

WYDRUKOWANO 30 SIERPNIA 1951 R.

GOSPODARKA WODNA



MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI
I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XI

WARSZAWA, LIPIEC-SIERPIEŃ 1951 r.

Nr 7-8

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

T R E Ś Ć

7 lat Polski Ludowej	241
DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA	
Inż. Marian Chudzyński i Inż. Kazimierz Puczyński — Droga wodna Wolga — Don kanałem pięciu mórz	242
Prof. Inż. Czesław Zakaszewski — Zagadnienia wodne w spółdzielniach produkcyjnych	246
DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA	
Prof. Dr Romuald Rostkoński — O możliwościach bilansowania odpływu rzek polskich i planowej gospodarcze wodnej	249
Prof. Dr Kazimierz Dębski — Perspektywiczny bilans wodny i jego opracowanie	253
Kazimierz Chomicz — Przebieg, rozmieszczenie i częstotliwość deszczów nawalnych w Polsce	262
Doc. Dr Witold Niewiadomski — Tło przyrodnicze ekspertyzy przedmelioracyjnej bagien w dolinie Biebrzy	265
Inż. Walenty Jarocki — Zastosowanie poprzecznej cyrkulacji do walki z rumowiskiem	269
Inż. Bolesław Rudnicki — Opracowanie krzywych całkowitych objętości przepływów	274
DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE	
Inż. Józef Waksman — Ogólne zasady projektowania siłowni wodnych	279
Inż. Zygmunt Sochoń — Ekspertyzy przedmelioracyjne	281
Inż. Józef Prończuk — Ekspertyzy przedmelioracyjne	284
DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO	
Inż. Marian Franczuk — Plan organizacji wykonania robót wodno-melioracyjnych	288
Inż. Władysław Ruta — Faszynowe ubezpieczenie cieków bez użycia drutu	294
Budowle regulacyjne faszynowo-nasytowe	295
DZIAŁ V — EKSPLOATACJA	
Inż. Jan Zmihorski — Pomiaru sprawności i strat w siłowniach wodnych	297
Inż. Mieczysław Sebastyan — Wolna burta statków rzecznych	302
Przegląd wydawnictw	305
S. P. Prof. Kazimierz Rodowicz	310
Kronika	311

СОДЕРЖАНИЕ

C O N T E N T S

S O M M A I R E

7 лет Польской Народной Республики	7 ans de la Republique Populaire Polonaise	7 years of Polish Volks Republic
Водный путь Волга — Дон, Канал 5 Мореи,	Voie navigable Volga — Don formant le canal des 5 mers	Water-way Volga — Don as canal of 5 seas
Водные проблемы в колхозах, Возможности балансирования стока польских реки и плановое водное хозяйство,	Problèmes hydrauliques dans les collectives agricoles	Water problems in collective husbandry
Перспективный водный баланс и его разработка,	Sur les possibilités de balancement de l'écoulement des eaux des fleuves et rivières polonaises et sur l'aménagement d'eau méthodique	On the possibilities of balancing the water flow of the Polish rivers and on water planning economy
Ход, размещение и повторяемость ливневых осадков в Польше,	Bilan d'eau en perspective et son élaboration	Perspectivic water balance and its elaboration
Природный фон предварительной мелиоративной экспертизы болот в бассейне реки Бебры,	Marche, repartition et fréquence des pluies navales en Pologne	Course, disposition and frequency of tempestuous rainfalls in Poland
Применение поперечной циркуляции к борьбе с наносами в реках,	Fond naturel d'expertise préalable à l'hydraulique des marécages dans la vallée de la rivière Biebrza	Natural background of preliminary water catchment expert's report of marches in Biebrza valley
Разработка интегральной кривой объема дебитов,	Application de la circulation transversale dans la lutte contre les débits solides	Application of transversal circulation in the struggle against solid discharges
Проектирование гидроэлектрических станций,	Elaboration des courbes intégrales de volumes des débits	Elaboration of integral curves of volume flows
Предварительные мелиоративные экспертизы,	Projetation des centrales hydrauliques	Water power plants designing
Предварительные мелиоративные экспертизы,	Expertise préalable à l'hydraulique agricole	Preliminary water catchment expert's report
План организации выполнения водно-мелиоративных работ,	Expertise préalable à l'hydraulique agricole	Preliminary water catchment expert's report
Фашинное укрепление русла стоков без проволоки,	Plan d'organisation de l'exécution des travaux d'hydraulique agricole	Organisation scheme of the execution of water catchment works
Фашинно-набросные регуляционные сооружения,	Protection à fascine du lit des cours d'eau sans fil de fer	Fascine protection of water flow without wires
Измерения исправности и потерь напора в гидроэлектрических станциях,	Constructions à fascine et remblais pour la regularisation des cours d'eau	Fascine and mound regulation constructions
Свободный борт,	Jaugeages de l'efficacité et des pertes de charge dans les centrales hydrauliques	Measurement of water power plants efficiency and detriments
Обзор печати,	Bord libre	Free board
Хроника.	Revue des publications	Review of publications
	Chronique	Chronicle

GOSPODARKA WODNA

MIESIĘCZNIK

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XI

WARSZAWA, LIPIEC-SIERPIEŃ 1951 R.

Nr 7-8 (57)

Siedem lat Polski Ludowej

Każda rocznica Manifestu Lipcowego Polskiego Komitetu Wyzwolenia Narodowego daje impuls do podsumowania naszego dorobku gospodarczego we wszystkich dziedzinach, a więc i w gospodarce wodnej oraz budownictwie wodnym, przy tym stawia przed polską hydrotechniką nowe zadania do spełnienia.

Nie trzeba przypominać, że budownictwo wodne jest dziedziną działalności techniczno-gospodarczej, która więcej niż inne działy techniki daje wielkie możliwości wprowadzania nowych metod techniczno-produkcyjnych, organizacyjnych, normalizacyjnych itd.

Nowe, wzrastające z roku na rok, zadania z zakresu budownictwa wodnego wymagają wielkiego podniesienia poziomu naszej wiedzy technicznej, której rozwój przeobraża budownictwo wodne z gałęzi zacofanej — w produkcję uprzemysłowioną, opartą na nowej, postępowej technice. Toteż skupienie z początkiem bieżącego roku olbrzymiej większości budownictwa wodnego w Centralnym Zarządzie Robót Specjalnych, w nowopowołanym Minist. Budownictwa Przemysłowego należy potraktować z wielkim uznaniem.

Najbliższy okres czasu — z uwagi na konieczność opracowania wieloletniego planu gospodarki wodnej, generalnych koncepcji i dokumentacji technicznej licznych obiektów — powinien znamionować ustalenie również prawidłowej organizacji instytutów naukowo-badawczych, biur projektowych oraz dalszą reorganizację wykonawstwa — szczególnie w działach, które nie weszły w orbitę działalności Min. Budownictwa Przemysłowego.

Wykonywane obecnie, w drugim roku Planu 6-letniego, duże obiekty hydrotechniczne, jak zaporą i zbiornik w Goczałkowicach (woda dla Śląska), elektrownia wodna w Dychowie, stopnie kanalizacyjne na Wiśle górnej i Odrze, dalsza rozbudowa urządzeń wodnych na Żuławach delty Wisły, budowa i rozbudowa urządzeń gospodarki wodnej dla wielkich obiektów przemysłowych (Nowa Huta, Częstochowa i inne) oraz szereg innych, mniejszych robót wodnych — stanowią znaczne rozszerzenie zakresu budownictwa wodnego w porównaniu z latami ubiegłymi, dając jednocześnie możliwość nabycia bogatych doświadczeń i stosowania ich przy realizacji dalszych projektów budownictwa wodnego.

Największą z tych inwestycji hydrotechnicznych jest budowa drogi wodnej Wschód—Zachód, stanowiąca jeden z ważniejszych elementów socjalizacji kraju.

Oparciem dla polskich hydrotechników będą wspaniałe wzory budownictwa hydrotechnicznego w Związku Radzieckim, który — stosując już od dawna najnowocześniejsze opracowania projektowe oraz metody produkcji budowlanej i organizacji pracy — wznosi potężne bastiony pokoju w postaci olbrzymich zapór, zbiorników i siłowni wodnych, systemów kanałów nawodniających i żeglugowych.

* * *

„Silną gospodarczo, uprzemysłowioną i socjalistyczną Polska Ludowa — to potężna ostoja wolności i niezawisłości naszego Narodu“ — powiedział Prezydent Bierut — toteż polska hydrotechnika, stanowiąc jedno z ogniw Narodowego Frontu Walki o Pokój i Plan Sześcioletni, zrealizuje w pełni stojące przed nią zadania drugiego roku Planu.

Przebieg i wyniki odbytego ostatnio I Kongresu Nauki Polskiej pozwalają oczekiwać od pracowników nauki rozwiązania szeregu palących problemów technicznych, niezbędnych w realizacji najbliższych i dalszych projektów hydrotechnicznych.

„Nie wolno się nam zadowalać dotychczasowymi osiągnięciami. Jest naszym gorącym pragnieniem, aby powstały u nas dzieła godne naszej wielkiej epoki, godne naszego Narodu“ (Prezydent Bolesław Bierut).

DZIAŁ I – PLANOWANIE, ORGANIZACJA

INŻ. MARIAN CHUDZYŃSKI i INŻ. KAZIMIERZ PUCZYŃSKI

Droga wodna Wołga – Don kanałem pięciu mórz

Olbrzymi rozwój wielkiego budownictwa hydrotechnicznego w Związku Radzieckim powiększył się ostatnio o nową pozycję, drogę wodną Wołga — Don, stanowiącą dalsze ogniwo w budowie komunizmu w ZSRR.

Do omówionych już w poprzednich artykułach¹⁾ szerokich zamierzeń z dziedziny gospodarki wodnej i będących już w toku realizacji, a znamionujących wielką epokę hydrotechniczną ZSRR, dochodzą obecnie nowe budowie drogi wodnej Wołga — Don, które łącznie z uprzednimi stanowią wielki Stalinowski plan przeobrażenia przyrody.

O ile w poprzednich hydrotechnicznych budowach komunizmu dominantą było bądź to wyzyskanie energii wodnej (Stalingradstroj, Kujbyszewstroj), bądź to nawodnianie pustynnych obszarów (kanał Turkmeński), tu wyraźnie na pierwszy plan wysuwają się elementy komunikacyjne.

Budowę drogi wodnej Wołga — Don kończą się bowiem ogromne prace odbudowy i budowy dróg wodnych w europejskiej części ZSRR, łączących pięć mórz — Białe, Bałtyckie, Kaspijskie, Azowskie i Czarne — w jeden potężny system wodno-komunikacyjny.

★

Do budowy kanału przystąpiono jeszcze przed wojną, na podstawie technicznych i ekonomicznych osiągnięć poprzednich pięcioletnich planów Stalinowskich. Połączenie dwóch wielkich rzek — Wołgi i Donu, o którym dawno marzyli czołowi ludzie Rosji przedrewolucyjnej, stało się możliwym — jak podaje „Gidrotechničeskoe Stroitelstwo” — tylko w kraju zwycięskiego socjalizmu.

Ostatnia historyczna uchwała Rady Ministrów ZSRR o przyspieszeniu terminu ukończenia kanału żeglugi Wołga — Don i nawodnianiu ziem w okęgach rostowskim i stalingradzkim stanowi nowy, wielki

wkład w sprawę tworzenia materialnej bazy społeczeństwa komunistycznego.

