pewnego rodzaju wskaźnikiem wartości wody dla nawodnień, czy gospodarki rybnej. Doraźnymi pomiarami limnoaktynometrycznymi określić będzie można zdolność nawożenia nawodnienia w różnych porach roku. Wreszcie pomiary te dać mogą, przez określenie stopnia zamiętnienia wody, wiele cennego wkładu do rozwiązania problemu zanikania jezior wskutek zarastania i замуłania się niecki jeziornej.



Rys. 6. Odczytywanie wskazań galwanometru.

Uważamy za możliwe zastosowanie tej metody w odniesieniu do określania mętności wód rzecznych; rzucić by to mogło nowe światło na kwestię pomiarów batometrycznych (zawartość materiału unoszonego).

Należy być przekonanym, że dalsze badania w tej dziedzinie wprowadzą nowe możliwości bardziej wszechstronnego zastosowania tej metody dla celów technicznych i wodno-gospodarczych.

⁷⁾ J. Grabowski. Mazury i Warmia. Bibl. Pol. Tow. Kraj. Warszawa 1948.

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

INŻ. BOLESŁAW RUDNICKI

Projektowanie zbiorników wieloletniego wyrównania*)

Ujmowanie problemów gospodarki wodnej w sposób jaki tego wymaga gospodarka socjalistyczna, coraz więcej zaprzęta uwagę zainteresowanych resortów i ich pracowników.

Poniższy artykuł jest przykładem poszukiwania właściwych dróg ze strony energetyków wodnych co do metodycznego ujmowania zagadnień na odcinku projektowania zbiorników wodnych, a właściwie ustalenia kryteriów gospodarowania na nich wodą.

Autor we wstępnej części artykułu wyraża pogląd, że najbardziej zainteresowanymi resortami w zagadnieniach zbiornikowych i gospodarowania na nich wodą są energetyka i żegluga, przy czym energetyce przyznaje priorytet. Na głównego projektanta ze strony energetyki nakłada obowiązki ułożenia bilansu wodnego, rozdziału wody pomiędzy resorty i wybrania optymalnej pojemności zbiornika (w ramach działania międzyresortowej komisji).

Pozostawiając kwestię priorytetu w gospodarce zbiornikowej za otwartą, pragniemy podać kilka uwag i uzupełnień.

Przed wszystkim musimy podkreślić, że bieżąca gospodarka wodna, a w szczególności gospodarka wodą na nowoprojektowanych pojedynczych zbiornikach, nie może rozwijać się planowo bez oparcia jej o plan perspektywiczny całej gospodarki wodnej w Polsce, uwzględniającej zarówno bieżące, jak i długofalowe potrzeby gospodarcze.

Jeżeli zatem zachodzi potrzeba budowy pojedynczego zbiornika i mamy przystąpić do analizy gospodarowania na nim wodą, to wysunęła przez Autora metoda międzyresortowego projektowania pojedynczych zbiorników powinna zmierzać najpierw do rozpatrzenia ich na tle planu perspektywicznego gospodarki wodnej. Dopiero po przeprowadzonej w ten sposób analizie można przystąpić do układania bilansów wodnych zbiornika i rozdziału wody pomiędzy użytkowników. Unikniemy w ten sposób szkodliwej partyzantki gospodarczej w tym zakresie i trudnych do odrobienia błędów.

Wstęp — Międzyresortowe projektowanie zbiorników wodnych

Zbiorniki wodne mogą zapewnić poważne i różne korzyści, ponieważ zaś ich budowa jest kosztowna, należy dążyć do gruntownego zbadania wszystkich możliwych czynników, które wpływają na stopień opłacalności takich inwestycji.

Projekt zbiornika z reguły jest rozwiązaniem kompromisowym, gdyż interesy poszczególnych resortów nie zawsze się pokrywają. Energetyka zawsze dąży np. do zachowania wody na zimę, z żalem godzi się na redukcję spadów, natomiast żegluga pragnie mieć wyrównany przepływ w okresie trwania żeglugi, a względy powodziowe wymagają utrzymywania warstwy retencyjnej, tzn. niższych stanów zbiornika.

Analizę korzyści płynących z posiadania zbiorników należy przeprowadzać mając na uwadze następujące główne możliwości ich wykorzystania:

- energetyczne,
- żeglugowe,
- przeciwpowodziowe,
- zaopatrzenia w wodę osiedli i przemysłu,
- nawodnienia upraw rolnych.

Główny projektant nie może już obecnie ograniczać się do rozpatrywania ekonomicznej strony projektu pod kątem widzenia jednego z powyższych punktów, względnie nadawać mu, bez silnej motywacji, specjalnej uwagi. Może się nawet okazać, że resort występujący z inicjatywą zbudowania zbiornika, widząc wyraźne własne korzyści i rozwiązanie własnych kłopotów, odkrywa równocześnie możliwości dla innych resortów o pierwszorzędym znaczeniu dla gospodarki krajowej.

Oczywiście mogą tu zaistnieć wypadki krańcowe, gdy zbiornik budowany jest wyłącznie dla celów jednego resortu.

Takie okoliczności zachodzą w wypadku, gdy rozporządzalne ilości wody są niewielkie, zaś względy

geograficzne zmuszają do zaspokojenia istniejących potrzeb resortowych za wszelką nawet cenę. Typowym przykładem są Goczałkowice, gdzie chodzi o zaopatrzenie Śląska w wodę, innym zaś przykładem są zakłady wodno-energetyczne na rzekach nieżeglownych o wyrównanym przepływie (np. Brda — $Q_{\max} = 100 \text{ m}^3/\text{sek.}$, $Q_0 = 26 \text{ m}^3/\text{sek.}$).

Metodyka międzyresortowego projektowania zbiornika powinna zmierzać w pierwszym rzędzie do:

- ułożenia bilansu wodnego i rozdziału wody między użytkowników,
- wybrania optymalnej, z punktu widzenia ogólnej gospodarki wodnej, pojemności zbiornika.

Prace te muszą ogniskować się w ręku głównego projektanta i stanowić główny temat założeń projektowych zbiornika.

W dalszym ciągu projektowania każdy resort przyjmie jako podstawę do swoich prac przyznane ilości wody i rozpracowuje własny projekt gospodarki wodnej, uznając przy tym potrzeby innych resortów jako straty (łącznie z rzeczywistymi stratami na parownię, wsiąkanie itp.).

Gospodarką wodną nazywamy racjonalny rozkład możliwych od wyzyskania walorów wodnych w czasie.

Walorami wodnymi będziemy nazywać te wartości związane z wodą, które poszczególne resorty potrafią zamienić w ramach swojej gospodarki wodnej na dobra gospodarcze. Dla energetyki mianem walorów wodnych określamy ilości wody i spadły.

Energetyka jako jeden z zainteresowanych resortów musi — w wyniku badań wstępnych — otrzymać w pierwszym rzędzie (w formie decyzji komisji międzyresortowej) klucz podziału walorów wodnych, a mianowicie:

- ilości wody w dyspozycji energetyki,
- żądania innych resortów co do rozdziału wody w czasie (zima, lato),
- żądania innych resortów wpływające na swobodę dysponowania spadami.

Wyboru optymalnej pojemności zbiornika należy dokonać na podstawie badań hydrologicznych, geograficznych, topograficzno-geologicznych i ekonomicznych.

*) Opracowane w nawiązaniu do artykułu pt. „Opracowanie krzywych całkowitych objętości przepływów” — Gospodarka Wodna. 1951. Nr 7—8.

Badania hydrologiczne muszą dostarczyć podstawowych danych co do ilości wody, prawdopodobieństwa zaistnienia wód katastrofalnych, przepływów średnich wieloletnich oraz przepływów wyrównanych i gwarantowanych, przy różnych pojemnościach użytecznych zbiorników. Prace te muszą być od razu wykonane z pełną możliwą do osiągnięcia dokładnością i stanowić zatwierdzony materiał podkładowy dla dalszych prac.

Badania geograficzne mają na celu wysunięcie wniosków odnośnie ważności poszczególnych zagadnień i wskaźników opłacalności ze względu na położenie geograficzne. W wyniku tych prac należy sformułować: jakie zagadnienia w danym rejonie geograficznym występują na pierwszy plan i w związku z tym komu ma być poświadczona większa swoboda w układaniu gospodarki wodnej.

Badania ekonomiczne stanowią podsumowanie wszystkich wniosków na tle operatorów i opracowań kosztorysowych poszczególnych resortów. Badania te są właściwym uzasadnieniem optymalnej pojemności zbiornika. Badania ekonomiczne kieruje osobiście główny projektant po zebraniu elaboratów od poszczególnych resortów.

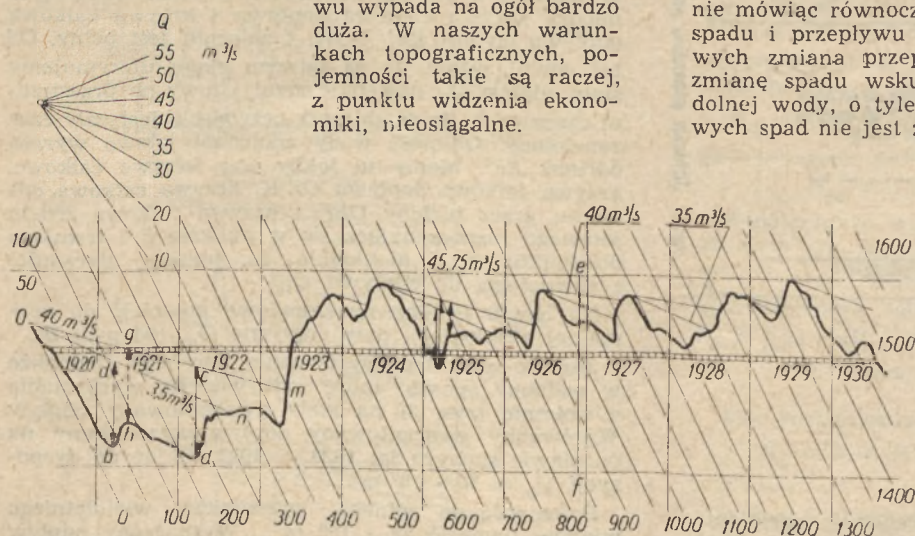
Największy ciężar prac badawczych spada na barki energetyki i żeglugi. Główny projektant musi zrobić wyraźny podział prac, unikając dublowania.

W wyniku prac wstępnych energetyka otrzymuje do dalszego opracowania zatwierdzone dane wyjściowe:

- dane hydrologiczne w postaci krzywej całkowitej objętości przepływu;
- sytuację topograficzną,
- krzywą pojemności i powierzchni wybranego zbiornika,
- uaktualniony klucz podziału walorów wodnych.

Energetyczne walory wodne zbiorników wieloletniego wyrównania.

Nierównomierność dopływu stwarza poważne przeszkody w eksploatacji siłowni wodnych. Energetyce zawsze chodzi o zagwarantowanie mocy i energii dla odbiorcy. Zbiornik wodny o pewnej pojemności potrafi wpłynąć dodatnio na wyrównanie odpływu i wielkość tego zbiornika wyznacza odpływ gwarantowany, poniżej którego w zasadzie nigdy się nie schodzi. Pojemność użyteczna niezbędna do całkowitego wyrównania przepływu wypada na ogół bardzo duża. W naszych warunkach topograficznych, pojemności takie są raczej, z punktu widzenia ekonomicznego, nieosiągalne.