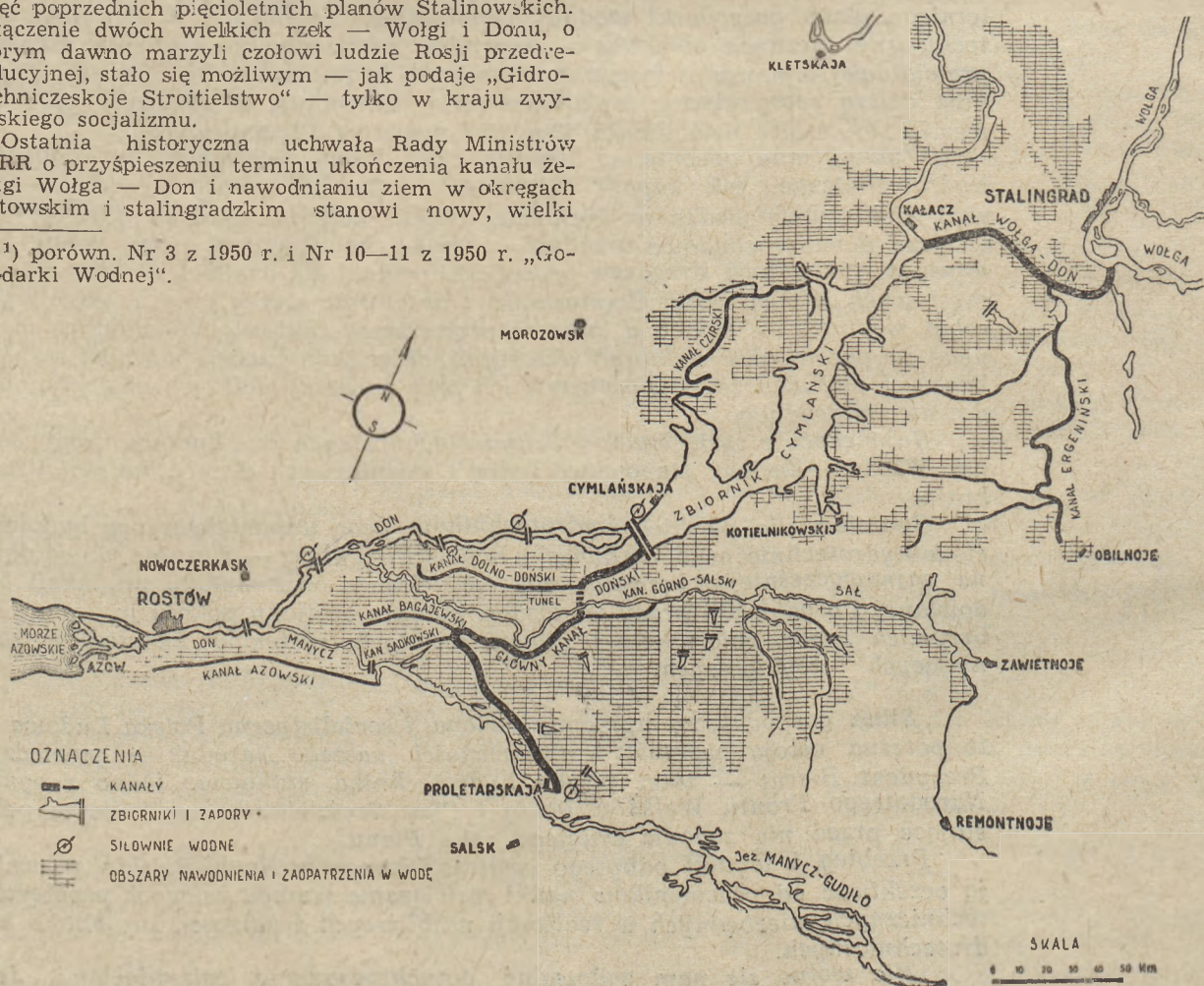
Oddawana do eksploatacji w roku 1952 droga wodna Wołga — Dońska będzie miała całkowitą długość 540 km — licząc od morza Azowskiego do Wołgi.

Składać się ona będzie z dolnego odcinka Donu od Rostowa do miejscowości Cymlańska, następnie z będącego na ukończeniu odcinka drogi wodnej zbiornika Cymlańskiego od miejscowości Cymlańska do miejscowości Kałacz na Donie oraz z kanału poprowadzonego przez wododział pomiędzy Donem i Wołgą od wspomnianej miejscowości Kałacz do miejscowości Krasnoarmiejsk na Wołdze.

W tym celu na Donie pod Cymlańskiem kończą się budowa olbrzymiej zapory. Spętrzenie uzyskane na niej utworzy zbiornik na długości ok. 180 km, użytkowej pojemności 12,5 miliardów m³.

Na mapach geograficznych Związku Radzieckiego pojawi się nowe morze — zbiornik Cymlański, zwany już dzisiaj „morzem Dońskim”.

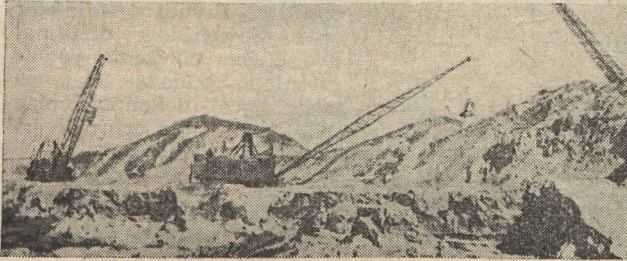
Zbiornik ten oprócz tego, że sam przez się stanowi odcinek dla wielkiej żeglugi, ma za zadanie magazynowanie wiosennych wód stepowych dla celów alimentacji połączonego z nim kanału żeglugowego prowadzonego przez wododział, umożliwi produkcję energii elektrycznej i nawodnianie przesuszonych obszarów



Rys. 1. Szkic sytuacyjny wielkich budowli w obrębie drogi wodnej Wołga—Don.

stepowych. Poza tym odpowiednie zasilanie wodą z tego zbiornika — łącznie z robotami bagrowniczymi — ma zabezpieczyć niezbędne głębokości żeglugowe na dolnym Donie poniżej zapory.

Kanał Wołga — Don, będący częścią omawianej drogi wodnej o długości 101 km, wykorzystuje łożyska rzek stepowych Karpówki, Czerwiennej i Sarpy. Urządzenia piętrzące na tych rzekach tworzyć będą w ich dolinach serie sztucznych zbiorników wodnych, połączonych między sobą kanałami żeglugowymi, zaopatrzonymi w służę.



Rys. 2. Wielkie usprzątowanie i wysoki stopień mechanizacji umożliwiają wykonanie gigantycznych robót ziemnych na kanale

Wododział między Wołgą a Donem wznosi się na 88 m w stosunku do Wołgi i 44 m w stosunku do Donu. Będzie on pokonywany za pomocą 13 śluz, w tym 4 śluz na stoku dońskim a 9 śluz na stoku wożańskim. Spady na śluzach wynoszą od 10 do 13 m.

Zasilanie kanału odbywać się będzie wodą z Donu. Dlatego też kanał zaopatrzony jest w odpowiednie stacje pomp o zdolności podawania wody w ilości 45 m³/sek każda. Tak duża ilość przepompowanej wody tłumaczy się tym, że wielkość ta uwzględnia potrzeby nawodniania obszarów zasilanych bezpośrednio z kanału Wołga — Don.

Przez uruchomienie w roku 1952 wszystkich omawianych inwestycji zostanie wytworzona jednolita głębokość żeglugowa drogi wodnej od Stalingradu do Rostowa.

Przy budowie tak olbrzymiego przedsięwzięcia, jakim jest droga wodna — Wołga — Don, powstaje konieczność rozwiązania szeregu problemów związanych z przyszłą eksploatacją tej drogi wodnej, tj. z żegluga.

Ponieważ szerokość zbiornika cymlańskiego będzie dochodziła do 30 km — średnio 10 km, przeto powstające fale podczas burzy mogą sięgać 3 m wysokości.

Ażeby zapewnić zatem bezpieczeństwo żeglugi, projektuje się budowę odpowiednich portów i falochronów. Te porty, położone w naturalnych zatokach zbiornika, będą chronione przez łamacze fal.

Projekt przewiduje również odbudowę portu w Rostowie oddalonego o 40 km od morza, budowę czterech portów — jeden u ujścia rz. Dońca dla przeładunku węgla z Donbasu w kierunku Wołgi i drzewa z okręgu Kamy przeznaczonego dla Donbasu, drugi w Cymlańskiej, trzeci w Kałaczu, czwarty u samego ujścia Donu do morza Azowskiego dla przeładowywania towarów ze statków rzecznych na okręty morskie i odwrotnie; ten czwarty port będzie jednocześnie bazą drzewną i przystanią dla przeładunku drzewa.

Oprócz tych portów, cała droga wodna Wołga — Don będzie wyposażona w nabrzeża i przystanie. Pod koniec robót kabel telegraficzny i telefoniczny połączy wszystkie porty, przystanie i siłownię Cymlańską bezpośrednio z Moskwą. Niektóre obiekty będą również wyposażone w aparaturę radiową i radarową.

Znaczenie tego ostatniego ogniwa, które połączy w jedną całość system wodno-komunikacyjny ZSRR nabiera szczególnego wyrazu, jeśli uwzględnimy wszystkie urzeczywistniające się gigantyczne budowle hydrotechniczne epoki Stalinowskiej.

Wielka Wożańska arteria wodno-komunikacyjna znajduje się, jak wiemy, w końcowym etapie realizacji poprzez dawniej wykonany kanał Wołga—Moskwa, węzły wodne Uglicki i Szczerbakowski oraz będące w realizacji zbiorniki Kujbyszewski i Stalingradzki.

W orbitę wielkich prac włączona jest również rzeka Dniepr, która po wykonaniu urządzeń zbiornika i

zakładu wodno-energetycznego w Kachówce przeobrazi się radykalnie w swoim dolnym biegu.

Przedłużeniem magistrali rzeki Wołgi będzie droga wodna w głąb rejonów Turkmenii, poprzez morze Kaspijskie i kanał Turkmeński.

Po zrealizowaniu gigantycznych budowli Stalinowskich Wołga i Don zmienią się w jedną wielką magistralę wodną o warunkach jeziorowej żeglugi, z wyłotami w kierunku pięciu mórz.

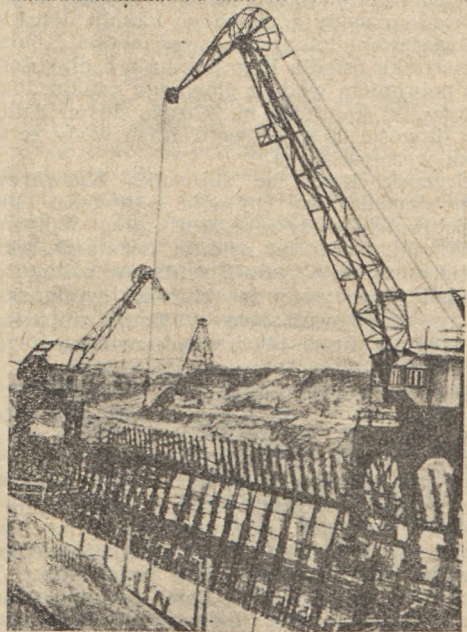
Polepszeniu warunków żeglugi i ustaleniu łączności między morzami towarzyszyć będzie wzrost przemysłu i rolnictwa szczególnie w strefie ciążenia do magistrali wodno-komunikacyjnych, co doprowadzi do ogromnego zwiększenia obrotu towarowego. Rozszerzeniu przewozów zboża, drzewa, nafty i węgla będzie towarzyszyło przerzucenie na wodę szeregu nowych towarów masowych, w wyniku czego obniżą się znacznie koszty transportu. Tak więc, jak podaje „Sowieckij Sojuz“ Nr 2/1951 r. „liczne statki napelnione naftą powiozą dziesiątki tysięcy paliwa z Baku do średnio-rosyjskiego regionu przemysłowego, do Woroneża i Lipiecka, a na spotkanie potężnych rzek ruszy po wodzie doniecki węgiel“.

Rzecz jasna, że z powstaniem nowej, potężnej drogi wodnej związana jest konieczność modernizacji istniejącego taboru żeglugowego. Już obecnie są w budowie barki do przewozu węgla o dużym tonażu, skonstruowane całkowicie z metalu.

★

Wyraźnie, po dominancie komunikacyjnej, integralnie ujęta gospodarka wodna wysuwa jako drugie ważne zadanie — nawodnianie znacznych obszarów okręgu stalingradzkiego oraz stepów salskich i manyckich w dolnym biegu Donu.

Ogólna powierzchnia terenów nawodnianych dla rolnictwa i zaopatrywanych w wodę dla innych celów wyniesie wg uchwały Rady Ministrów ZSRR 2,75 milionów ha.

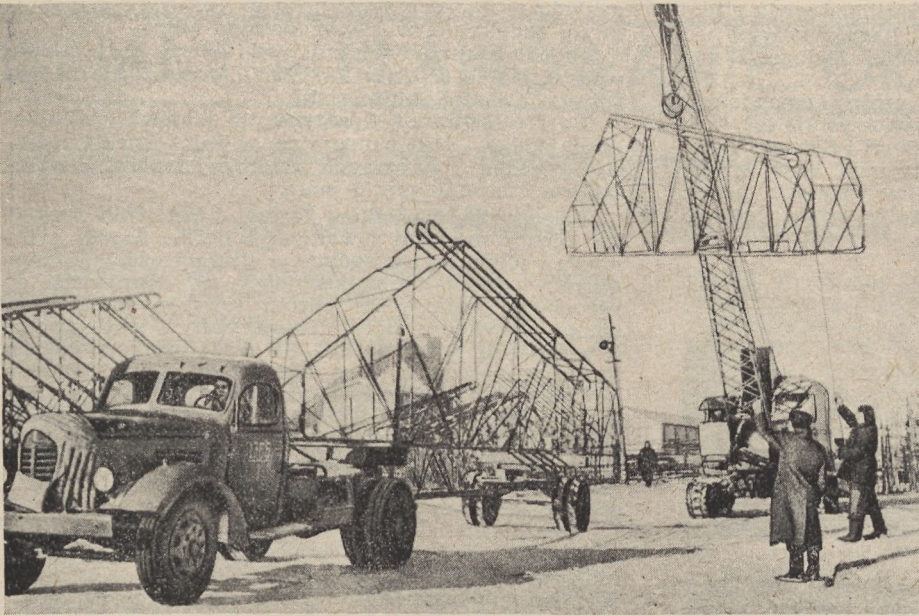


Rys. 3. Zmechanizowanie robót zbrojarskich przy budowie głowy śluzy

W latach 1951 — 1956 ma być wprowadzona w życie budowa urządzeń:

- dla nawodniania — 600.000 ha w okręgu rostowskim i 150.000 ha w południowych regionach okręgu stalingradzkiego,
- dla zaopatrzenia w wodę po 1.000.000 ha w tychże okręgach.

Nawodnianie i zaopatrywanie w wodę tych obszarów odbywać się będzie za pośrednictwem głównego kanału dońskiego, wychodzącego ze zbiornika cymlańskiego, kończącego się w m. Proletarskaja o długości 190 km oraz z sieci kanałów rozprowadzających, o ogólnej długości 568 km.



Rys. 4. Transport gotowych elementów zbrojeniowych na miejsce budowy

W skład sieci rozprowadzającej wchodzi:

- Górno-Salski kanał z wykorzystaniem koryta rzeki Sal od wioski Mała Martynówka do ujścia rzeki Gaszun o długości 125 km, z pobraniem wody z głównego kanału dońskiego, z tamami oraz stacjami pomp dla podawania wody na wyżej położone tereny wzdłuż rzeki Sal.
- Dolno-Doński kanał od m. Woschód w kierunku osiedla Siemikarakorskaja o długości 73 m, z pobraniem wody z głównego kanału dońskiego.
- Bagajewski kanał od miejscowości Komarów w kierunku osiedla Bagajewskaja o długości 35 km, z pobraniem wody z głównego kanału dońskiego.
- Azowski kanał od m. Wesoła do m. Kuleszowki o długości 90 km, z pobraniem wody ze zbiornika wesołowskiego.
- Ergeński kanał od zbiornika Warwarowskiego w kierunku wsi Obilnoje o długości 140 km, z pobraniem wody z kanału żeglugi Wołga — Don.
- Czirski kanał od osiedla Niżnie-Czirskiego w kierunku wsi Krasno-Bochdanów o długości 90 km z pobraniem wody ze zbiornika cymlańskiego.

Kanały rozprowadzające zostaną zaopatrzone w stacje pomp w ilości 140 i w odpowiednie przesyłowe linie elektryczne.

Jak widać z załączonej mapki, dodatkowymi źródłami wody (na terenach zakreskowanych) będą niewielkie zbiorniki na nieuwidoczonych na mapce drobnych ciekach. Tak więc, poza pełnym wykorzystaniem dużych rzek, całość dorzeczy zostanie wprężnięta w służbę gospodarki wodnej tych regionów.

Ogromny rozmach przytoczonych prac nawodniających pozwoli radykalnie przeobrazić warunki wytwórczości tych regionów. Nie będzie już odczuwany wpływ suszy i wiatrów, które co trzy - cztery lata niszczyły urodzaje zbóż. Jednocześnie z zapewnieniem trwałych wysokich urodzajów pszenicy stworzą się warunki dla pomyślnej uprawy bawełny, ryżu i innych cennych kultur oraz dla dalszego szerokiego rozwoju hodowli bydła.

Uwzględniając to, Rada Ministrów ZSRR postanowiła zobowiązać Ministerstwa: Rolnictwa, Uprawy Bawełny i Sowchozów do wprowadzenia w użytkowanie nawodnianych i zaopatrzonych w wodę terenów według następujących wytycznych:

Rok	Obszar nawodniania	Obszar zasięgu zasilania w wodę
1952	100.000 ha	100.000 ha
1953	125.000 „	250.000 „
1954	125.000 „	250.000 „
1955	200.000 „	500.000 „
1956	200.000 „	900.000 „
	750.000 ha	2.000.000 ha

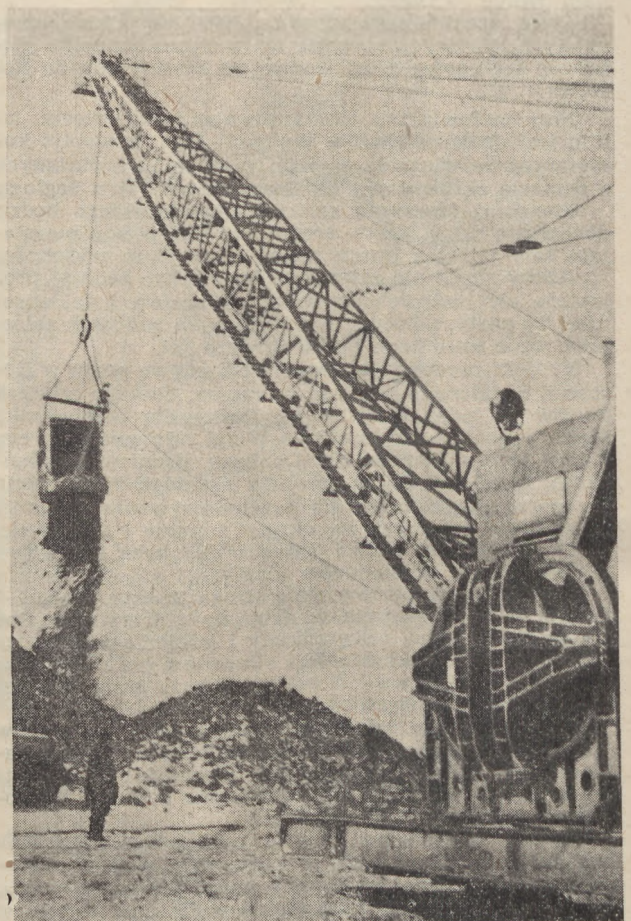
Niezależnie od tego, Rada Ministrów ZSRR nałożyła obowiązki na Ministerstwa Rolnictwa, Uprawy Bawełny i Sowchozów przeprowadzenie odpowiednich studiów i wykonania projektów oraz budowy szczegółowej sieci nawodniającej i zaopatrującej w wodę wraz z urządzeniami hydrotechnicznymi na tej sieci. Ministerstwo Gospodarki Leśnej i Ministerstwo Sowchozów otrzymało dodatkowo polecenie równocześnie z budową sieci nawodniającej dokonania plantacji lasów dla ochrony pól.

*

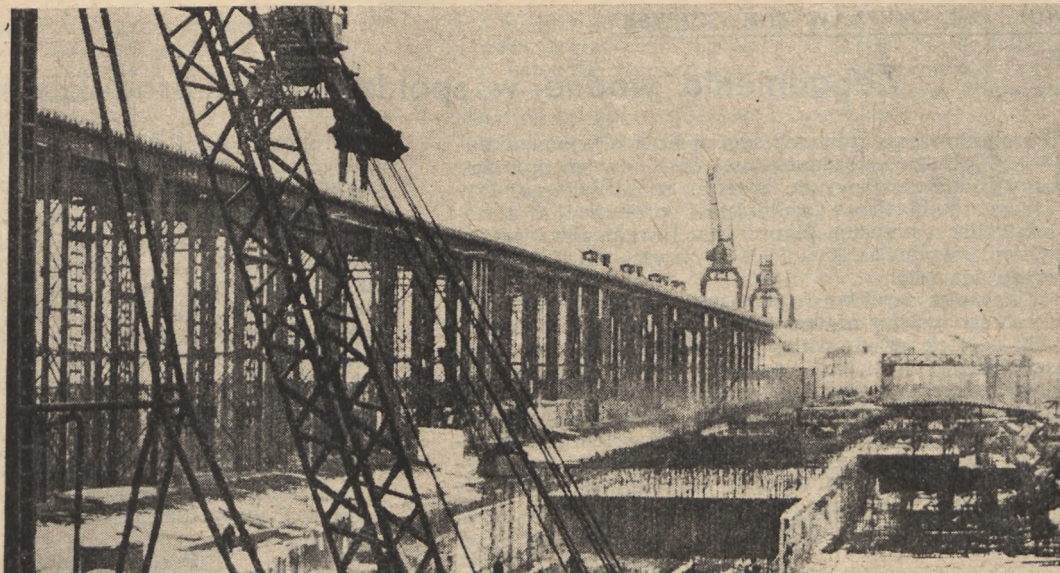
W kompleksowym rozwiązywaniu zagadnień gospodarki wodnej związanych z budową drogi wodnej i nawodnianiem wielkich obszarów na jedno z ważniejszych miejsc wysuwa się również energetyka wodna. Mianowicie w skład urządzeń Cymlańskiego węzła wodnego wchodzi budowa dużej elektrowni wodnej przy zaporze zbiornika o mocy 160.000 kW.

Energia tej elektrowni przeznaczona jest dla zaopatrzenia przemysłu i rejonów rolnictwa objętego nawodnianiem.

Uchwała Rady Ministrów wyraźnie zwraca uwagę na potrzebę zabezpieczenia szerokiego wykorzystania energii wodno-elektrycznej w rolnictwie przy orce, jak i przy przeprowadzaniu przez elektrotraktory innych robót w uprawie pola. Energia elektryczna



Rys. 5. Wielki ekskawator na gąsienicach przy budowie kanału Wołga—Don



Rys. 6. Ogólny widok budowy węzła Cymlańskiego

ma mieć również szerokie zastosowanie w kompleksowej organizacji robót pracochłonnych, w szczególności przy hodowli bydła oraz we wszystkich innych gałęziach produkcji kołchozowej i sowchozowej.

Oprócz tego zakład Cymlański ma za zadanie zaopatrzyć w energię system stacji pomp dla podawania wody zarówno do podstawowych kanałów nawodniających, jak i do kanału żeglugowego Wołga — Don.

Niezależnie od tego siłownia cymlańska będzie ważnym czynnikiem łączącym szereg systemów energetycznych w jedną całość i dopomoże do podwyższenia ogólnej efektywności krajowej gospodarki energetycznej.