Duże zbiorniki pełnego wieloletniego wyrównania charakteryzują się następującymi zależnościami:

$$\alpha = \frac{W_u}{W_o} = 1 \quad \text{przy } Q_w = \text{const.} = Q_o$$

(α — współczynnik wyrównania odpływu),
gdzie: W_u — średnia roczna zużytkowana objętość odpływu,

W_o — średnia roczna objętość dopływu,

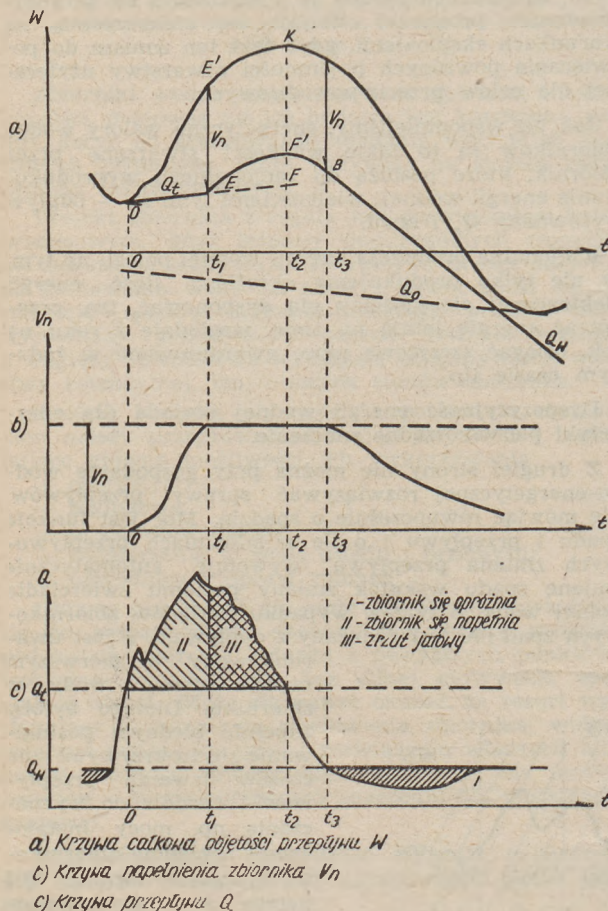
Q_w — odpływ wyrównany ($\text{m}^3/\text{sek.}$),

Q_o — śr. wieloletni przepływ $\text{m}^3/\text{sek.}$

Zbiorniki takie posiadają jedną poważną wadę. Jeżeli zbiornik wyznaczmy z krzywej całkowitej na podstawie szeregu np. 30 lat, to może się zdarzyć, że praktycznie rzecz biorąc, będzie on napełniony w tym okresie tylko jeden raz¹⁾. Jeden z walorów energetycznych, a mianowicie spadek maksymalny jest w tym wypadku słabo wyzyskany, co z kolei doprowadza do obniżenia mocy gwarantowanej i produkcji.

Ten stan rzeczy jest wybitnie niekorzystny, jeżeli zakład zbiornikowy pracuje samodzielnie i nie wyrównywuje przepływów dla niżej położonych siłowni.

Przeważnie jednak zbiorniki projektuje się w górnym biegu rzeki i niżej położone stopnie mają ogromne korzyści w postaci wyrównanego odpływu i polepszenia warunków spadu. Zbudowanie np. nowego zbiornika zwiększy spadek średni w Porąbce o blisko 30% (tzn. zwiększy również moc i produkcję w przybliżeniu w tym samym stosunku). Okoliczność tę należy uwzględnić w studiach ekonomicznych.



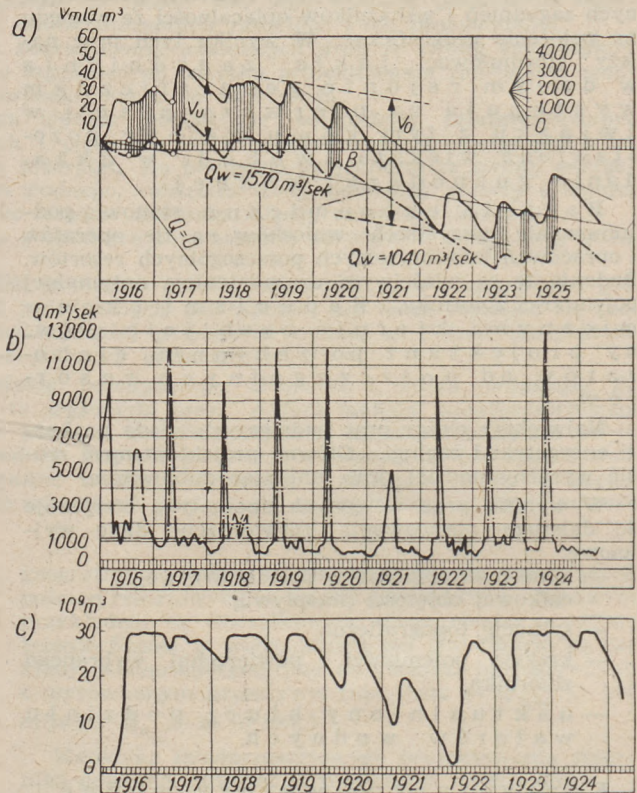
Rys. 2.

¹⁾ Do wyznaczenia prawdopodobieństwa napełniania się zbiorników wieloletniego wyrównania rozpracowano szereg metod (3, 1, 7).

Dysponując zbiornikiem o mniejszej pojemności, można stosować częściowe wyrównanie wieloletnie i to w dwojaki sposób:

- 1) $Q_w = \text{const} \neq Q_o$ przy $\alpha < 1$ (przewidziane zrzuty jałowe),
- 2) $Q_w \neq \text{const} = Q_o$ przy $\alpha \leq 1$ (zrzuty jałowe tylko wskutek niedokładności prognozy).

Rozpatrzmy schemat takiej eksploatacji przedstawiony na rys. 2. Mamy tu fragment krzywej całkowitej.



Rys. 3.

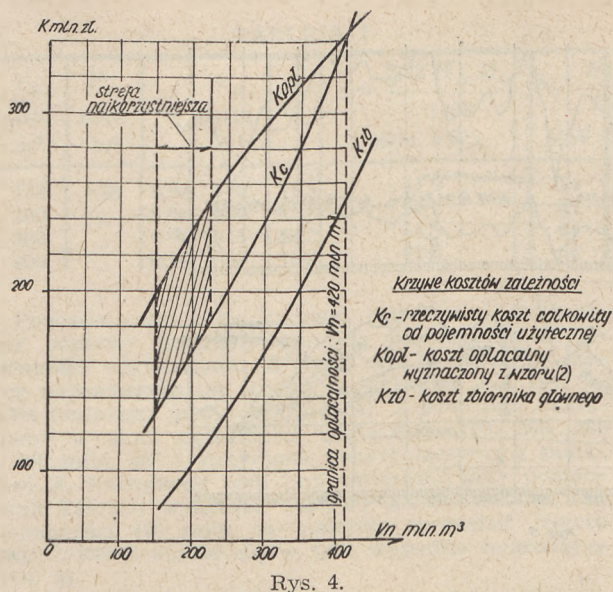
W punkcie O następuje szybki wzrost dopływu. Przepływ turbin wynosi ogółem Q_t . Pojemność użyteczna zbiornika V_u jest mniejsza od teoretycznej pojemności V_o , niezbędnej do pełnego wieloletniego wyrównania.

Aby uniknąć wody jałowej rozpoczynamy w punkcie O wypuszczać odpływ Q_t przy pustym zbiorniku. W punkcie E po upływie czasu t_1 różnica rzędnych między krzywą całkowitą dopływu i krzywą całkowitą odpływu wynosi $EE' = V_u$ i zbiornik jest pełny. Od tej chwili, mimo, że w dalszym ciągu utrzymujemy stały odpływ Q_t , następuje zrzut jałowy na przestrzeni czasu od t_1 do t_2 , zbiornik oczywiście jest cały czas zapełniony. Objętość wody zrzucanej jałowo wyraża odcinek FF' . Mamy tu jakby trzy krzywe całkowite: krzywa całkowita dopływu $OE'K$, krzywa całkowita odpływu przez turbiny OEF i krzywa całkowita zrzutu jałowego rozpoczynająca się w punkcie E i trwająca do punktu ok. F' (dokładnie do punktu styczności z równoległą do odpływu Q_t).

Od chwili t_2 możemy stopniowo powrócić do normalnej eksploatacji przy odpływie Q_w (od p-tu B).

Jest to przykład wyrównania rocznego, jednakże w podobny sposób może odbywać się wyrównanie wieloletnie (rys. 3) na stały gwarantowany odpływ. Wyrównany gwarantowany odpływ wyznaczamy na podstawie suchych lat 1920 — 1922, mając do dyspozycji $V_u = 30 \cdot 10^9 \text{ m}^3$.

Pojemność do pełnego wyrównania wieloletniego miałaby wynosić $72 \cdot 10^9 \text{ m}^3$. Wyznaczony odpływ gwarantowany $Q_w = 1040 \text{ m}^3/\text{sek.}$ (odcinek BC).

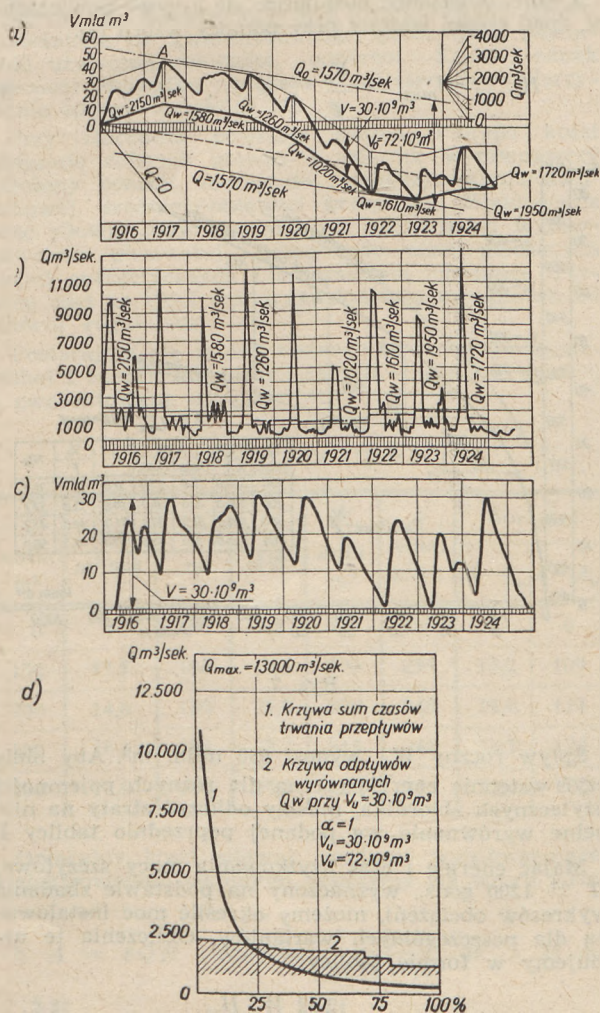


Rys. 4.

Jak widać z hydrogramu (rys. 3b), sposób ten nie jest korzystny. Redukcja fal powodziowych jest nieznaczna, współczynnik zaś wykorzystania w danym wypadku

$$\alpha = \frac{Q_w}{Q_n} = \frac{1040}{1570} = 0,663$$

Krzywa chronologiczna objętości wody w zbiorniku jest natomiast dosyć korzystna i wskazuje na to, że spadek jest doskonale wykorzystany (rys. 3c).



Rys. 5.

Rys. 3d przedstawia krzywą sum czasów trwania przepływów dla tego wypadku. Jeżeli przyjmujemy cały badany okres 9 lat za 100%, to możemy zapewnić w 80% odpływ wyrównany $Q_w = 1040 \text{ m}^3/\text{sek}$.

Rozpatrzmy teraz następny przykład. Jest to tzw. idealne wyrównanie wieloletnie przy ograniczonej pojemności użytecznej zbiornika, opracowane przy założeniach takich samych jak poprzednio (rys. 4). Różnica polega na tym, że $Q_w \neq \text{const}$. Przy dobrej prognozie współczynnik wykorzystania zbliża się do jedności, jednakże im mniejszy jest zbiornik, tym straty wody na niedokładności eksploatacyjne są większe. M. A. Mostkow podaje orientacyjne dane mogące być podstawą do wstępnych obliczeń (4).

TABLICA I

$\frac{V_u}{W_o}$	100%	10	20	30	40	50	60	70
Straty na niepełne wyrównanie w procentach od W_o	14,0%	7,5%	4,0%	2,2%	1,6%	1,0%	0,5%	0,5%

Straty te są to oczywiście zrzućta jałowe, które następują przy pełnym zbiorniku. W bilansie energetycznym, przy porównywaniu wariantów należy tę okoliczność uwzględnić, wprowadzając do rachunku spadek maksymalny zamiast średniego.

Wstępne obliczenia energetyczne.
Założenia.

Dana jest krzywa całkowita objętości przepływu za okres 30 lat (rys. 5^a). Elektrownia wodna współpracuje z elektrowniami ciepłymi. Z analizy krzywych obciążeń dobowych wynika, że czas użytkowania mocy szczytowej $T = 1200$ godz. w roku (elektrownia szczytowa).

Na podstawie pomiarów topograficznych sporządzono krzywą pojemności zbiornika w funkcji spiętrzenia (NN) (rys. 6). Dolina o charakterze podgórskim.

Poniżej projektowanej siłowni można utworzyć zbiornik wyrównawczy o pojemności ok. 4 miln. m^3 .

Charakter rzeki — górski, o stosunku:

$$k = \frac{Q_{\min}}{Q_{\max}} = \frac{2}{1500} = \frac{1}{750}$$

o groźnych powodziach letnich (czerwiec — wrzesień). Przepływ średni wieloletni $20 \text{ m}^3/\text{sek}$. Średni przepływ minimalny ok. $5 \text{ m}^3/\text{sek}$.

Poniżej budowanego zakładu znajdują się w kaskadzie przepływowe siłownie wodne o łącznym spadzie netto 180 m, które korzystają z wyrównanego przez zbiornik główny przepływu Q_w . Przetyk turbin tych siłowni wynosi $50 \text{ m}^3/\text{sek}$. Moc gwarantowana siłowni kaskady:

$$N_{gw} = 8 \cdot Q_{\min} \cdot H = 8 \cdot 5 \cdot 180 = 7200 \text{ kW}$$

gwarantowana produkcja roczna:

$$A_{gw} = 7,2 \cdot 8760 = 63 \text{ miln. kWh.}$$

Współczynnik wykorzystania spływu przy przelisku $50 \text{ m}^3/\text{sek}$, wynosi:

$$\alpha_k = 0,50\%, \quad W_o = 630 \text{ m}^3/\text{sek.},$$

stąd produkcja całkowita kaskady wynosi:

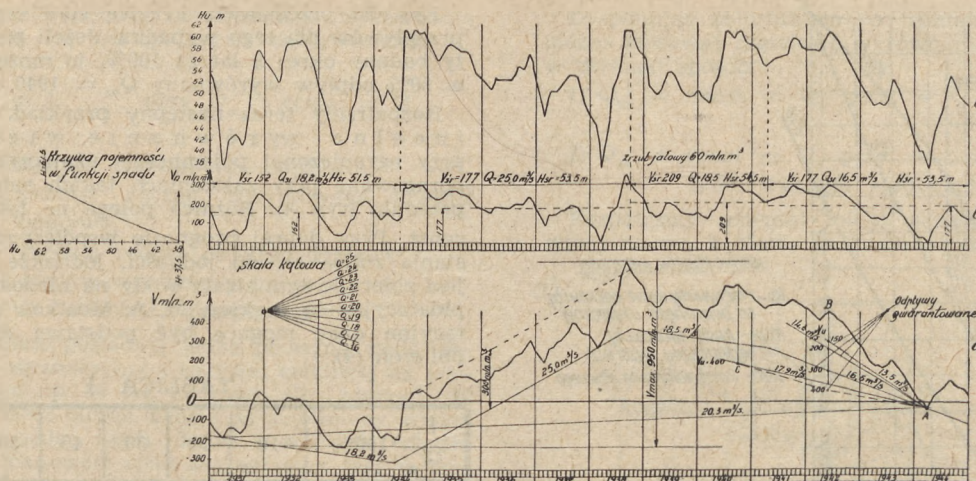
$$A_k = 2,22 \cdot W_o \cdot H \cdot \alpha = 2,22 \cdot 630 \cdot 180 \cdot 0,5 = 126000 \text{ MWh} = 126 \text{ miln. kWh.}$$

Moc instalowana kaskady wynosi:

$$N_{ik} = 8 \cdot Q_i \cdot H = 8 \cdot 50 \cdot 180 = 72000 \text{ kW.}$$

²⁾ Rys. 5 obejmuje wycinek 14 lat charakterystycznych, nie zniekształcających obrazu.

³⁾ W danym wypadku współczynnik ten założono.



Rys. 5

Rys. 6.

Analiza krzywej całkowitej.

Badany 30 letni okres⁴⁾ można podzielić na 4 podokresy:

1) 1920 — 1933 r., w którym pojemność użyteczna ok. 400 miln. m³, może zapewnić odpływ wyrównany ok. 19 m³/sek.,

2) 1934 — 1938 r., (mokry), w którym pojemność użyteczna 400 miln. m³, może zapewnić odpływ wyrównany ok. 24 m³/sek.,

3) 1939 — 1943 r. (suchy), w którym ta sama pojemność ok. 400 miln. m³ może zapewnić jedynie odpływ wyrównany 17,9 m³/sek.,

4) 1944 — 1949 r., w którym mniejsza pojemność użyteczna (ok. 320 miln. m³) zapewni odpływ wyrównany 20 m³/sek.

Z analizy wynika, że zbiornik o pojemności 400 miln. m³ przy gospodarce idealnej zapewniłby wyrównanie odpływu w granicach 18 — 24 m³/sek.

Maksymalna pojemność użyteczna wyznaczona na podstawie krzywej całkowitej za okres 30-letni do pełnego wyrównania wieloletniego wynosi 950 miln. m³ i ze względu na warunki topograficzne jest nieosiągalna.

Wybrana pojemność użyteczna zbiornika musi posiadać uzasadnienie ekonomiczne.

Wstępne obliczenia energetyczno-ekonomiczne

Na wstępie musimy założyć dopuszczalny stosunek

wahań spadów $\epsilon_h = \frac{H_{min}}{H_{max}}$, aby móc w sposób logiczny

wyznaczyć rzędne spiętrzenia dla różnych pojemności użytecznych zbiornika, posługując się krzywą pojemności.

Dla spadów średnich, z jakimi mamy do czynienia w danym przykładzie, można ustalić wstępnie $\epsilon_h = 0,6$.

Wybieramy dla porównania warianty o następujących pojemnościach użytecznych:

$$V_u = 150 \text{ miln. m}^3$$

$$V_u = 300 \text{ miln. m}^3$$

$$V_u = 300 \text{ miln. m}^3$$

$$V_u = 400 \text{ miln. m}^3.$$

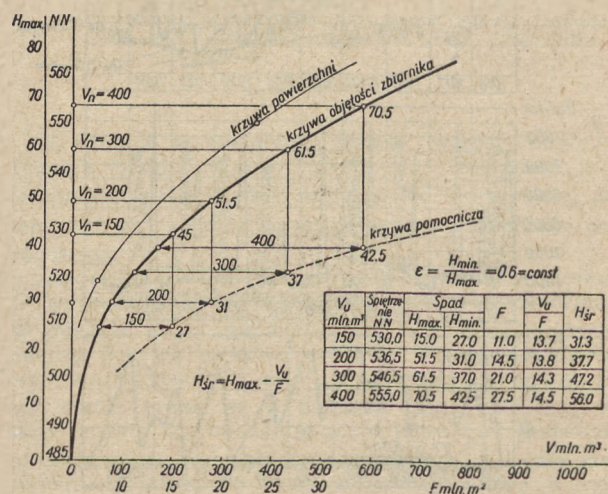
⁴⁾ W artykule podano na rys. 5 tylko wycinek krzywej całkowitej, lecz dobrany w ten sposób by zawierał okres charakterystyczny dla wyboru zbiornika.

Posługując się pomocniczą linią na rys. 6, wyznaczoną punktami wysokościowymi zredukowanymi w stosunku $\epsilon_h = 0,6$, otrzymujemy maksymalne rzędne piętrzenia (jak na rysunku), przy zachowaniu stałego spadów. Martwy zapas w każdym wypadku jest różny.

Z rys. 6 odczytujemy również spadek maksymalny i minimalny, przy czym rzędna dolnej wody wynosi 485 m n. p. m.

Z kolei obliczamy, posługując się krzywą powierzchni, spadek średni ważony przy pomocy wzoru (3):

$$H_{sr} = H_{max} - \frac{V_u}{F} \quad (1)$$



Rys. 7.

Spływ roczny W_o wynosi 630 miln. m³. Aby obliczyć wstępnie energię roczną dla różnych pojemności użytecznych zbiornika, musimy odliczyć straty na niepełne wyrównanie wg podanej poprzednio tablicy I.