★

Ten krótki opis gigantycznych budowli drogi wodnej pięciu mórz daje wystarczające pojęcie co do ogromu inwestycji wchodzących do eksploatacji już od przyszłego roku. Do roku 1952 program przewiduje wykonanie 164 milionów m³ robót ziemnych oraz 2,86 miliona m³ robót betonowych i żelbetonowych (uruchomienie kanału Wołga — Don, węzła cymlańskiego, 100.000 ha nawodnień).

Na jednym odcinku budowy głównego kanału dońskiego czynione są obecnie przygotowania do robót podziemnych. Między rzekami Sam i Don, gdzie na trasie ciągnie się na dość znacznej długości wysokie wzniesienie, kanał przechodzi tunelem. Do budowy tego odcinka przystąpił wykonawcy moskiewskiego metra.

Całość budowli hydrotechnicznych wykonuje specjalne przedsiębiorstwo „Wołgodonstroj”, a studia i projekty — „Gidroprojekt”, który ma w szczególności powierzone studia i projekty głównego kanału dońskiego oraz wszystkich podstawowych kanałów rozprowadzających, łącznie ze stacjami pompowymi i innymi na nich urządzeniami hydrotechnicznymi.

Budowa drogi wodnej Wołga — Don jest przykładem twórczych wysiłków narodu radzieckiego, wypełniającego program budowy komunizmu w ZSRR. Jest to jedno z największych zamierzeń zarówno co do koncepcji, jak i rozmachu, dostępne tylko dla społeczeństwa socjalistycznego.

Inwestycja ta — podaje „Gidrotechničeskoe Stroitelstwo” — jest nowym osiągnięciem radzieckiej nauki i techniki oraz nowym wyrazem siły państwa Radzieckiego i jego pokojowej polityki.

★

Powyżej podany opis wielkiej inwestycji hydrotechnicznej w Związku Radzieckim, wchodzącej do eksploatacji częściowo już w 1952 r., daje polskiej hydro-

technice dalsze wzory i przykłady²⁾, które w odniesieniu — w zmniejszonej oczywiście skali — do naszych warunków powinny spowodować wyciągnięcie odpowiednich wniosków przed opracowywaniem planów perspektywicznych gospodarki wodnej, projektów technicznych budowy i projektów organizacji budowy oraz przygotowania terenu. I tak np. przyspieszenie o 2 lata oddania do użytku kanału Wołga — Don możliwe jest m. in. przez odpowiednie przygotowanie i uzbrojenie terenu, a mianowicie: wybudowano 392 km kolei żelaznych normalnotorowych, 468 km dróg samochodowych, 626 km linii wysokiego napięcia i 467 km linii niskiego napięcia, 1.227 km linii telefonicznych, wreszcie warsztatów, zakładów reperyacyjnych oraz budynków mieszkalnych i administracyjnych o łącznej kubaturze 1,5 mln. m³.

Końcowy etap odbudowy wielkiej siłowni wodno-elektrycznej w Dychowie nad Bobrawą, znacznie zaawansowane prace przy budowie zapory i zbiornika w Goczałkowicach (dla zaopatrywania w wodę śląskiego przemysłu), wstępne roboty przy realizacji drogi wodnej Wschód — Zachód oraz szereg innych budowli hydrotechnicznych w Polsce — dają już w tej chwili niewątpliwie pewien, dość znaczny zasób doświadczenia naszym hydrotechnikom, co — w oparciu o sposoby rozwiązywania złożonych zagadnień gospodarki wodnej i sposoby organizacji oraz prowadzenia poszczególnych wielkich obiektów hydrotechnicznych w ZSRR — będzie wykorzystane w dalszych naszych pracach wodnych Planu Szescioletniego.

Zarysowujące się już dzisiaj — naszym zdaniem — perspektywy dużego wzrostu zamierzeń z dziedziny gospodarki wodnej i budownictwa wodnego w Polsce w następnych — po zakończeniu Planu 6-letniego — planach gospodarczych, powinny spowodować przygotowanie i wyszkolenie odpowiedniej ilości i jakości kadr hydrotechnicznych, mogących sprostać tym znacznym zamierzeniom zarówno w opracowywaniu planów perspektywicznych i dokumentacji technicznej, jak i w organizowaniu budowy oraz w bezpośrednim wykonawstwie. Jednym z podstawowych warunków odpowiedniego wykonania tych zamierzeń jest powołanie Instytutu Gospodarki Wodnej, którego cele i zadania omawiane były już na łamach naszego czasopisma. Instytut ten w dzisiejszym stanie organizacyjnym gospodarki wodnej i nauki z tego zakresu byłby najlepszą formą dla wszechstronnego opracowania planów perspektywicznych i wynikających z nich koncepcji wielkich zagadnień wodnych łącznie z założeniami projektowymi i projektami wstępnymi, przy równoczesnym stwarzaniu niezbędnych w tym zakresie podstaw naukowo-badawczych.

²⁾ patrz odnośnik ¹⁾.

PROF. INŻ. CZESŁAW ZAKASZEWSKI

Zagadnienia wodne w spółdzielniach produkcyjnych

Przebudowa ustroju rolnego w Polsce wymaga nowego układu przestrzennego wsi oraz nowego typu zabudowy dostosowanej do ustroju spółdzielczego. Powstawać będą liczne spółdzielnie produkcyjne i nowe osiedla, a przy ich planowaniu i organizowaniu zagadnienia wodne odgrywać będą zawsze ważką, często decydującą rolę.

W dzisiejszym układzie socjalnym przebudowa ustroju rolnego polega nie na komasacji setek rozdrobnionych poletek szachownicy chłopskiej na dziesiątki przypadkowych kolonii, lecz na tworzeniu jednostek gospodarczych zdolnych do zmechanizowania upraw, do stosowania współczesnej wiedzy rolniczej, do zorganizowania specjalnej opieki nad rolnikiem i jego rodziną, do stworzenia im zdrowych warunków egzystencji i możliwości korzystania ze zdobyczy współczesnej kultury w stopniu nie gorszym, niż to mają mieszkańcy większych osiedli.

*

Zagadnienia wodne związane z organizowaniem i prowadzeniem gospodarki spółdzielczej występują:

W okresie organizacyjnym:

- przy ustalaniu produkcyjnego kierunku spółdzielni, który to kierunek oprzeć się musi na stosunkach glebowych, klimatycznych i wodnych już istniejących lub osiągalnych dzięki odpowiednim melioracjom;
- przy związaniu nowego układu pól z zasadniczą siecią urządzeń, odwodniających niskie tereny podmokłe oraz z rzeźbą terenu, narzucającą konieczność walki z erozją na terenach o dużych spadach;
- przy wyborze miejsca pod budowę osiedla.

W okresie zagospodarowania spółdzielni produkcyjnej zagadnienia wodne obejmują:

- wykorzystanie istniejących źródeł wody dla potrzeb gospodarczych i zaopatrzenia ludności w wodę pitną;
- renowację istniejących dawniej i zakładanie nowych gospodarstw rybnych;
- wykorzystanie istniejących lub możliwych do zbudowania piętrzeń dla wytwarzania energii elektrycznej lub mechanicznej;
- wykorzystanie istniejących cieków dla tworzenia zbiorników przeciwpożarowych i kąpielisk;
- renowację i dostosowanie urządzeń melioracyjnych do zmiennego układu przestrzennego osiedli, dróg i pól;
- rozbudowę celowych i gospodarczo uzasadnionych urządzeń melioracyjnych na polach ornych, łąkach i pastwiskach;
- budowę urządzeń dla nieszkodliwego odprowadzania wód zużytych.

W okresie zorganizowanej w pełni pracy spółdzielni produkcyjnej należy dbać:

- o całkowite racjonalne użytkowanie urządzeń wodnych i melioracyjnych;
- o kontrolę i konserwację tych urządzeń.

Każdy z poruszonych tematów wymaga omówienia.

K i e r u n e k p r o d u k c j i

Już sam stosunek obszaru łąk i pastwisk, należących do spółdzielni, do obszaru pól ornych ma wpływ na kierunek produkcji, lecz wydajność łąk, osiągane zbiory są rzeczą nie mniej ważną niż obszar. Wartość użytków zielonych — bardziej jeszcze niż pól — zależy od warunków wodnych, w jakich się one znajdują. Łąki w lecie wymagają dwa razy więcej wody, niż otrzymują w postaci opadów i korzystać muszą z wody gruntowej, jednak łąki zabagnione mają roślinność małowartościową. Stąd poza melioracją, polegającą na odwodnieniu w zimie i wczesną wiosną, łąki wymagają nawodnienia w lecie; zbiory siano po zmierowaniu łąk mineralnych ulegają podwojeniu, łąk torfowych — potrojeniu, pod warunkiem, że łąki będą mieć zapewniony regulowany wystarczający dopływ wody.

Nawodnianie pól ornych jest dla Polski zagadnieniem dziś jeszcze nieaktualnym; za to odwodnianie

pól ornych rowami dla odprowadzania wód powierzchniowych oraz drenowanie pól o zwiększonym podglebiu jest nieodzownym zabiegiem, poprzedzającym i umożliwiającym intensyfikację gospodarstwa rolnego. Bez tych zabiegów nie do pomyślenia jest mechanizacja robót, niecelowe jest stosowanie nawozów sztucznych na nawilgoconych glebach piaszczystych i na wszystkich gruntach zwięzłych. Wreszcie ustalając kierunek produkcji, należy rozpatrzyć możliwość zaprowadzenia hodowli ryb, zwłaszcza karpi, jako inwestycji bardzo rentownej przy sprzyjających warunkach terenowych i wodnych.

Toteż wykonanie ekspertyzy melioracyjnej użytków zielonych i pól ornych, ustalenie potrzeb i zakresu melioracji a często wykonanie projektu melioracyjnego winno poprzedzać podstawowe decyzje co do kierunku produkcji w spółdzielni.

P o d z i a ł p ó ł

Plan nowej sieci odwodniającej lub uzupełnienia istniejącej musi uwzględniać wymogi pracy traktorów, a praca ta jest tym ekonomiczniejsza, im dłuższe są przebiegi traktora bez zawrotów (co najmniej 500 m).

Cieki główne odwodniające muszą biec osiami głównych brzd terenowych, lecz rowy boczne na terenach płaskich lub umiarkowanie pochyłych winny unikać dzielenia długich łańców na części i powinny biec zazwyczaj zgodnie ze spadkami terenu, równolegle do projektowanych granic łańców i do dróg.

Na obszarach o znacznych spadkach, powyżej 4% na glinach zwięzłych i 3% dla gleb pyłkowych, wody deszczowe lub z topniejących śniegów intensywnie zmywają urodzajną glebę z powierzchni pól, obnażając podglebie ubogie w próchnicę i w życie bakteryjne oraz posiadające dużo gorsze własności fizyczne, niż gleba. Zmowy te są szczególnie groźne tam, gdzie kierunek orki wypada wzdłuż spadku terenu. Nowe granice pól muszą w takich warunkach biec w poprzek spadku stoku, który dzięki stosownej uprawie powinien zostać uformowany w tarasy. Stoki bardzo długie o dobrej glebie należy przedzielać pasami leśnymi o szerokości 100 m, położonymi w odległości 300 m, a gleby ubogie — zalesiać.

W y b ó r m i e j s c a p o d o s i e d l e

Przy wyborze miejsca pod osiedle zagadnienia wodne narzucają się ze szczególną siłą. Pomijamy tu przesłanki, wpływające na ulokowanie osiedla a wynikające z konieczności geograficznych, gospodarczych oraz z rzeźby terenu, a omówimy wymagania związane z wodą.

Warunkiem podstawowym, któremu odpowiadać muszą miejsce pod osiedle, to możliwość zaopatrzenia osiedla w wodę dla potrzeb przeciwpożarowych, gospodarczych (dla inwentarza) i w wodę pitną dla ludności; poza tym występują tu wymagania stawiane przez budownictwo oraz wymagania sanitarne.

Wymaganie zaopatrzenia w wodę prowadzi do lokowania osiedla w pobliżu rzeki, jeziora lub stawu.