Mając energię i czas użytkowania mocy szczytowej ($T = 1200$ godz., wyznaczony na podstawie zbadania wykresów obciążeń), możemy określić moc instalowaną dla poszczególnych wariantów. Obliczenia te ujmujemy w formie tablicy:

$$A = \frac{2,22 W_o H_{sr}}{1000}$$

TABLICA I

V_u miln. m^3	V_o miln. m^3	α	V_u miln. m^3	H_o	$A = \frac{2,22 W_o H_{sr}}{1000}$ miln. kWh	$N_i = \frac{E}{T}$ MW
150	630	0,94	590	31,3	41,0	34
200	"	0,96	600	37,7	50,2	42
300	"	0,98	615	47,2	64,5	54
400	"	0,99	620	56,0	77,0	64

Powróćmy teraz do krzywej całkowitej i wyznaczmy odpływy gwarantowane dla poszczególnych pojemności użytecznych. W tym celu wybieramy szereg najsuchszych lat, w danym wypadku lata 1941 — 1944 (najniższy punkt krzywej A). Z punktu B odkładamy w skali pojemności użytecznej: 150, 200, 300 i 400 miln. m^3 i otrzymane punkty łączymy z punktem A. Nachylenie tych linii zmierzone przy pomocy skali kątowej wyznacza odpływy gwarantowane. Dla pojemności 400 miln. m^3 należało sprawdzić jeszcze pkt C, który okazał się w tym wypadku miarodajny (rys. 5).

W podobny sposób wyznaczamy przepływy wyrównane maksymalne, badając szereg lat mokrych, a zwłaszcza rok 1939. Jak wynika z badania krzywej, już przy pojemności użytecznej 150 miln. m^3 można teoretycznie zapewnić odpływ maksymalny 50 m^3 /sek., co stanowi ważną okoliczność dla niżej położonych stopni.

Dla wybrania ekonomicznego (z punktu widzenia energetyki) wariantu należy przeanalizować jeszcze raz założenie.

Gdyby stopnie położone poniżej zbiornika korzystały wyłącznie z przepływu wyrównanego przez zbiornik (bez siłowni), ich moc gwarantowana byłaby uzależniona od gwarantowanego, przez daną pojemność użyteczną zbiornika, odpływu. Sama jednak obecność zbiornika zwiększa współczynnik wykorzystania spływu α (tablica II).

Przy zbiorniku powstaje zakład, którego koszt obejmuje zbiornik główny i zbiornik wyrównawczy położony poniżej, zdolny do zamagazynowania dwudobowej, średniej objętości przepływu. Zbudowanie więc siłowni przy zbiorniku, ze zbiornikiem wyrównawczym gwarantuje pełną moc niżej położonych stopni energetycznych i niezależnia ich pracę. Płynące stąd korzyści wpływają dodatnio na opłacalność siłowni regulującej.

Postaramy się zrobić zestawienie mocy gwarantowanej i energii dla niżej leżących siłowni, w oparciu o gwarantowane odpływy.

TABLICA III

V_u miln. m^3	Q_{gw} m^3 /sek	H m	N_{gw} MW	W_u miln. m^3	A miln. kWh	Korzyści	
						$N - N_o$	$A - A_o$
0	5	180	7,2	315	126	0	0
150	13,5	180	19,4	590	235	12,2	109
200	14,6	180	21,0	600	240	13,8	114
300	16,5	180	23,7	615	246	16,5	120
400	17,9	180	25,8	620	248	18,6	122

Opłacalny koszt siłowni wodnej współpracującej z elektrowniami cieplnymi obliczymy wg wzoru Kric-

$$^5) A = 8QH \cdot 8760 = \frac{8 \cdot 8760}{31,54 \cdot 10^6} W \cdot H =$$

$$= \frac{2,22}{1000} WH \text{ (miln. kWh)} = \frac{1}{450} WH \text{ (miln. kWh)}.$$

kij—Menkela⁶⁾ (3), po dostosowaniu go do naszych warunków gospodarczych:

$$K_{opl.} = N_{gw} \cdot K_t \frac{p + r_c}{p + r_w} + \frac{A \cdot b_c}{p + r_w} - \frac{(D - D') (e_n - b_c)}{p + r_w} \dots \dots (2)$$

gdzie: $K_{opl.}$ — całkowity koszt opłacalny,

N_{gw} — moc gwarantowana, zastępująca całkowicie moc elektrowni cieplnych,

K_t — koszt zainstalowania 1 kW w elektrowniach cieplnych (przyjęto 2400 zł),

p — przyjęty odsetek od kapitału na rozbudowę zakładu (przyjęto 0,06),

r_c — roczne odpisy wraz z kosztami utrzymania dla elektrowni cieplnych (przyjęto 0,12),

r_w — to samo dla elektrowni wodnych (przyjęto 0,04),

b_c — koszt paliwa dla wyprodukowania 1 kWh energii cieplnej (przyjęto 0,03 zł),

D — roczna ilość niedostarczonej energii,

D' — energia niedostarczona przez elektrownie cieplne,

e_c — cena za straty wywołane wskutek niedostarczenia 1 kWh energii odbiorcy.

Ponieważ wybór mocy zwykle robi się na podstawie analizy obciążeń dobowych, przy założeniu, że dostarczy się całą energię, ostatni wyraz odpada.

Podstawiając do wzoru przyjęte i wymienione wartości, otrzymamy:

$$K_{opl} = N_{gw} \cdot 2400 \frac{0,06 + 0,12}{0,06 + 0,04} + A \frac{0,03}{0,06 + 0,04} =$$

$$= 3320 N_{gw} + 0,3 A^7)$$

Dla głównej siłowni zbiornikowej można przyjąć:

$$N_{gw} = N_i = \frac{A}{T} \text{ gdzie } T = 1200 \text{ godz.}$$

stąd

$$K_{opl} = \left(\frac{3320}{T} + 0,3 \right) \cdot A = 3,07 A$$

Podstawiając do powyższych wzorów wyniki z tab. II i III, otrzymamy następujący wykaz kosztów opłacalnych:

TABLICA IV

V_u miln. m^3	$K_{opl.}$ (w miln. zł)
150	$3,07 \cdot 41,0 + 3,32 \cdot 12,2 + 0,3 \cdot 109 = 199$
200	$3,07 \cdot 50,2 + 3,32 \cdot 13,8 + 0,3 \cdot 114 = 234$
300	$3,07 \cdot 64,5 + 3,32 \cdot 16,5 + 0,3 \cdot 120 = 289$
400	$3,07 \cdot 77,0 + 3,32 \cdot 18,6 + 0,3 \cdot 122 = 334$

Koszt rzeczywisty K_c składa się z kosztu K_{zb} (rys. 7), stałego dla wszystkich wariantów, kosztu zbiornika wyrównawczego $K_{zb, wyr.}$ wynoszącego 20 miln. zł oraz kosztu siłowni K_{sil} . Koszt budynku siłowni z wyposażeniem obliczono na podstawie średniówki 850 zł/1 kW (dla mocy instalowanej).

⁶⁾ Wzór ten jest zupełnie nowy i nie był u nas stosowany w praktyce. Wzór ten wprowadza obliczenie ekonomiczne dla siłowni wodnych na nowe tory (przyp. autora).

⁷⁾ Aby otrzymać wynik w miln. zł, należy wzór ten podać w następującej formie: $K_{opl} = 3,32 N_{gw} + 0,3 A$, gdzie N_{gw} w MW i A w miln. kWh.

Wyniki powyższe zostały zestawione w tablicy V.

Tablica V

V_u miln. m ³	K_{zb}	K_{sil}	$K_{zb \text{ wyr.}}$	$K_c = K$
150	80	35,0	20	135,0
200	105	43,0	20	168,0
300	168	55,0	20	243,0
400	240	65,0	20	325,0

Wstępny projekt gospodarki wodno-energetycznej dla zbiornika wytypowanego.

Jak wynika z tablic IV i V i rys. 7, zbiornik o pojemności $V_u = 420$ miln. m³ jest na granicy opłacalności.

Przypuścmy, że na podstawie decyzji komisji międzyresortowej ustalono, że budować się będzie zbiornik o pojemności użytecznej 300 miln. m³. Przeprowadzimy dla tego wypadku projekt idealnej gospodarki wodnej (wg przykładu rys. 5).

W tym celu odmierzymy od wierzchołków krzywej całkowitej w skali objętościowej pionowo pojemność użyteczną 300 miln. m³. Ponieważ istnieje pewna dowolność w prowadzeniu tych linii, zrobimy dodatkowe ograniczenia i ustalmy następujące zasady:

- $Q_{gw} = 16,5$ m³/sek. i w żadnym wypadku odpływy wyrównane nie będą niższe od tej wartości,
- należy dążyć do utrzymania wysokich spadów, czyli do nieopóźniania zbytnio zbiornika,
- należy dążyć do niezmniejszania odpływów w okresie zimowym.

Można przed przystąpieniem do opracowania gospodarki wodnej uwzględnić na krzywej całkowitej straty wody na potrzeby innych resortów, jednakże jest rzeczą obojętną czy te straty uwzględnić przed wykreśleniem gospodarki wodnej, czy potrącić je później z odpływów wyrównanych.

W danym wypadku zakładamy, że mamy pełną swobodę dysponowania wodą, przeciwnie są nieznaczne ze względu na szczelne podłoże i straty łączne na wsiąkanie i parowanie wynoszą $0,02 W_o$.

Najważniejszym problemem w tej chwili jest wyznaczenie spadów obliczeniowych H_o . W tym celu wykreślamy krzywą zapełnienia zbiornika, odkładając na linii wyrównanych odpływów odcinki odpowiadające napełnieniu warstwy użytecznej (rys. 5b). Następnie korzystając z wykresu pomocniczego $H=f(V_n)$ wykreślamy krzywą spadów (rys. 5c).

Mając krzywą spadów możemy wyznaczyć spad średnie w poszczególnych okresach czasu, znając równocześnie wartość odpływu wyrównanego Q_w z krzywej całkowitej (rys. 5a), odpowiadającego temu spadowi:

Średni ważony spadek obliczeniowy H_o należy obliczyć wg wzoru:

$$H_o = \frac{\sum Q_i H_{li}}{\sum Q_i} \quad \text{Wykaz Nr. (5)}$$

względnie, jeżeli przyjmiemy za zasadę, że wyznaczamy spadek w równych odcinkach czasu (np. co 10 dni):

$$H_o = \frac{\sum Q_i H_i}{\sum Q_i}$$

Po przeprowadzeniu obliczeń, otrzymamy w wyniku:

$$H_o = \frac{\sum Q_i H_{li}}{\sum Q_i} = 52,1 \text{ m.}$$

Otrzymana wartość spadku różni się od wartości podanej w tablicy II wg wzoru (1) o ok. — 8%. Na różnicę tę wpłynęły:

- sposób zaprojektowania gospodarki wodnej, a zwłaszcza dążność do utrzymania wysokich spadów,

— charakter doliny zbiornika, nie uwzględniony we wzorze (1).

Tym niemniej wzór (1) można przyjąć dla wstępnych obliczeń jako bardziej ostrożny.⁸⁾

Obliczmy teraz produkcję roczną, posługując się obliczonym spadem $H_o = 52,1$ m:

$$A = 2,22 W_u H_o \text{ (MWh)}$$

gdzie: W_u — objętość zużytkowana wody w miln. m³,

H_o — spadek obliczeniowy w metrach,

Objętość zużytkowana:

$$W_u = W_o - (W_o \cdot S_{nw} + W_o S_{pw} + W_o S_x) = W_o (1 - \sum S_i) = \alpha W_o$$

gdzie: S_{nw} — współczynnik strat na niepełne wyrównanie odpływu,

S_{pw} — współczynnik strat na parowanie i wsiąkanie,

S_x — współczynnik innych strat.

Współczynnik S_{pw} przyjmujemy z tablicy I, gdyż zrzut jałowy wyniósł 60 miln. m³ (1938 r.), czyli mniej niż $0,02 W_o$.

Współczynnik $S_{pw} = 0,2 W_o$.

Innych strat w tej fazie obliczeń nie uwzględniamy. Stąd:

$$A = 2,22 W_o \cdot H_o \cdot (1 - \sum S_i) = 2,22 \cdot 630 \cdot 52,1 \cdot 0,96 = 69952,4 \text{ MWh.}$$

Moc instalowana:

$$N_i = \frac{A}{T} = \frac{69852}{1200} \cong 58,5 \text{ MW,}$$

przy spadzie $H_{nom} \cong H_o \cong 52$ m.

Przybliżony koszt opłacalny wg wzoru (2) (porównaj tab. IV) wyniesie:

$$K_{opt} = 3,07 \cdot 69,95 + 3,32 \cdot 16,5 + 0,3 \cdot 120 = 214,9 + 54,8 + 36,0 \cong 305 \text{ miln. zł.}$$

Koszt całkowity siłowni z zaporą i zbiornikiem wyrównawczym:

$$K_c = K_{zb} + K_{sil} + K_{zb \text{ wyr.}} \cong 168 + 50 + 20 = 238 \text{ miln. zł.}$$

Opłacalność:

$$K = K_{opt} - K_c = 67 \text{ miln. zł.}$$

Przechodząc do obliczeń energetycznych szczegółowych, wykorzystujemy w dalszym ciągu przepracowany dotychczas materiał. Ustalamy więc produkcję i moce w poszczególnych dekadach, miesiącach i latach, rozkład mocy w poszczególnych latach charakterystycznych, ustalamy dokładniej straty i możliwości zrzutów jałowych w miejscach krytycznych (pełny zbiornik) krzywej całkowitej i wyciągamy wnioski uzupełniające do projektu wstępnego.

Krzywa całkowita objętości przepływu przepracowana starannie i przy dokładnej pracy graficznej daje możliwość odpowiedzieć z dużym prawdopodobieństwem na wszystkie pytania interesujące projektanta.

Niezmiernie ważną kwestią jest sprawdzenie w toku pracy wzorów empirycznych na spadek obliczeniowy H_o i matematycznych zależności przy badaniach ekonomicznych. Niezwykle cenna jest pod tym względem praca M. A. Mostkova wykaz Nr 4.

Niejednokrotnie wysuwany jest zarzut, że opracowując gospodarkę wodną dla zbiornika na podstawie

⁸⁾ Uaktualnienie tego wzoru i doprowadzenie go do formy $H_o = H_{max} - \delta \frac{V_u}{F}$ jest bardzo celowe i problem ten czeka na badacza. (4).

krzywej całkowitej objętości przepływów, zbyt idealizujemy przebieg zjawisk hydrologicznych w przyszłości. Jest rzeczą oczywistą, że należy tu zachować pewną dozę ostrożności, jednakże jeżeli metody statystyczne znajdują pełne zastosowanie we wszystkich innych obliczeniach wodno-energetycznych, to i w tym wypadku należy je uznać za jedynie możliwe.

Nie jest dotychczas dostatecznie rozwiązany problem matematycznego ujęcia prawdopodobieństwa zaistnienia stanów wody w zbiorniku w formie dostępnej dla inżyniera-projektanta wykaz Nr 7.

Niniejsza praca bynajmniej nie wyczerpuje tematu, jednakże myślą przewodnią autora było uszeregowanie wstępnych obliczeń energetycznych i ekonomicznych przy projektowaniu zbiornika na podstawie krzywej całkowitej objętości przepływów, wykorzystując proste wzory przewijające się w pracach różnych autorów. Rozszerzenie tematu i podjęcie dyskusji nad poszczególnymi fragmentami na łamach czasopisma

przyczyni się niewątpliwie do uzgodnienia punktów spornych i podniesie poziom naszych młodych projektantów.

LITERATURA:

1. A. A. Mostkow — Ispolzowanie wodnoj energii. 1948 r.
2. F. F. Gubin — Hidroelektriceskije stancji. 1949 r.
3. Akademia nauk ZSRR — Problemy regulirowania riecznogo stoka wypusk 4. 1950 r.
4. M. A. Mostkow — Osnovy teorii gidroenergeticeskogo projektirowania. 1948 r.
5. G. G. Gorbunow — Energetika gidroelektriceskich stancji. 1949 r.
6. J. W. Egiazarow — Hidroelektriceskije silowyje ustanowki tom I. 1935 r.
7. H. E. Hurst — Long terms storage capacity of reservoirs. Proceedings of the American Institute of C. E. vol. 76 separate 11, kwiecień 1950 r.

Prof. Inż. ALEKSANDER POTYRAŁA

Jeszcze w sprawie nowoczesnych holowników rzecznych

W grudniu 1950 r. odbył się zjazd naukowo-techniczny Sekcji Głównej Dróg Wodnych S. I. T. K., poświęcony zagadnieniom holowników rzecznych¹⁾. Autor na tle osiągnięć zjazdu podaje uwagi odnośnie artykułu inż. L. Nekanda Trepi pt. „Nowoczesne holowniki rzeczne“, zamieszczonego w Nr 2 Gospodarki Wodnej z br.

Inż. Nekanda-Trepka w swych rozważaniach zbyt jednostronnie jest zasugerowany możliwościami obniżenia ciężaru kadłuba przez zastosowanie spawania wiązań zamiast ich nitowania oraz przez zastosowanie wręgów podłużnych w części środkowej kadłuba zamiast wręgów poprzecznych. W naszych warunkach żeglugi śródlądowej nie można bezkrytycznie przyjmować danych odnoszących się do żeglugi śródlądowej w ZSRR lub USA, gdyż w krajach tych warunki nawigacyjne są bezporównania korzystniejsze, aniżeli na naszych rzekach. Jest zrozumiałe, że stosując spawanie można sporo zaoszczędzić na ciężarze, więcej nawet aniżeli 15% podane przez autora, szczególnie jeśli przejdziemy na konstrukcję bezprofilową, a wiązania usztywniające wykonamy z blach, kształtując je odpowiednio na łkawdziarkach; sugestia autora, aby w obrębie części środkowej kadłuba stosować wręgi podłużne przy rzadko rozstawionych mocnych wręgach poprzecznych — w moim przekonaniu — nie zostały przemysłowe w dostatecznym miarze. Jest niewątpliwie, że pewne modyfikacje konstrukcji kadłuba są możliwe i celowe, szczególnie z uwagi na wymagania prefabrykacji konstrukcji spawanych, lecz przestrzegalbym przed zbyt pochopnym usuwaniem z części dennej i obłowej wręgów poprzecznych na korzyść podłużnych, szczególnie przy kadłubach o dnie płaskim (barki, duże holowniki, statki pasażerskie itp.), gdyż nawet nieznaczna przeszkoda, jak kamień, pień drzewny lub itp. może rozpruć poszycie dna na znacznej długości, powodując awarię łatwo prowadzącą do zatopienia statku. Wręgi poprzeczne przewidziane dostatecznie gęsto ograniczają w znacznej mierze rozmiary awarii dna statku, gdyż powodują zazwyczaj zruszenie przeszkody w dnie rzeki, która traci tym samym na sile niszczącej. Okoliczność, iż konstrukcja o przewadze wręgów podłużnych zastosowana została na radzieckich holownikach typu „Akademik Kryłow“ nie może być przyczyną pomijania specyficznie naszych warunków żeglugowych (płynięcie wody, grunt miejscami kamienisty, pień drzew itp.). W dalszym ciągu nadmienić tutaj należy, że szukanie oszczędności ciężaru (wyposażności) statków śródlądowych idzie — na ogół — drogą jednostronną, a mianowicie oszczędzania na kadłubie, natomiast pomijane zostają możliwości w zakresie maszyn głównych, kotłów parowych i mechanizmów pomocniczych, jak też pomijane zostaje szukanie nowych koncepcji odpowiednio do postępu

technicznego. Nie ma dwóch zdań, że wszelkie zmiany w stosunku do układów wypróbowanych muszą być gruntownie analizowane, lecz nie można tkwić nadal w rozwiązaniach jakie przyjęły się od wielu dziesiątków lat; szczególnie w zakresie urządzeń maszynowych widoczny jest u nas wyraźny konserwatyzm.

Odnosnie pracy urządzeń maszynowych na statkach w ogóle, a śródlądowych w szczególności zainteresowania wielu żegludowców i stoczniovców ograniczają się prawie i wyłącznie do pracy maszyny głównej i głównego kotła, natomiast sprawa napędowej lub koła łopatkowego, a także mechanizmów pomocniczych, leży całkowicie poza kręgiem ich zainteresowań. A przecież statek to nie tylko jego kadłub, maszyna parowa główna i kocioł parowy główny. Poważne niejednokrotnie niedomagania statków, ich maszyn czy kotłów, mają bardzo często swój początek w pozornie nieznacznych urządzeniach pomocniczych, jak filtry wody, filtry oleju smarowego, wentylatory, czy w niewłaściwym doborze środków zmniejszających wodę zasilającą kotły. Należy podkreślić, że holowniki (to samo dotyczy również innych statków), spotykane na naszych wodach śródlądowych, z małymi wyjątkami wykazują znaczne niedomagania i prymitywne rozwiązania konstrukcyjne takich urządzeń jak: stery, wsporniki wałów śrubowych, obudowa wałów śrubowych; to samo dotyczy śrub napędowych i podobnie kół łopatkowych, które nie są dobierane odpowiednio do ich przeznaczenia (moc, obroty, kształt i szybkość statku), lecz w przeważnej mierze są przypadkowe. Toteż w przeważnej ilości wypadków można pracę tych urządzeń przyrównać do wysypywania znacznego procentu węgla (lub wylewania ropy) za burtę, z tą różnicą, że przedtem niszczy on kotły i maszyny.

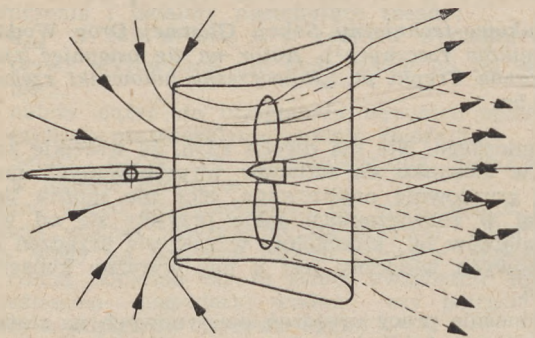
Wypowiedź autora, że więcej aniżeli dwusrubowy napęd dla holowników ma dotychczas charakter eksperymentalny, sugeruje mimowoli przypuszczenie, że napędy takie są niepewne lub nieekonomiczne, a w każdym razie wątpliwa jest ich wartość eksploatacyjna. Z takim sformułowaniem zgodzić się nie można, gdyż np. napęd czterosrubowy został wypróbowany jeszcze w latach trzydziestych jednoznacznie z wynikiem dodatnim, a obecnie spotyka się trzysrubowe napędy od trzech osobnych silników, przy czym wyniki pracy tego układu są nadspodziewanie zadawalające. Fakt, że napędy tych typów zbyt mało jeszcze spotyka się w żegludzie śródlądowej, nie dowodzi wcale ich małej wartości eksploatacyjnej, gdyż

¹⁾ porówn. „Gospodarka Wodna“, 1951, Nr. 6.

czynnikiem hamującym jest tutaj wspomniany poprzednio konserwatywizm.