Pożądanym jest lokowanie wsi frontem do rzeki lub jeziora wtedy, gdy jezioro lub rzeka leżeć będą na południe, południo-zachód lub południo-wschód od osiedla. Lokując osiedle wzdłuż rzeki, dbać musimy, aby zabudowania mieszkalne mieściły się w górze cieku, gdzie płynie czysta woda; poniżej leżeć mogą zabudowania gospodarcze spółdzielni, stajnie, obory, najniżej — urządzenia przemysłowe, najbardziej zanieczyszczające wodę.

Nie należy lokować osiedla na terenie doliny zalewanej przez rzekę, nawet gdy jest ona chroniona wałami, gdyż możliwość zerwania wałów istnieje zawsze bądź to na skutek uszkodzenia wałów, bądź też wskutek wystąpienia przepływów większych, niż te, na które obliczone były wały.

Podmokłe tereny o wodzie zaskórnej, zalegającej stale lub okresowo płycej niż 2 m pod poziomem terenu, nie są odpowiednim miejscem do lokowania osiedla.

Płytko występująca woda utrudnia fundamentowanie budynków, zagraża zalewem piwnicom pod domami, przechowalniami owoców i kartofli itp.

Zawilgocenie murów, zbudowanych na zabagnionych terenach, sprzyja rozwojowi grzyba drzewnego w domach, powoduje częste występowanie reumatyzmu i innych chorób wśród mieszkańców.

Podmokłe, zatapiane po deszczach tereny, płytkie i zarosnięte zalewy i stawy sprzyjają rozwojowi komara widliszka, nosiciela malarii; ciekli o wodzie bieżącej z prędkością co najmniej 30 cm/sek, stawy głębokie (min. 1,3 m), zarybione, niezarośnięte, o brzegach wyższych, nie są pod tym względem niebezpieczne.

Pożądanym jest, aby osiedle — od terenów zabagnionych, stanowiących miejsce wylęgu komarów malarycznych — leżało dostatecznie daleko (3 km), najlepiej po stronie nawietrznej w stosunku do najczęściej wiejących wiatrów. Jeśli zachowanie takiej odległości nie jest możliwe, to tereny, zagrażające stanowi sanitarnemu osiedla, należy odwodnić siecią rowów.

Również celowym jest oddzielenie osiedla od zawilgoconych obszarów budynkami gospodarskimi, oborami, chlewami, w których zatrzymują się chętnie komary, nie dotykając do ludzkich siedzib.

Najlepiej wybierać miejsce pod osiedle na niezbyt wzniesionych, a więc mniej narażonych na wiatry, płaskowzgórzach lub na stokach o niewielkich 1% do 3% spadach, zapewniających dobry odpływ wód zuwrotnych, ściekowych i opadowych.

Dopływ wód opadowych od strony stoku należy przeciąć za pomocą rowów opaskowych.

Zaopatrzenie osiedli w wodę

Dalszym, bardzo ważnym czynnikiem przy wyborze miejsca pod osiedle jest możliwość uzyskania dobrej wody pitnej i w dostatecznej ilości.

Wody płynące na powierzchni lub wody ze stawów i jezior zawierają mogą bakterie chorobotwórcze cholery, tyfusu, dysenterii i inne; to samo dotyczy wód zaskórnych, płytko zalegających pod terenem. Dobrą wodę otrzymujemy ze studzien głębszych, chronionych od zanieczyszczeń grubą warstwą ziemi. Dobra woda powinna być przezroczysta, bez zapachu i smaku, wolna od zanieczyszczeń organicznych i bakterii, chłodna, niezbyt twarda, nie żelazista.

Zbadanie studzien istniejących położonych na miejscu typowym pod osiedle, pobranie próbek i przesłanie ich do zbadania do Państwowego Zakładu Higieny dać może wskazówki co do wartości i zasobów wody pitnej. Próby pompowania wody pozwolą ocenić wydajność studni.

Na rozległych masywach lessowych o bardzo głęboko zalegającej wodzie gruntowej, na utworach kredowych i jurajskich, w których woda krąży w szczelinach niełatwych do znalezienia, osiedla wiejskie skupiają się wzdłuż cieków w jarach; odwrotnie na dużych obszarach niżu polskiego, przeciętego rozwinętą siecią pradolin i rynien polodowcowych, wypelnionych piaskami i żwirami, znalezienie wody na niezbyt dużej głębokości jest na ogół dość łatwe, a typ studni zależy od warunków lokalnych.

Typy studzien

Studnie abisyńskie z wkręconych w ziemię rur, zaopatrzonych w filtry z siatki, są najłatwiejsze do wykonania, gdy mamy wodę nadającą się do użytku, zalegającą na niewielkiej głębokości w gruntach piaszczystych; jednak wydajność takich studzien jest mała.

Studnie o większej wydajności wykonywane bywają najchętniej z rur (cembrowin, betonowych); woda do studni dostaje się przez dno i styki; studnie płytkie, o wodzie nieodpowiadającej wymaganiom higieny, mogą być wykorzystywane tylko dla potrzeb inwentarza żywego i dla celów przeciwpożarowych, jeśli mają odpowiednią wydajność. Studnie głębsze, 5—10 m i więcej, mogą już dawać wodę odpowiednią dla użytku ludzkiego, zwłaszcza, gdy warstwę wodonośną chroni od zanieczyszczenia wierzchnia warstwa gliny.

Przy budowie osiedla spółdzielczego studnie z cembrowin niezbyt głębokie umieszczane są na granicy sąsiednich działek budowlanych w odległości 2 m od drogi i chronione są ogrodzeniem od dostępu zwierząt domowych. Zasięg użytkowania takiej studni nie powinien przekraczać 150 m, lepiej — 100 m. Zamek z gliny dookoła studni o szerokości 0,5 m i głębokości

1,5 m do 2 m, obrukowane na piasku wyniesienie przy studni, dostateczne oddalenie od źródeł zanieczyszczeń, np. ustępów, zbiornika gnojówki, kup kompostowych, pokrywa lub daszek nad studnią chronią wodę studzienną od zanieczyszczeń i zarasków.

Jeśli zachodzi konieczność budowy głębokich studni, sięgających wód pod naporem (artezjskich), to stosujemy studnie wiercone z rur żelaznych, opierając się przy wyborze miejsca studni, średnicy rur, sposobu wykonania itd na opinii specjalistów — wiertników i na materiałach hydrogeologicznych, dotyczących już wykonanych studni na obszarach sąsiednich. Studnie głębokie są bardzo kosztowne, zamiast zatem budować większą ilość takich studni w osiedlu, celowym może się okazać założenie wiejskiego wodociągu. Wodociąg taki składa się z ujęcia wody, tj. studni odpowiedniej wydajności, pompy napędzanej zwykle silnikiem elektrycznym, ze zbiorników (tzw. hydroforów), w których woda znajduje się pod ciśnieniem sprężonego powietrza, z rurociągu rozprowadzającego wodę i z urządzeń dla poboru wody. Wodociąg taki działa automatycznie, gdyż silnik i pompa zostają wprawione w ruch z chwilą, gdy ciśnienie w zbiorniku opada poniżej pewnej granicy.

Ideałem rozprowadzenia wody jest układ, przy którym każdy dom mieszkalny ma wodę w kuchni i pomieszczeniach gospodarczych; przy mniej bogatym wyposażeniu wodociągów, musi wystarczyć studnia-hydrant w każdym obejściu, wreszcie w ostateczności trzeba się ograniczyć do studni-hydrantu przy drodze, zaopatrującego szereg obejść; urządzenia użyteczności publicznej, urządzenia spółdzielcze powinny być zaopatrzone w wodę doprowadzoną do budynków. W programie Ministerstwa Rolnictwa i R. R. jest przewidziana akcja budowy studzien, renowacji i rozbudowy wodociągów wiejskich przy przebudowie ustroju rolnego.

W okolicach górzystych, gdzie spotykamy źródła na wzniesieniach, można częstokroć tanim kosztem wykonać ujęcie i grawitacyjne doprowadzenie wody do zabudowań poniżej położonych; koszty eksploatacyjne są wówczas nieznaczne.

Wodociągi wiejskie zapewnić powinny pokrycie potrzeb ludzkich, licząc 50—80 litrów na głowę mieszkańców na dobę, potrzeb inwentarza (bydło rogate 50—60 l/dobę na sztukę, konie 60—80 l/dobę na sztukę, św. nie 20—30 l/dobę na sztukę) oraz zapotrzebowanie urządzeń spółdzielczych i sanitarnych w perspektywie 30 lat.

Przy znacznych osiedlach rezerwy wody i zdolność przepustowa rurociągów mogą pokrywać zapotrzebowanie wody podczas pożaru; przy małych wodociągach trzeba pamiętać o specjalnych zbiornikach przeciwpożarowych. W braku naturalnych zbiorników należy przewidzieć zbiorniki sztuczne, przy czym wykorzystać można w tym celu nawet niewielkie ciekli. Przez wykopanie stawku lub przetamowanie ciekli groblą możemy stworzyć zbiornik wody dla potrzeb gospodarczych a jednocześnie przeciwpożarowych. Zapas wody dla gaszenia pożaru wynosić winien dla małych osiedli co najmniej 50 m³. Jeśli chcemy zapewnić przy gaszeniu pożaru bezpośredni pobór wody ze zbiornika przy użyciu pomp motorowych, to promień działania zbiornika przyjmować można do 200 m, przy pompach ręcznych do 150 m¹). Z dalszych zbiorników trzeba wodę do pożaru dowozić beczkowozami, co osłabia walkę z ogniem, lub autocysternami.

Częstokroć daje się połączyć interesy zaopatrzenia osiedla w wodę dla potrzeb gospodarczych i przeciwpożarowych z budową pływalni, kąpieliska oraz z wykorzystaniem istniejących lub łatwych do zbudowania piętrzeń dla produkcji energii elektrycznej.

Nawet niewielkie zakłady wodne, zbyt małe aby pędzić stale młyny czy tartaki, mogą wystarczyć dla zaopatrzenia niewielkiego osiedla spółdzielczego, położonego zdaleka od państwowej sieci elektrycznej, w światło w okresie wiosennym, jesiennym i zimowym; małe stany wody w lecie i użycie wody do nawodnień

¹) Bliższe wskazówki o urządzeniu zbiorników przeciwpożarowych patrz: Przeciwpowarowe zaopatrzenie wodne. Inż. Jerzy Sawaszyński. 1948.

zbiegają się z małym zapotrzebowaniem światła przez wieś w tym okresie.

Renowacje urządzeń melioracyjnych

Związane z powstaniem spółdzielni produkcyjnej zmiany granic pól, zmiany kierunków dróg i położenia osiedla powodować mogą uszkodzenie istniejących urządzeń melioracyjnych, zwłaszcza drenowania. Istniejące rurociągi drenowe mogą ulec uszkodzeniu przy kopaniu fundamentów domów, rowów przydrożnych itp. Korzenie zasadzonych w pobliżu ciągów drenowych drzew w sadach lub obok dróg grożą zarosnięciem drenów; powyżej i poniżej uszkodzonych miejsc następuje zamulenie drenów; pozbawiona odpływu woda spiętrzy się w glebie; wystąpią mokre plamy, wybiją źródelka, zasiewy wymiękną i ulegną zniszczeniu.

Wprowadzenie zmian w istniejącym planie drenowania, dostosowanie go do nowego układu, przełożenie niektórych zbieraczy przy udziale fachowego technika i układacza jest rzeczą niedozwoloną.

Pamiętać należy, że pole z uszkodzonym drenowaniem jest trudniejsze do uprawy i daje gorsze rezultaty, niż pole niedrenowane w ogóle. Stąd bezwzględna koniecznością jest przełożenie każdego odcinka uszkodzonego lub nieczynnego drenowania, doprowadzenie do porządku rowów odpływowych, wylotów i studzienek. Prace te częstokroć objąć muszą cały obszar kiedyś wydrenowany, a niedostatecznie konserwowany. Zwłaszcza duże potrzeby pod tym względem mamy na Ziemiach Odzyskanych, drenowanych bardzo nieporządnie przez drobnych przedsiębiorców.