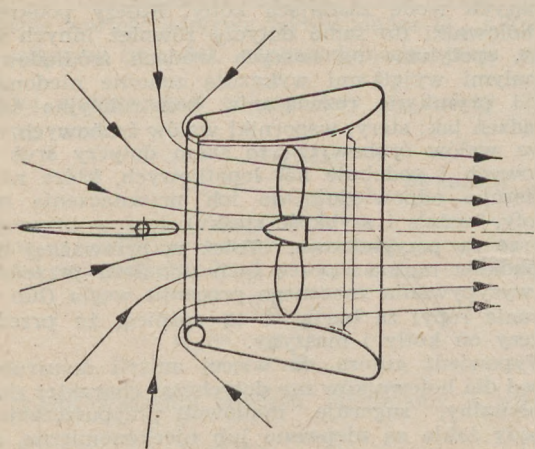
Jak dalece obiecujące są nowe drogi rozwiązań niekonserwatywnych w zakresie możliwości zmniejszenia ciężaru (wyporność, wielkość, koszt budowy) holowników i w ogóle statków śródlądowych, wskazuje przykład studium porównawczego dla holownika typu „Jarowid”; otóż przy zastosowaniu czterech śrub napędowych (zamiast dwóch) oraz przy zastosowaniu dwóch kotłów wodnorurowych typu „Wagner” (zamiast dwóch typu szkockiego), można długość holownika zmniejszyć do 47 m (zamiast 57 m), zmniejszyć wyporność do 270 ton (zamiast 320 ton), zmniejszyć zanurzenie do 82 cm (zamiast 95 cm), nie tracąc nic na uciagu i szybkości.

Odnosnie dysz Korta, dla których inż. Nekanda-Trepka podaje pewne cechy charakterystyczne niewyczerpujące zresztą zagadnienia, warto nadmienić, że konstrukcje dotychczasowe miały — oprócz szeregu zalet — znaczne wady, a szczególnie ujemny wpływ na sterowanie statku przy biegu „wstecz”, które to niedomaganie nie zawsze dawało się opłacać w wystarczającej mierze. Ten ujemny wpływ pracy dyszy Korta na sterowność przy biegu „wstecz” wyjaśnia nam rys. 1, a mianowicie: u tylnych kra-



Rys. 1.

wędzi dyszy tworzy się zaburzenie przepływu, utrudniające dostateczne zasilanie dyszy w wodę; stan ten zostaje pogorszony przez rozszerzenie się dyszy w jej części przedniej (paszcza dyszy), w wyniku czego powstaje tutaj znaczne podciśnienie, powodujące skierowywanie się strumienia wody w prawo lub w lewo, zależnie od przypadku a nie od woli sternika. Aby zaradzić złemu, nowe konstrukcje dyszy Korta mają dwie — drobne zresztą — modyfikacje (widoczne na rys. 2), a mianowicie:



Rys. 2.

a) zakończenie tylnej części dyszy zostaje jakby nieco przytępione, przez wbudowanie okrągłego pręta (lub rury); aby odrywanie się strug wody od dyszy przy biegu „naprzód” było zapewnione i ułatwione, poszycie wewnętrzne dyszy zostaje połączone ze wspomnianym prętem, tak aby na całym obwodzie była wyraźna krawędź;

b) w przedniej części paszczy dyszy przewidziany jest pierścień gumowy lub skórzany (o wymiarach przekroju kilka cm na kilka mm — zależnie od wielkości dyszy), przymocowany na obwodzie jednostronnie do poszycia paszczy dyszy; wymieniony pierścień przy biegu „naprzód” przylega do paszczy, nie powodując istotnych strat w pracy dyszy; przy biegu „wstecz” pierścień ten zostaje odchyłony przez wodę, powodując równomiernie zaburzenia przepływu pomiędzy swą zewnętrzną stroną a paszczą, po środku zaś tworząc namiastkę dyszy o wylocie skierowanym ku kadłubowi statku, przez którą śruba przepędza strugi wody koncentrycznie a nie z przypadkowym odchyleniem na jedną lub drugą burłę.

Jak wykazały badania statków z dyszą omawianej konstrukcji, sterowanie przy biegu „wstecz” jest tej samej jakości jak dla statków bez dyszy, natomiast uciąg zostaje podwyższony do 40% w stosunku do uciagu „wstecz” z dyszą Korta starej konstrukcji.

Co się tyczy obaw, że wspomniany pierścień gumowy może być uszkodzony przez przedmioty, dostające się od dyszy (kawałki drewna, kamienia lub tp.), to są one nieuzasadnione, gdyż — jak wiadomo — na obwodzie paszczy dyszy panuje nadciśnienie, które jakby spycha te przedmioty ku środkowi dyszy, tj. ku przestrzeni mniejszych ciśnień; dowodzi tego również m. in. fakt, że skrzydła śruby pracującej w dyszy Korta na ogół nie zostają uszkodzone, natomiast często zdarzają się wypadki uszkodzenia śruby w sąsiedztwie płaszczy.

Autor artykułu podkreśla celowość stosowania chłodzenia silników spalinowych przy pomocy obiegu pośredniego, mówiąc: „W naszych warunkach nawigacyjnych jest bezwarunkowo konieczny”. Dodać tutaj należy, iż ta konieczność wynika zarówno z uwagi na potrzebę zabezpieczenia sprawności termicznej silnika, jak prawidłowej możliwości eksploatacyjnej; wiemy wszyscy jak znaczne straty w eksploatacji statków powodują wszelkie przestoje, wynikające z drobnych nieraz zabiegów remontowych, wiemy również, że wszelkie studzienki wodne, mające zapewnić dopływ wody chłodzącej, nie dają zadowalających rezultatów: i oto mamy do czynienia z przestojami na skutek zanieczyszczeń komór wodnych silników spalinowych, a nierzadko też z uszkodzeniem bloków cylindrowych tychże silników. Radykalnym zarządzeniem złu jest zastosowanie chłodzenia pośredniego: jednorazowy większy koszt instalacji opłaci się w krótkim czasie. Ostatnio — również na statkach morskich przejawia się coraz wyraźniej dążenie do pośredniego chłodzenia silników spalinowych, nawet dużych mocy, mimo faktu, iż stopień zanieczyszczenia wody morskiej jest niewspółmiernie niższy aniżeli wody rzecznej; względ na zjawisko korozji nie jest tutaj decydujący, gdyż korozja daje się nieźle opanować przy pomocy odpowiednich płytek antykorozyjnych.

Autor wspomniał o celowości stosowania gumy dla łożysk mających bezpośrednie zetknięcie z wodą: celowość ta — w moim zrozumieniu — znalazła za słabe podkreślenie. Jak to nasza polska praktyka wykazała, łożyska gumowe, zastosowane na niektórych statkach śródlądowych, pracują już po kilkanaście lat bez potrzeby wymiany i remontu, w przeciwieństwie do łożysk innego typu, które wymagają niejednokrotnie remontów co kilka miesięcy, a wymiany nieledwie co roku. Konstrukcja łożysk gumowych jest obecnie znacznie uproszczona i można stosować takie rozwiązania, przy których stocznia — mając płytę gumową odpowiedniej jakości i grubości — może sama łożyska wykonywać, bez uciekania się każdorazowo do wytwórni gumy.

Jako jedną z możliwości odciążenia załogi, autor wymienia stosowanie mechanicznego opalania kotłów węglowych: tendencja oczywiście słuszna, i nie nowa, lecz jej realizacja — w świetle dotychczasowych doświadczeń — wymaga ostrożności, która prawdopodobnie nie da się sprowadzić do zastosowania ściśle określonego asortymentu węgla bunkrowego, jako to mniema autor omawianego artykułu. Byłoby cie-

kawę dowiedzieć się, jak zdały egzamin urządzenia tego rodzaju na czechosłowackich holownikach odrzańskich „Masaryk“ i „Benesz“, zbudowanych przed czterema laty w stoczniach holenderskich, a zbliżonych do naszych holowników typu „Jarowid“. Należałoby w tym wypadku przeanalizować wszelkie dodatnie i ujemne spostrzeżenia i odpowiednio do nich postępować w naszych warunkach żeglugowych.

Omawiając celowość stosowania kotłów wodno-rurkowych, autor ma na uwadze ich zalety pod względem ciężaru i miejsca, pomija natomiast stronę eksploatacyjną. Otóż częste i niejednokrotnie ciężkie skutki awarii kotłów, w wyniku obsługi niedoświadczonej a mało wykształconej, okazują się znacznie trudniejsze do usunięcia przy kotłach szkockich, aniżeli przy wodnorurkowych i przeto zarządy przedsiębiorstw żeglugowych, morskich jak i śródlądowych, nawet najbardziej konserwatywne, coraz częściej zastanawiają się nad zmianą swych zapatrywań. Ugruntowanych nie tyle doświadczeniem, ile tradycją lub bezwładnością, toteż coraz częściej spotykamy kotły wodno-rurkowe, na statkach typów, na których do niedawna niepodzielnie panowały kotły szkockie.

Nie można zgodzić się z autorem, gdyż pisze: „Zagadnienie polepszenia warunków pracy i bytowania załogi

na statku należy rozwiązać możliwie jak najlepiej w ramach miejsca, jakie stawia do dyspozycji wielkość statku“. Wprawdzie autor, w dalszych rozważaniach próbuje sformułować wytyczne odpowiadające mniej więcej nowoczesnym tendencjom w tym zakresie, lecz wydaje się więcej celowym rozpatrzenie tego zagadnienia w duchu zaleceń międzynarodowej konwencji zawartej w roku 1946 w Seattle, a dotyczącej warunków bytowania załóg na statkach morskich. Jest oczywistym, że zalecenia wspomnianej konwencji musiałyby być przeanalizowane pod kątem widzenia możliwości stosowania ich w żegludze śródlądowej; pomocne byłyby tutaj niewątpliwie doświadczenia Komisji Okrętowej Socjalnej, działającej z ramienia Ministerstwa Żeglugi na naszym wybrzeżu, jako rzecznik wspomnianej Konwencji. Wydaje mi się, że opracowanie odpowiednich przepisów regulujących to zagadnienie dla statków śródlądowych, powinno być pierwszym krokiem do uporządkowania sprawy.

Autor omawiając pojęcie tzw. „przekroju hydraulicznego pędnika“ wprowadza dla kół łopatkowych błędną definicję, pisząc — w odniesieniu do rys. 11 „iloczyn długości łopatki przez zanurzenie statku“, natomiast powinno być: „iloczyn długości łopatek przez ich zanurzenie“, gdyż zanurzenie łopatek jest zazwyczaj mniejsze aniżeli zanurzenie statku.

Śp. inż. STANISŁAW SMOLEŃSKI



Dnia 18 października 1951 r. po krótkiej chorobie serca zmarł w Warszawie Inż. Stanisław Smoleński w 54-ym roku życia. Nieoczekiwana śmierć Inż. Smoleńskiego stanowi wielką stratę dla polskiej hydrotechniki. Zmarły był jednym z wybitniejszych fachowców w dziedzinie dróg wodnych i wodnej energetyki, bez udziału którego nie rozdził się żaden wielki projekt i nie zaczęła się żadna z wielkich budów na polskich rzekach. Jego głęboka wiedza w połączeniu z wielkim uzdolnieniem koncepcyjnym i doskonałym wyczuciem inżynierskim czyniła z Niego niezastąpionego współpracownika, doradcę, względnie eksperta przy rozwiązywaniu każdego poważniejszego problemu z dziedziny budownictwa wodnego, jak projektów i budów zapór i siłowni w Rożnowie i Czehowie, zapory w Czorsztynie, zapory w Goczałkowicach, stopni w Brzegu Dolnym, kanalizacji Bugu i innych.

Pomimo swych zdolności i talentu inżynierskiego, Zmarły nie zajmował w pracy zawodowej żadnych kierowniczych stanowisk, zdecydowanie bowiem odrzucał stale wszelkie w tym kierunku propozycje, wiedząc, że wyjątkowa wrażliwość uniemożliwia Mu podejmowanie się jakichkolwiek obowiązków, wymagających większego wysiłku nerwowego.

Inż. Smoleński pochodził z Ciechanowskiego. Politechnikę Warszawską ukończył w r. 1922. Pracę zawodową rozpoczął na budowie siłowni wodnej w Myczkowcach na Sanie. W 1925 r. przeszedł do pracy w Krajowym Towarzystwie Melioracyjnym w Warsza-

wie, w którym pracował 7 lat w okresie największego rozwoju tej zasłużonej instytucji, oddając wielkie usługi przy wypracowaniu typów wzorowych projektów melioracji podstawowych o wysokim poziomie technicznym, które to wzory przejęły i dotychczas stosują wszystkie Urzędy Melioracyjne w kraju. W okresie kryzysu gospodarczego Inż. Smoleński przeszedł w 1932 r. na służbę państwową w Ministerstwie Rolnictwa, a od 1934 r. w Ministerstwie Komunikacji w dziale zapór i siłowni wodnych; w dziale tym, ulubionym przez Siebie, pozostał już do końca życia.

Jako kolega i towarzysz pracy Inż. Smoleński cieszył się zawsze niezwykłą sympatią i wielkim uznaniem. Zawdzięczał to Swemu pogodnemu i wybitnie szlachetnemu usposobieniu, ożywionemu ciętym dowcipem i żywością umysłu, któremu nie były obce żadne ludzkie zainteresowania. Stosunki Jego z kolegami cechowała nieodmiennie szczerą i bezinteresowną życzliwość, która jednała Mu serca po bliższym poznaniu.

Ciężkie przejścia rodzinne w okresie ostatniej wojny podkopały Jego siły fizyczne. Namiętne ukochanie Swego zawodu i formalna pasja, z którą zawsze oddawał się porywającym Go w pracy problemom technicznym, wyczerpały Mu powoli nerwy i serce.

Zgon Inż. Smoleńskiego odczuli boleśnie wszyscy, którzy Go znali i z Nim pracowali. Kochany „Smoluch“ odszedł z tego świata.

Cześć Jego pamięci!
Inż. Tadeusz Borowy.

Przegląd wydawnictw

MATERIAŁY DO BILANSU WODNEGO POLSKI

Pod tym tytułem rozpoczął Państwowy Instytut Hydrologiczno-Meteorologiczny publikowanie materiałów podstawowych służących do opracowania bilansu wodnego Polski.

Wzrastająca z każdym dniem konieczność opracowania bilansu wodnego naszego kraju, wynikająca z potrzeb gospodarczych, spowodowała w PIHM wzmoczenie tempa prac w tym kierunku. W tym celu utworzono w Instytucie osobny referat, którego zadaniem jest opracowywanie obserwacji i pomiarów dotyczących poszczególnych składników bilansu wodnego oraz publikowanie w druku wyników opracowań na tym opartych.

Publikacje te pozwolą instytucjom i zakładom naukowym oraz poszczególnym pracownikom nauki na rozwinięcie studiów nad bilansem wodnym zarówno obecnym, jak i planowanym.

Zamierzeniem Instytutu jest opracowanie i ogłoszenie w druku materiałów podstawowych, początkowo dla rzek głównych (Wisła z Bugiem i Narwią oraz Odra z Wartą i Notecią), a później dla rzek i zlewni mniejszych.

Dotąd wydano zeszyty I — V. Dalsze zeszyty (VI — VII) są w druku.

Zeszyt I. Opady zmierzone w dorzeczu Wisły w latach 1920—1939.

Na zawartość tego zeszytu składają się zestawienia sum opadów miesięcznych i rocznych na stacjach opadowych istniejących w całym dorzeczu Wisły w okresie międzywojennym. Zestawienia te były przygotowane w Wydziale Melioracyjnym b. Państwowego Instytutu Naukowego Gospodarstwa Wiejskiego w Bydgoszczy pod kierunkiem prof. Ostromeckiego. Ogółem zestawiono ponad 1000 stacji, przy wykorzystaniu wszelkich dostępnych źródeł, bądź w publikacjach (roczniki meteorologiczne i hydrograficzne polskie i niemieckie), bądź w archiwum PIHM. Dla każdej stacji podano: wysokość nad poziomem morza, współrzędne geograficzne i przynależność stacji do odpowiedniego arkusza mapy 1:100 000. Dla ułatwienia znalezienia żądanej stacji zamieszczono katalog alfabetyczny i zestawienie stacji według arkuszy wspomnianych map. Oprócz miesięcznych i rocznych opadów na każdej stacji w poszczególnych latach podano także wysokości warstwy opadu okresu wegetacyjnego (V—X).

Tak opracowany materiał zbiorczy, to źródło danych opadowych, nie tylko dla opracowania bilansu wodnego Wisły, to także olbrzymią pomocą dla każdego projektanta urządzeń wodnych a głównie melioracyjnych.

Zeszyt II. Opady średnie w dorzeczu Wisły w latach 1920—1937.

Zestawienie opadów zmierzonych na stacjach pozwoliło na opracowanie opadów średnich dla poszczególnych dorzeczy. Posługując się materiałem zawartym w poprzednim tomie opracowano opady średnie w zlewni Wisły po ważniejsze przekroje wodowskazowe oraz w zlewni Bugu po Zegrze. Każda tabela zawiera średnie opady miesięczne, półroczne (zimowe i letnie) i roczne w milimetrach za cały okres (1920—1937). Stanowi to część opadową surowego bilansu wodnego Wisły w jej najważniejszych przekrojach wodowskazowych.

Zeszyt III. Przepływ Wisły i Bugu w latach 1921—1937.

Zeszyt ten zawiera zestawienie codziennych przepływów w tych przekrojach Wisły, dla których w zeszytach II podano wysokości opadów średnich. W każdej

tabeli oprócz codziennych przepływów za okres roku hydrologicznego (XI—X) znajdujemy przepływy miesięczne średnie, minimalne i maksymalne oraz wartości skrajne roczne a także graficznie przedstawione zjawiska lodowe.

Wartość i znaczenie tej pracy dla projektowania hydrotechnicznego jest niezmienna. Pozwoli to na szybkie obliczenie wielu urządzeń wodnych, tak ważnych z uwagi na wzrastającą konieczność zagospodarowania Wisły i jej wykorzystanie komunikacyjne, energetyczne, przemysłowe i inne.

Zeszyt IV. Stosunki opadu i odpływu w dorzeczu Wisły w latach 1921—1937.

Wartości przepływów zawarte w poprzednim zeszytach wymagały pewnego wyrównania w profilu podłużnym rzeki. Wyrównania tego dokonano na przepływach miesięcznych znajdujących się w zeszytach obecnym. W wyniku na treść składają się tabele:

- odpływ całkowity w milionach m³,
- przepływ średni w m³/sek,
- warstwa odpływu w milimetrach,
- deficyty odpływu jako różnice opadu i odpływu oraz współczynniki odpływu jako stosunki odpływu do opadu, zestawione w przedziałach półrocznych i rocznych.

Zeszytem tym zamknięto prace podstawowe do bilansu wodnego rzeki Wisły.

Zeszyt V. Opady średnie w zlewniach ważniejszych dopływów Wisły, Bugu i Narwi w latach 1920—1937.

Materiał zawarty tu stanowi część opadową bilansu wodnego dorzecza Wisły. Zawiera tabele o układzie analogicznym do zeszytu II. Materiał podstawowy do zestawień zaczerpnięty został z zeszytu I. Opracowania opadów średnich dokonano dla zlewni ważniejszych dopływów Wisły, Bugu i Narwi w ich profilach ujściowych. Tym samym rozpoczęto wstępne prace nad bilansem wodnym mniejszych zlewni w dorzeczu Wisły.

Następne zeszyty, których wyjście z druku spodziewane jest w końcu br. zawierają:

Zeszyt VI. Przepływ Bugu i Narwi w latach 1921—1937.

Obejmuje on zestawienie codziennych przepływów tych rzek w ważniejszych przekrojach wodowskazowych w układzie analogicznym do zeszytu III.

Dane znajdujące się tam mają duże znaczenie w związku z budową trasy wodnej Wschód—Zachód, jeśli chodzi o Bug oraz dla projektowania racjonalnej gospodarki łkowej w dorzeczu Narwi.

Zeszyt VII. Stosunki opadu i odpływu w dorzeczu Bugu i Narwi w latach 1921—1937.

Zawiera on wyrównane wartości przepływów miesięcznych, półrocznych i rocznych oraz deficyty i współczynniki odpływu dla ważniejszych przekrojów Bugu i Narwi, podobnie jak zeszyt IV z analogicznym opracowaniem Wisły.

W opracowaniu znajdują się zestawienia obserwacji opadowych dla pozostałych dorzeczy (Odra oraz Przymorza Wschodnie i Zachodnie), a także wartości przepływu ważniejszych rzek (Odra, Warta, Notec i inne).

Rozpoczęcie wydawania serii „Materiały do bilansu wodnego Polski” trzeba powitać z uznaniem. Jest to materiał, na który polski świat hydrotechniczny czekał od dawna. Należy tylko życzyć PIHM dalszej owocnej pracy na tym polu i jak najszybszego publikowania następnych zeszytów. Leży to w interesie naszej gospodarki wodnej.

KOPARKA KROCZĄCA

Koparka krocząca E SZ 14/65 jest maszyną o wysokiej wydajności, przeznaczoną do mechanizacji robót ziemnych i odkrytych robót górskich.

Charakterystyczną cechą tego ekskavatora oprócz potężnej mocy i wydajności, są jej wielkie rozmiary, zapewniające przesuwanie na duże odległości, co wyklucza konieczność stosowania dodatkowego transportu.

Pierwsza koparka krocząca była wykonana przez uralską fabrykę maszyn im. Ordżonikidze, na 70-lecie urodzin towarzysza Stalina, następnie zmontowana na stanowisku wododziałowym kanału Wołga — Don została uruchomiona w 1950 r.