Państwo w planie sześciolletnim na renowację drenowań i sieci rowów odwodniających przeznacza poważne sumy, przy czym spółdzielnie produkcyjne będą otoczone specjalną opieką.

To samo dotyczy renowacji melioracji użytków zielonych i stawów rybnych; na skutek zaniechania konserwacji i zniszczeń wojennych na meliorowanych łąkach oraz na stawach częstokroć bądź to uległy замуłeniu rowy odwodniające, bądź też zniszczeniu służy, młnicy i inne budowle nawodniające. Renowacja urządzeń melioracyjnych i stawowych, wznowienie pielęgnacji łąk — to droga do rozwoju hodowli i do dobrobytu spółdzielców, pamiętać bowiem należy, że siano z łąk to najtańsza i najzdrowsza pasza dla bydła rогatego, to możność produkowania znacznych ilości nawozu bydlęcego.

Melioracje nowe

W pierwszym okresie po zorganizowaniu spółdzielni zasięg potrzeb i prac doraźnych wymaga pełnego wysiłku organizatorów i spółdzielców, toteż poza renowacjami nie łatwo podejmować nowe melioracje. Lecz z chwilą okrzepnięcia spółdzielni dalszy rozwój produkcji bogatych gleb zwężlejszych, madi i torfów nadrzecznych uzależniony jest od drenowania pól i od nawodnienia łąk.

Wczesne wejście w pole z pracami rolnymi, zmechanizowanie upraw, uprawianie cennych ziemioplodów, dobre wykorzystanie nawozów sztucznych, uzyskanie wysokich plonów wymaga wczesnego równomiernego obsychania pól na wiosnę, dobrego przewietrzania gleby przez cały rok, zachowania struktury gruzełkowatej i oszczędnego gospodarowania zasobami wody. Osiągnąć to wszystko pozwala tylko drenowanie, które w efektach swoich odpowiada powiększeniu arealu pól o 30—40%. Ziemie zwężle i średnio-zwężle, lżejsze i nisko-położone gleby zawiłgoczone, wszystkie gleby ze stagnującą wodą gruntową powinny i muszą być zmeliorowane; wszystkie zabagnione łąki muszą zostać odwodnione, zagospodarowane i nawodnione.

Inne zagadnienia wodne

Należy również podkreślić, że istnieć będą takie zagadnienia wodne, które nie zawsze dadzą się rozwiązać w ramach jednej spółdzielni produkcyjnej.

Do nich należeć będą spiętrzenia na większych ciekach, które mogą być wykorzystane dla produkcji energii elektrycznej lub mechanicznej, na potrzeby całego zespołu spółdzielni.

Mogą także wchodzić w grę większe zbiorniki lub ujęcia wody, służące do nawodnień łąk należących do większej ilości jednostek rolnych, a położonych wzdłuż jednego cieku.

W tych wypadkach inicjatywa wychodzić może zarówno od pojedynczych spółdzielni, jak i też instytucji rolniczych, mających opiekę nad rozwojem spółdzielczości produkcyjnej w Polsce.

Odprowadzanie ścieków

Dalszym etapem rozwoju kultury sanitarnej w osiedlach po zapatrzeniu ich w dobrą wodę pitną jest planowe ujęcie i nieszkodliwe odprowadzenie zużytych wód zanieczyszczonych. Przy rzadko rozrzuconych domach mieszkalnych, niewielkim zużyciu wody a przepuszczalnej glebie, usunięcie ścieków wsiąkających wprost w glebę nie powoduje trudności. Lecz już przy usuwaniu ścieków z urządzeń użytkowanych zbiorowo, z łaźni, pralni, szpitali lub z zakładów przemysłu rolnego trudności te występują. Zanieczyszczone wody ujmowane są w rurociągi, zazwyczaj kamionkowe lub betonowe i kierowane do rzek i rzeczek.

Jednak odprowadzanie zanieczyszczonych wód z osiedli do cieków naturalnych jest zabronione prawnie, gdyż w ten sposób ulega zanieczyszczeniu rzeczka, z której wód muszą korzystać mieszkańcy niżej położonych osiedli. Przy dostatecznym rozcieńczeniu ścieków czystą wodą rzeczną i dostatecznej jej zasobności w tlen następuje samooczyszczenie się wody dzięki działalności bakterii tlenowców, które powodują rozkład i utlenianie związków organicznych zawartych w ściekach. Przy znacznej ilości zanieczyszczeń a małej ilości wody biejącej całkowity tlen wody rzecznej zostaje szybko zużyty i w rzecze zaczynają się procesy gnilne, przy czym woda staje się niezdadna do użytku. Wtedy bywa konieczne oczyszczanie spływających z osiedla ścieków w osadnikach, na poletkach irygacyjnych lub na specjalnych filtrach.

Wykorzystanie ścieków z przemysłu rolnego, ze skanalizowanych urządzeń użytkowania publicznego daje najlepsze wyniki przy nawodnianiu łąk oraz przy wpuszczaniu ścieków do stawów rybnych, pozwalając na uzyskanie wielkich plonów siana lub znacznego przyrostu ryb, przede wszystkim karpia.

Użytkowanie i konserwacja urządzeń wodnych

Nie dość jest wykonać melioracje czy urządzenia sanitarne; trzeba je wykorzystywać i konserwować.

O wysokości plonów użytków rolnych decyduje kompleks czynników działających jednocześnie, jako to: zasobność gleby w związki przyswajalne przez rośliny, struktura gleby, zasoby wilgoci i przewietrzenie gleby, ciepło, światło, dobór nasion, pielęgnacja roślin itd. Zaniedbanie jednego ogniwa produkcji na zasadzie prawa minimum obniża plon do poziomu, odpowiadającego temu zaniedbanemu, niedostatecznie sprawnemu czynnikowi.

Melioracje, mające na celu zapewnienie w glebie najlepszego stosunku wody do powietrza, pozwalające na wczesne rozpoczęcie upraw i na najlepsze wykorzystanie nawozów sztucznych, muszą być wykorzystywane w pełni. Np. najlepiej wykonane melioracje nie podniosą plonu na zwężłych glinach, jeśli gospodarz nie wykorzysta stworzonej przez melioracje możliwości wczesnego podjęcia na wiosnę upraw i zasiewów, a będzie rozpoczynał roboty polne na drenowanych gruntach tak późno, jak to zwykł był robić na niedrenowanych polach. Również najlepszy dobór materiału siewnego, obfite użycie nawozów sztucznych nie dadzą oczekiwanych wyników na mokrych, niedrenowanych glebach itp. Stąd warunek, że intensywną gospodarkę rolną musi poprzedzić melioracja pól i łąk, a jednocześnie wynika stąd konieczność intensywnej gospodarki rolnej na zmeliorowanych obszarach, w przeciwnym bowiem wypadku drogie inwestycje melioracyjne nie będą wykorzystane.

Wreszcie pamiętać trzeba, że urządzenia melioracyjne muszą być pod stałą opieką i konserwacją; co rok na wiosnę, po zejściu wód, powinny mieć miejsce komisyjne oględziny stanu urządzeń melioracyjnych i ustalone niezbędne prace konserwacyjne. Rowy powinny być na przednówku oczyszczone, wszelkie uszkodzenia drenów, ubezpieczeń czy budowli na rowach i w urządzeniach sanitarnych usunięte; w tych bowiem warunkach melioracje spełnią na terenach spółdzielczych swe zadania istotnego i potężnego czynnika wzrostu plonów, zaś urządzenia sanitarne — swą rolę stróża zdrowia ludzkiego.

DZIAŁ II – PODSTAWY PROJEKTOWANIA

PROF. DR INŻ. ROMUALD ROSŁŃSKI

O możliwościach bilansowania odpływu rzek polskich i planowej gospodarcy wodnej

Poniżej zamieszczony artykuł prof. Rosłńskiego podkreśla znaczenie bilansów wodnych dla racjonalnej gospodarki wodnej w ogóle, a bilansów miesięcznych w szczególności, przy tym Autor nawiązuje swoje rozważania do pracy prof. Dębskiego pt. „Bilans wodny zlewni Wisły po Warszawę”.

Uzgodniony pogląd naukowy na tę sprawę obu Profesorów przyczyni się niewątpliwie do możliwości opracowywania miesięcznych bilansów wodnych, których rola przy racjonalnym rozwiązywaniu zagadnień gospodarki wodnej daje się odczuwać już w Planie Sześcioletnim.

I. W y m o g i b i l a n s o w e g o r a c h u n k u.

Ostatnio ukazała się w druku praca K. Dębskiego¹⁾ „Bilans wodny zlewni Wisły po Warszawę”, zasługująca na podkreślenie jej znaczenia, gdyż umożliwia ustawienie rocznych bilansów wodnych za lata ubiegłe w dorzeczu, zamkniętych stacją wodowskazową i hydrometryczną. Ma to szczególne znaczenie w przypadkach projektowanych budowli wodnych, dla melioracji rolnych, przy budowie zbiorników zaporowych i siłowni hydroelektrycznych, wreszcie dla projektów wodociągów, opartych na wodzie gruntowej.

Nie jest moim zamiarem szczegółowe rozpatrzenie założeń tej pracy i biegu wywodów analitycznych, to też nadmieniam tylko krótko, że autor opiera roczny bilans dorzecza na retencji gruntowej, inaczej liczonej w założeniach i na podstawie innej metodyki niż w dawnych swych pracach i dochodzi tą drogą do oznaczenia strat parowania w dorzeczu Wisły po Warszawę w latach hydrologicznych 1920/21 do 1936/37.

Zmiana metodyki badań polega na tym, że autor zaniechał teoretycznego wyrównania retencji i wyników z tego strat parowania w pojedynczych latach, a obliczenie retencji gruntowej oparł na obliczeniu faktycznych stanów wody (objętości) w odborniku dorzecza — jakim jest Wisła — w latach posusznych i okresach, kiedy korytem rzeki płynęły tylko wody gruntowe.

Wartość pracy polega na tym, że bilanse wodne z lat ubiegłych możemy obecnie ustalić dla każdego przekroju wodowskazowego z wystarczającą dokładnością, o ile chodzi o wielkość parowania rocznego względnie o stan retencji gruntowej z końcem roku.

Poza bilansowaniem rocznym musimy jednak mieć możliwość ustawienia bilansów miesięcznych z danego roku, gdyż tego wymagają wszelkie roboty wodne. O ile o takie bilanse chodzi, to praca autora nie podaje metody takiego bilansowania, a oparcie się na wzorach Schroedera, ustalonych dla Wezery, nie przyniesie także pożądanego rozwiązania.

W tym stanie sprawy należy się liczyć z tym, że dla bilansów miesięcznych będzie potrzeba dodatkowych obserwacji albo parowania albo stanów wód gruntowych w dorzeczu dla ustawienia bilansów miesięcznych.

Względ na powyższe był powodem innego, bardziej szczegółowego ujęcia retencji gruntowej, jakie przedstawiłem w pracy „Bilans wodny dorzecza i metoda jego obliczenia służąca”²⁾. Oczywiście nie

umniejsza to znaczenia pracy autora K. Dębskiego, jeżeli tylko Jego bilanse są dobre, tj. o ile zasady, na których oparł wyniki roczne strat parowania, odpowiadają tym tezom podstawowym, które należy przyjąć za udowodnione.

Pierwszą rzeczą, na którą zwróciłem uwagę przy studiowaniu pracy Dębskiego była tabela zamieszczona na str. 39 i podane w kolumnie 5 wielkości parowania w latach hydrologicznych 1920/21 do 1937/38, z której wynika średnia roczna wielkość parowania równa 452,24 mm, przy najmniejszej 323,80 (1920/21) i największej 548,92 (1925/26). Na podstawie obliczeń, wykonanych przy pomocy Krakowskiego Oddziału PIHM, było mi wiadome, że Wisła do Bugu, przy obszarze dorzecza 85482 km², z średniego opadu 678 mm traci na parowanie 455 mm (śr. z lat 1901 — 1910).