Charakterystyka techniczna ekskavatora i pojemność kubła — 14 m³, długość ramienia — 65 m, ciężar roboczy — 1150 ton, czas trwania cyklu pracy przy kącie obrotu 100° — 55 sek., średnie ciśnienie na grunt przy robocie — 0,8 kg/cm², przy przesuwaniu się — 1,27 kg/cm² prędkość poruszania się ekskavatora do 180 m/godz.; max. głębokość kopania — 45 m, max. wysokość wyładunku — 28 m; promień wyładunku przy kącie nachylenia ramienia 30° — 62 m.

Wykonawcy tej koparki zostali nagrodzeni premią Stalina.

(„Gidrotechnicheskoe Stroitelstwo“ Nr 5/51).

TRS.

BUDOWA ZAPÓR W OKRESIE MROZÓW

Jeden z najbardziej wyróżniających się projektów w Ontario dotyczy zapory „Des Joachims“, położonej 225 km poniżej stolicy tego kraju.

Fabryka betonu całkowicie zautomatyzowana złożona jest z 4 mieszaczy Smitha i silosu magazynującego 750 m³ agregatu oraz 2000 ton cementu. Wydajność tej instalacji była przewidziana na 120 m³/godz., lecz została przekroczona i osiągnęła 150 m³/godz.

Beton był zrzućany przez 2 obracające się leje wprost na 2 konwojery szerokości 0,76 m, przebiegające wzdłuż całej długości zapory głównej i podtrzymywane przez podwójny most Bailey, zainstalowany na słupach utworzonych z tych samych elementów co

most. Każdy z konwojerów transportował inny beton: jeden przeznaczony dla zewnętrznej części zapory, drugi dla wypełnienia części środkowej.

W listopadzie 1949 r. rozpoczęto roboty betonowania słuz, które były wykonane przy pomocy dwóch pomp do betonu „Pumcrete“ zainstalowanych na południowym krańcu zapory. Do kwietnia 1950 r. ułożono 28.000 m³ betonu, pozostało do ułożenia tylko 6.000 m³.

Wykonanie tej pracy w okresie zimy wymagało zastosowanie specjalnych ostrożności.

Celem zabezpieczenia agregatów od lodu zastosowano ogrzewanie parą doprowadzaną rurociągiem do tych agregatów. Piasek był ogrzewany przez prąd pary, które ułatwiały równocześnie doprowadzenie piasku do mieszaczy. Woda była używana o temp. 32° C w głównych zbiornikach, a straty ciepła były kompensowane przez dopływ pary do zbiorników służących do mierzenia wody dla mieszaczy. Przez oszczędność ogrzewanie było zastosowane tylko do wody w mieszaczach, w których chciano otrzymać temperaturę od 15 do 22° C, co było dość łatwo osiągalne dzięki temperaturze, do której była podgrzana woda.

Wszędzie używano cementu o niskim cieple hydratacji, lecz to nie spowodowało żadnych szczególnych trudności.

Konwojery betonu były chronione na całej długości blachą karbowaną, a radiatory były rozmieszczone co 45 m, celem utrzymania temperatury powietrza wahać się trochę powyżej 0° C.

Pod płótnem płacht zabezpieczających służy było zainstalowanych sześć do ośmiu punktów ogrzewających. Punkty były zaopatrywane parą pod ciśnieniem 5 — 7 kg/cm² i dostarczały 36.290.000 kalorii na godzinę.

Lany beton był całkowicie przykryty płachtami ognioodpornymi, a para utrzymywała w nich temperaturę 10° C w każdym punkcie.

Z 700.000 m³ betonu ułożonego w okresie od października 1946 r. do kwietnia 1950, 55% tej ilości było ułożonych przy temperaturach poniżej 0° C.

(„La Technique Moderne-Construction“ Nr 8/51).

TRS

SPROSTOWANIE

W numerze 7—8 z 1951 r. w art. inż. Żmihorskiego „Pomiary sprawności i strat w siłowniach wodnych“ wzór 8 winien być:

$$\eta_s = \frac{\frac{v_2^2}{2g} - \left(\frac{v_3^2}{2g} + h \right)}{\frac{v_2^2}{2g}}$$

zaś wyrażenie $\frac{v_3^2}{2g}$ na str. 298 w prawej kolumnie

w 3-cim wierszu powyżej tabeli winno być $\frac{v_2^2}{2g}$

W art. K. Chomicza „Przebieg, rozmieszczenie i częstotliwość deszczów nawalnych w Polsce (nr 7—8) zamieniono fotografie rys. 3 i rys. 4.

Poza tym w „Przeglądzie Wydawnictw“ w notatce „Nowy typ progu — przepustu“ opuszczono rysunek z wymiarami, wchodzącymi do zamieszczonego tam przykładu.

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — Inż. M. CHUDZYŃSKI

REDAKTORZY DZIAŁOWI: Inż. Z. MIKULSKI, Inż. K. PUCZYŃSKI, Inż. A. RIEDEL, Inż. Z. SOCHOŃ, Inż. T. SUSZCZEWSKI, Inż. J. WOKROJ

REDAKTOR TECHNICZNY: JÓZEF IŻYCKI

Redakcja: Warszawa, ul. Mickiewicza 18. Tel. 10-62-26.

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

Konto PKO I-19873/110

PAŃSTWOWE WYDAWNICTWA TECHNICZNE

TECHNIKA PRZEDSIĘBIORSTW KOMUNALNYCH I TECHNIKA SANITARNA

- Rietschel H.: **Podręcznik ogrzewania i wietrzenia**, tłum. z niem. W. Kamler, część I — wyd. III, 1950, str. 260, zł 37.50, część II — wyd. I, 1950, str. 188, zł 20.
Sawaszyński J.: **Przeciwpożarowe zaopatrzenie wodne**, wyd. II, część I, 1950, str. 152, zł 9, część II, 1950, str. 336, zł 16.50, część III i IV, 1950, str. 203, zł 12.50.

BIBLIOTEKA PLANU SZESZCIOLETNIEGO

- Bartoszewicz S.: **Materiały budowlane w Planie Sześcioletnim**, 1951, str. 71, zł 5.50.
Bryjak E., Zacharzewski B.: **Metalurgia proszków w Planie Sześcioletnim**, 1951, str. 109, zł 8.
Fromer R.: **Leśnictwo w Planie Sześcioletnim**, 1951, str. 72, zł 6.
Kamienny M.: **Przemysł rybny w Planie Sześcioletnim**, 1951, str. 72, zł 10.
Krzywicki E.: **Przemysł skórzaný w Planie Sześcioletnim**, 1951, str. 80, zł 4.50.
Minorski S.: **Komunikacja lotnicza w Planie Sześcioletnim**, 1951, str. 44, zł 3.
Rabsztyń J.: **Przemysł węglowy w Planie Sześcioletnim**, 1951, str. 95, zł 6.50.
Schabiński S.: **Przemysł drzewny w Planie Sześcioletnim**, 1951, str. 80, zł 7.50.
Secomski K.: **Inwestycje w Planie Sześcioletnim**, 1951, str. 78, zł 4.
Wojnar I.: **Przemysł naftowy w Planie Sześcioletnim**, 1951, str. 67, zł 4.50.

KSIAŻKI POPULARNO-NAUKOWE

- Chmielewski H.: **Logarytmiczny suwak rachunkowy**, wyd. II, 1951, str. 46, zł 3.60.
Dobrowolski Z.: **Każdy może i powinien korzystać z dokumentacji naukowo-technicznej**, 1951, str. 61, zł 3.
Ilsiecki L.: **Doraźna pomoc wypadkowa**, 1951, str. 168, zł 8.
Mierzanowski W.: **Jak walczyć z pożarami**, 1951, str. 48, zł 0.80.
Perelman J.: **Mechanika w kalejdoskopie**, tłum. z ros. J. Smolak, 1950, str. 149, zł 4.
Piotrowski P.: **Ślusarstwo**, 1951, str. 136, zł 7.50.
Szargut J.: **Racjonalne spalanie węgla**, 1951, str. 28, zł 2.
Śladem inżyniera Kowalowa (sprawozdanie z narady inżynierów i techników w Katowicach), 1951, str. 68, zł 4.
Troskolewski J.: **Matematyka w zarysie w zakresie szkół średnich**, 1951, str. 276, zł 18.50.

RÓŻNE

- Adamski W.: **Kuchnie w mieszkaniach**, 1951, str. 60, zł 6.
Architektura radziecka 1946 — 1949 (zbiór referatów i artykułów z prasy i fachowych czasopism radzieckich w oprac. J. Minorskiego), 1951, str. 288, zł 21.
Bartasiewicz L.: **Transport wewnętrzny w zakładach przemysłowych**, tłum. z ros. B. Mączewski-Rowiński, 1950, str. 109, zł 8.40.
Bezpieczeństwo pracy przy urządzeniach elektrycznych (opracow. redakcyjne SEP), 1950, str. 204, zł 14.
Błażewski S.: **Wytrzymałość materiałów**, 1951, str. 331, zł 28.
Blochin P., Gelberg L., Kuźniecowa G.: **Techniczne i ekonomiczne zagadnienia budownictwa mieszkaniowego ZSRR**, tłum. z ros. J. Guttman i W. Grot Gisges, 1950, str. 84, zł 9.30.
Budryk W.: **Górnictwo, tom X — Wentylacje kopalń, część 2 — Przewietrzanie wyrobisk**, 1951, str. 372, zł 56.
Ciegielnicki B.: **Produkcja opakowań skrzynkowych**, tłum. z ros. B. Koral, 1951, str. 108, zł 16.
Czubiński Z., Hellwig Z., Zielonko A.: **Dobory drzew, krzewów i bylin (materiały dla potrzeb planowania i realizacji zieleni w krajobrazie otwartym i zurbanizowanym)**, 1951, str. 167, zł 30.
Gostiew W.: **Kontrola techniczna i zwalczanie braków w przemyśle maszynowym**, tłum. z ros. S. Kowalczyk, 1951, str. 76, zł 4.
Kierunki i założenia współczesnego budownictwa mieszkaniowego ZSRR (zbiór artykułów z fachowych czasopism radzieckich w opracowaniu W. Skoczka), 1951, str. 192, zł 18.
Nowakowski W.: **Metody oczyszczania wody zasilającej kotły parowe**, 1951, str. 203, zł 23.
Pietkiewicz K., Lukiniecki A.: **Poradnik mistrza**, tłum. z ros. S. Albrycht, 1951, str. 94, zł 12.20.
Rosner W.: **Kontrola ruchu urządzeń do ulepszenia wody**, 1950, str. 95, zł 10.
Siedlanowski M., Zawistowski M.: **Metoda projektowania zakładów przemysłowych**, 1951, str. 184, zł 14.
Szejda K.: **Nowoczesne piece mieszkaniowe**, 1951, str. 392, zł 28.
Skibiński W.: **Słownik techniczny rosyjsko-polski (zawiera około 27.000 pojęć z najważniejszych dziedzin techniki)**, 1951, str. 450, zł 41.

DO NABYCIA W KSIĘGARNIACH TECHNICZNYCH DOMU KSIĄŻKI