Podana zatem przez Dębskiego średnia wielkość opadu 664,9 mm i średnia wielkość parowania 452,24 mm (z 17 lat) w dorzeczu 85176 km² po Warszawę dają wartości zgodne. Co się dotyczy różnicy między największym a najmniejszym parowaniem, to podług tabelki amplituda wynosi 548,02 — 323,86 = 225,06 mm, czyli w stosunku do średniego rocznego parowania: 225,06 : 452,24 = 0,5 średniego.

Na Polesiu największa amplituda, znaleziona w dorzeczu Jasiółdy³⁾, dla wielkości m i e s i ę c z n e g o parowania wynosiła w stosunku do średniego miesięcznego: $\Delta p = 0,5 p_{sr}$. Największa roczna wyniosła 539,20 — 404,20 = 135 mm i w stosunku do śr. rocznego parowania 135 : 460,8 = 0,30.

Jeśli zatem w „Analizie wodnego bilansu dorzecza”⁴⁾ napisałem i na rysunku tamże (rys. 8) pokazałem, „że wyniki badań (sc. w dorzeczu Jasiółdy) stwierdzają dowodnie, że zwłaszcza parowania jako czynnik klimatologiczny od wielu warunków zawisły, nie daje się wtłoczyć w ciasne ramki równań i nie daje się wyrównać”, to obecnie, po wynikach potwierdzających tę tezę w dorzeczu Wisły, nie ma wątpliwości, że związanej z parowaniem retencji (w równaniu bilansowym) nie można obliczać ani wyrównywać odpływem użytecznym typu Oppokowa, ani wiązać tejże z niepewnie określonymi stratami retencji na parowanie i odpływ (brutto i netto).

Z tego wynika także, że nie można parowania rocznego liczyć alternatywnym uproszczonym wzorem, jaki autor podał na końcu swej pracy:

parowanie = 0,68 opadu rocznego (w dorzeczu po Warszawę), skoro — jak sam stwierdza — błędy przekraczają (w 8 przypadkach na 17 obliczeń) 10% obliczonego z bilansu parowania rocznego. Jaką wartość przedstawia takie obliczenie, jeżeli błąd wynosi 0,1 x 665 = 66,5 mm i przenosi się na retencję

¹⁾ K. Dębski, prof. dr inż. Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej tom II. Warszawa 1950, wyd. Min. Komunikacji.

²⁾ R. Rosłński. Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej zeszyt 2, Warszawa 1948.

³⁾ Rosłński R. Woda gruntowa w dorzeczu Jasiółdy na Polesiu. Tow. Naukowe, Lwów 1939.

gruntowną, jako czynnik z nią zespolony w bilansie wodnym?

Należałoby pozostać przy obliczeniu parowania wyłączenie z bilansu wodnego — jak to w rzeczywistości autor zrobił — a standaryzowane parowanie, z opadu wynikające, uznać za wartość fikcyjną. Można mówić tylko o przeciętnej wielkości parowania okresowego (z szeregu lat) o wartości także problematycznej, bo nie nadającej się do wyliczenia miesięcznego parowania, nawet przy pomocy znanych wskaźników parowania Szymkiewicza. Tym samym sprawę odmiennego liczenia parowania bez znajomości retencji, względnie obserwowanego parowania można uznać za niewłaściwą.

Drugą uzgodnioną tezę jest stwierdzenie, że retencja gruntowa nie jest wprost proporcjonalna ani do słupa wody w podziemiu, ani do stanu zwierciadła wody w korycie recipienta, tj. do objętości przepływu korytem, co autor, nawiązując do wzorów Mailleta, pokazuje na rys. 8 na str. 25 swej pracy. To stwierdziłem, posługując się również wzorami Mailleta w pracy: „Woda gruntowa w dorzeczu Sanu⁵⁾” w 1932 r. i pokazałem na rys. 4 zatytułowanym: „Zapasy wody gruntowej w dorzeczu Sanu jako funkcja objętości przepływu”. W tym rysunku, skoro v (zapasy, retencja) odcniemy na osi rzędnych, a Q (odpływ) na odczytach, oba rysunki przedstawiają, związek tych wartości w postaci krzywej parabolicznej o osi pionowej.

Trzecią tezę, jaka wyłania się przy określeniu bilansu i która powinna być uzgodniona, jest sprawa bilansów miesięcznych. Wobec powyższego stwierdzenia stosunku retencji do odpływu podziemnego, nie można sobie wytłumaczyć racji stosowania równań liniowych Schroedera w pracy Dębskiego, tem mniej wyobrazić sobie, jak uwzględnić z retencji terenowej część zużytą na transpirację roślin (bo tak należałoby postąpić podług Schroedera), aby otrzymać odpływ podziemny w tym samym miesiącu.

Teoretycznie, jak udowodnił M. Bousinesq na podstawie ścisłych równań hydrodynamicznych, stosowanie prostej zależności jest możliwe tylko przy poziomym dnie zbiornika alimentacyjnego (zob. Rosłoński — „Analiza wodnego bilansu dorzecza⁴⁾” i mniemam, że wzory podane przez Schroedera można było spokojnie pozostawić na wyłączny użytek w dorzeczu rz. Wezery. Autorowi nie były one także potrzebne, bo do ustawienia bilansów rocznych wystarczała wielkość retencji gruntowej z końcem roku, liczonej — jak to uczynił — równaniem funkcyjnym retencji, w sposób podany także przeze mnie jeszcze w 1932 r.⁶⁾, z rysunkami analogicznymi, jakimi się autor posługuje przy obliczeniach.

O ile zatem pominiemy niezrealizowany zamiar autora, by posługiwać się w metodyce badań równaniami Schroedera dla miesięcznych bilansów, to założenia pracy autora nie budzą żadnych wątpliwości. Bilans roczny jest realny, a walor pracy polega na tym, że tą metodą możemy liczyć bilanse roczne z lat ubiegłych dla poszczególnych dorzeczy, jeżeli dla ich profilów wodowskazowych zdołamy odtworzyć krzywą związku retencji ze stanem wodowskazu.

Na marginesie tych wywodów pozwalam sobie zaznaczyć, że uważam to za znaczny postęp w ujednolicieniu badań bilansu wodnego, skoro po blisko

20 latach doszukiwania się prawdy bilansowej odmiennymi metodami, znaleźliśmy się obecnie — autor i ja — na jednym pozytywnym szlaku badawczym.

Odrzucając wzory Schroedera, potrzeba się zastanowić, jak liczyć miesięczne wskaźniki parowania na podstawie obliczonej metodą Dębskiego wielkości parowania rocznego, bo tego uzupełnienia — rozszerzając podstawy pracy autora — uniknąć z konieczności nie zdołamy.

Opracowując przed kilkunastu latami wyniki obserwacji wskaźnika parowania Szymkiewicza w dorzeczu Jasiółdy w Porzeczu i Horodyszczu i dysponując kilkoma tysiącami oryginalnych obserwacji, przyszedłem do przekonania, że zalecana przez Szymkiewicza obserwacja czynników wskaźnika, raz na jeden dzień w południe, jest nie wystarczająca i, że, pomijając błędy jednorazowej obserwacji, należałoby czynniki parowania obserwować częściej, w szczególności tak, jak to robimy przy obserwacjach temperatury dziennej, więc stosować wzór na średni wskaźnik (i_{sr}):

$$1 \times i_1 \text{ rano} + 2 \times i_2 \text{ w południe} + 1 \times i_3 \text{ wiecz.} = i_{sr}$$

4

czyli poza jedną obserwacją ranną i wieczorną brać dwukrotną wartość obserwacji południowej.

Z tym zapatrywaniem godził się również Szymkiewicz. Ale i te w skromniejszym zakresie (jednorazowo) wykonywane obserwacje nie były złe. Wskazywa na to obserwacje parowania obliczone dla Jasiółdy i Dębskiego dla Wisły, zestawione w poniższej tablicy, na które patrzeć musimy z uwzględnieniem różnic fizjograficznych obu dorzeczy, poza tym względnie średni opad roczny 571 i odpływ średni 112 mm w dorzeczu Jasiółdy oraz 664 i 212 w dorzeczu Wisły.

Wielkości parowania rocznego w mm:

R o k	1929	1930	1931	1932	1933	1934	1935	1936	1937	Średnia
Dorzecze Jasiółdy	440	442	440	462		500	539	501	417	461
Dorzecze Wisły	448	476	439	436	470	456	548	484	410	452

Dodaję że tylko obserwacje z roku 1931, 1932, (1933) i 1934 były oparte bezpośrednio na wskaźnikach parowania, reszta z ich pomocą (z braku pierwszych) została wyliczona ze stanów wody gruntowej.

Duży brak, w metodyce Szymkiewicza, liczenia parowania rocznego z sumy wskaźników miesięcznych stanowi to, że bez dodatkowych obserwacji stanów wód gruntowych w dorzeczu nie można rocznego wskaźnika parowania Szymkiewicza przyrównać do faktycznego parowania rocznego, tzn. znaleźć zamiennik rocznego wskaźnika parowania na parowanie rzeczywiste, bo pierwszy — jak badania w dorzeczu Jasiółdy stwierdziły — był wielokrotnością drugiego, niemal niezmienną.

Otóż ten brak usuwa obecnie metoda Dębskiego, pozwalająca już po upływie tylko jednego roku obliczyć parowanie (także retencję roczną), a przy dodatkowym użyciu wskaźnika parowania Szymkiewicza rozłożyć wskaźnik roczny parowania na poszczególne miesiące, proporcjonalnie do obserwowanych wielkości miesięcznych wskaźników parowania i tym samym obliczyć bilanse miesięczne.

Pozostaje mi powiedzieć kilka słów o użytej przeze mnie metodyce bilansowania⁷⁾, bo tego wymaga

⁷⁾ Rosłoński R. Bilans wodny dorzecza i metoda do jego obliczenia służąca. Wiadomości Służby Hydrograficzno - Meteorologicznej, z. 2) Warszawa 1948, oraz prace poprzednie.

⁴⁾ Rosłoński R. Czasopismo Techniczne Nr 12 — 13. Kraków, 1946.

⁵⁾ Rosłoński R. Biuletyn Tow. Geofizyków z. 6. Warszawa 1932. Tenże, Nowsze badania ruchu wody podziemnej. Czasop. Techniczne, Lwów, 1907. Tutaj po raz pierwszy przed 45-ciu latami, zwróciłem uwagę na doniosłość wzorów Mailleta w hydrologii wód podziemnych.

⁶⁾ Rosłoński R. Bilans odpływu poleskiego z dorzecza Jasiółdy w Porzeczu. Posiedzenia naukowe Państw. Instytutu Geolog. Nr 33, Warszawa 1932.

całokształt badań, jakie — jak sądzę — będą potrzebne dla zbadania innych i dalszych dorzeczy w Polsce pod względem hydrologicznym.

Moje równanie bilansowe brzmi:

$H(\text{opad mm}) - h(\text{odpływ mm}) = uJ + t(\text{retencja mm})$
gdzie u jest zamiennikiem miesięcznego lub rocznego wskaźnika parowania Szymkiewicza na wartość faktyczną parowania, at — retencją w milimetrach. Otóż u jest mało zmienne, jakby wymagała teoria i może być przyjęte za stałe. Odchyłki w wielkościach u powoduje prawdopodobnie nierównomierna siła wiatru w poszczególnych miesiącach, nie uwzględniona we wzorze Szymkiewicza, zniekształcająca miesięczny wskaźnik parowania zatem także i sumę tychże, tj. roczny wskaźnik parowania.

Drugim brakiem, jaki daje się zauważyć we wzorze Szymkiewicza na parowanie jest nieuwzględnienie wpływu wiatru w ciągu dobowych obserwacji, wskutek czego dzienne wskaźniki parowania są nieużyteczne, a przydatne są tylko miesięczne. Według Szymkiewicza siła wiatru zmienia się z miesiąca na miesiąc nie wiele. Nie chcę kwestionować tego twierdzenia, mniemam jednak, że przy ustawianiu bilansów miesięcznych należałoby wpływ wiatru uwzględnić.

Wydane drukiem w bieżącym roku Sprawozdania Międzynarodowej Konferencji Unii Geodezyjnej i Geofizycznej w Oslo z roku 1948-go, w szczególności praca o obecnym stanie badań parowania w Stanach Zjednoczonych A. P.⁸⁾ podaje m. in. dwa wzory na parowanie, uwzględniające wpływ wiatru na wielkość parowania. Nie będę ich tutaj przytaczał i ograniczę się do stwierdzenia, że urządzenia stacji ewaporometrycznych, jakie ongiś zainstalowano w Piaskach i Horodyszczu na Połesiu, należałoby uzupełnić tylko wiatromierzami na wysokości 0,60 m oraz około 7,6 m nad powierzchnią terenu lub wody, aby otrzymać realną wartość parowania, godzinną podług jednego wzoru, miesięczną podług drugiego.

W ten sposób kwestia obliczeń miesięcznego i rocznego parowania przestaje być przeszkodą do ustawienia bilansów miesięcznych, bo wprowadzając do równania bilansowego:

$$H - h = P + \Delta t, \dots \text{ mm}$$

realną wartość parowania, otrzymujemy tym samym i wartość zmiany retencji gruntowej.

Ta ostatnia znowu może być niezależnie od stwierdzonej wartości parowania skontrolowana równaniem:

$$t = \frac{Wn}{C} \dots \text{ mm}$$

które w wymienionej pracy (Bilans wodny dorzecza) uzasadniłem. W tym równaniu t jest retencją, W zmianą zwierciadła wody gruntowej, jej przyrostu lub ubytku w dorzeczu, C i n stałymi, dającymi się obliczyć po wniesieniu spostrzeżeń t i W w układ logarytmiczny. Sposób ten wymaga dodatkowych obserwacji stanów wody gruntowej w otworach i studniach, na początku i z końcem roku hydrologicznego.

Wynik powyższych wywodów streszcza się w stwierdzeniu, że mamy w ręku wystarczające metody bilansowania w dorzeczach, a to rocznych za lata ubiegłe metodą Dębskiego, nowych bilansów miesięcznych za pomocą ulepszonej metody Szymkiewicza i badania wpływu wiatru na wielkość parowania.

Jeśli te zostaną zastosowane i dadzą pożądane i udatne wyniki, to wysiłki polskich badaczy D. Szymkiewicza, K. Dębskiego, J. Ostromeckiego i R. Rośłońskiego staną się poważnym udziałem w dorobku międzynarodowym.

⁸⁾ Association Internationale d'Hydrologie Scientifique. Assemblée Générale d'Oslo 1948. G. Earl Harbeck Jr., Present Status of Work on Evaporation in the United States, tom I, str 98 — 104.

II. O potrzebie planowej gospodarki wodnej.

Zużywamy coraz więcej wody na potrzeby gospodarstwa domowego, dla przemysłu, dla spożytkowania sił wodnych i w mniejszym stopniu (w Polsce) dla nawodnień. Powoli wzrasta przeświadczenie, że woda jest takim samym bogactwem naturalnym jak płody kopalniane, tym jednak różna od ostatnich, że nie spożytkowana przepada w morzach.

Powoli również uświadamiamy sobie, że zapasy wody nie są niewyczerpalne, że brak wody stanowi groźne niebezpieczeństwo dla zmasowanego przemysłu i dużych skupisk ludności. Świadczą o tym trudności, jakie już się wyłoniły w Polsce przy dostawach dużych ilości wód w obwody przemysłowe, świadczy o tym rosnące zainteresowanie tym problemem Międzynarodowej Konferencji Hydrologicznej w Oslo odbytej w 1948 r., gdzie przeważająca ilość prac była poświęcona problemom dotyczącym się wód podziemnych. Bo o te wody chodzi w szczególności, gdyż nie każdy przemysł może się usadowić przy wielkiej rzece, a nawet duże miasta leżą poza wielkimi arteriami wodnymi.

W tych ostatnich przypadkach sięgamy do wód podziemnych, szukając w podłożu potrzebnych ilości wody.

Tymczasem, jak uczy nas hydrogeologia ziem polskich, te zapasy wody gruntowej są na ogół małe i jakkolwiek niemal wszędzie w czwartorzędzie aluwium i dyluwium rozsiane, nie mogą podolać potrzebom. Wydobyte 100 l/sek z podłoża na potrzeby przemysłu czy miasta natrafia normalnie już na duże trudności.

Dzieje się to dlatego, że w podziemiu, w utworach starszych, nie posiadamy większych basenów wodnych na obszarze Polski. Znamy tylko 3 większe baseny wód podziemnych: 1) niecka prusko-mazowiecka (warszawska), 2) niecka łódzka i 3) trisasowa niecka śląska. Ale także — baseny nie gwarantują stałości poboru wody niemal na całym świecie przy zwiększonym i wzrastającym ciągle zapotrzebowaniu, to też objawy wyczerpania wystąpiły także u nas.

W basenie warszawskim, na Pradze, jak stwierdził prof. Samsonowicz, ciśnienie artezyjskie spadło w głębokich otworach, czerpiących wodę z lignitu — glaukonitu, o 5 m, wskutek tego do basenu wkraczają solanki kujawskie od półn. zachodu, czego objawem jest zasolenie wody w Żyrardowie, jakiego dawniej nie było.

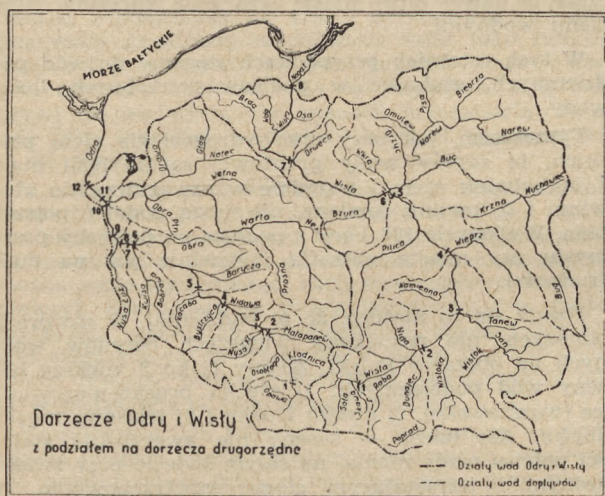
W basenie łódzkim artezyjskie zwierciadło zasilane wodą z piasków albo opadło w mieście o wiele metrów, a w trisasowym basenie śląskim również zauważono spadek ciśnienia na północy, w okolicach Miasteczka (Bibieli). Więc nawet w dużych basenach wodnych gospodarka wodą musi podlegać ograniczeniom, bo zapasy wody nie są niewyczerpalne.

W tych warunkach, nawet wówczas gdy w podłożu istnieją pewne zapasy wody, będziemy zmuszeni sięgnąć do wody powierzchniowej, więc rzecznej i to nieraz bez względu na odległości, dzielące miejsce poboru od miejsca zużycia.

Tutaj jednak powstają nowe trudności. Rzeki nasze przy stanach średnich prowadzą dostateczne ilości wody, wystarczające nie tylko na potrzeby miejscowe, ale także na zaspokojenie potrzeb nawet w odcinkach dorzeczych, skąd już nie powracają do koryta macierzystego. Niestety rzeki nasze nie posiadają wyrównanego odpływu poza bardzo nielicznymi wyjątkami i gdy przy stanach średnich prowadzą kilka m³/sek., to odpływ ich w czasie posuchy nieraz długotrwałej, tygodnie trwającej, spada do kilku litrów na sekundę z km², odpływu niemal wyłącznie gruntowego. A wówczas okazuje się, że przy większym poborze z rzeki musielibyśmy pobrać, powiedzmy okrągło, połowę ilości wody toczoney przez rzekę. W większości przypadków taka gospodarka

wodą będzie niemożliwa, bo nad rzeką w dalszym jej biegu leżą miasta i zakłady przemysłowe, które muszą pokrywać swoje potrzeby z tej samej uszczuplonej rzeki i gdyby mogły nadal to robić, to muszą się liczyć z koncentracją zanieczyszczeń pobieranej wody. Takie były by konieczne skutki niekontrolowanej gospodarki wodnej. Oczywiście takiego bezplanowego gospodarowania wodą na dalszą metę tolerować nie można, aby nie doprowadzić do sytuacji beznadziejnej, bo im dalej, tym będzie gorzej.

Jakież środki zaradcze należałoby zastosować w tym położeniu? Pierwszą koniecznością, jaka się tutaj narzuca, jest ochrona rzek przed zanieczyszczeniem, jeśli pobór wody z rzek ma w ogóle wchodzić w rachubę. Miasta i zakłady przemysłowe muszą same uporać się na miejscu z zanieczyszczeniem wody, jakie spowodowały, przed wpuszczeniem jej z powrotem do rzeki. Jest to problem skomplikowany i tak różnorodnej natury, że wchodzenie w szczególności odwiódłoby nas od właściwego tematu, więc porzucamy na zaznaczeniu jego ważności.



Rys. 1.

Drugim środkiem, jaki wchodzi w rachubę przy pośilkowaniu się wodą rzeczna, jest planowa gospodarka wodna na rzekach. U podstaw tej gospodarki leży dokładne rozpoznanie, jakimi zasobami rozporządzamy. Dla rozwiązania tego zagadnienia nie wystarczy ogółowe stwierdzenie, że rzeka prowadzi pewną określoną ilość wody przy stanie średnim i również określoną ilość przy stanach małych, co na podstawie krzywych konsumpcyjnych możemy bez większego trudu stwierdzić. Planowa ogospodarka wymaga wiadomości, kiedy i przez jaki okres dysponujemy określonymi ilościami wody, czyli oparcia potrzebnych danych na pełnych bilansach wodnych dorzecza. I na tym polega ich znaczenie.

Zagadnienie bilansowania, jakkolwiek już rozwiązane, nie jest jednak łatwe, bo wymaga dużego wkładu pracy, a planowa gospodarka dalszego ogromu

pracy z uwagi na konieczność powiązania bilansów z potrzebami gospodarczymi w dorzeczych właściwych i przyległych.

Dla przykładu podaję ile bilansów należałoby obliczyć najmniej dla dorzeczy naszych dwóch arterii wodnych Wisły i Odry. Załączona mapka sytuacyjna, wraz z poniższymi zestawieniami daje nam obraz rozległych prac, jakie należałoby wykonać li tylko dla katastru wody, będącej przez cały rok do dyspozycji i do określenia wody normalnej (roboczej) w zakładach wodnych, pomijając inne potrzeby. Zadaniem gospodarki wodnej będzie w pierwszym rzędzie magazynowanie wody w zbiornikach celowo rozmieszczonych, służącym kilku zadaniom, więc z konieczności opartym na wyliczeniach bilansowych.

WISŁA

Opad H , odpływ h , straty $H-h$ w mm z lat 1901—1910
w dorzeczu A km²

L.p.	Wodowskaz	A km ²	H	h	$H-h$
1.	Smolice	6791	865	366	499
2.	Szczucin	23897	795	306	489
3.	Zawichost	50591	755	259	496*)
4.	Dęblin	68447	713	227	486
5.	Wisła— do Bugu	85482	678	223	455
6.	Wisła — Modlin	158952	619	176	443
7.	Toruń	179999	605	171	434
8.	Piekoło u Nogatu	193014	593	168	425

*) Straty podziemne.

ODRA

Opad H , odpływ h , straty $H-h$ w mm z lat 1901—1910
w dorzeczu A km²

L.p.	Wodowskaz	A km ²	H	h	$H-h$
1.	Racibórz	6698	840	311	529
2.	do ujścia Nysy Kłodzkiej	13469	783	292	511
3.	Odra z Nysą Kłodzką	18004	777	269	508
4.	Wrocław	21617	750	249	501
5.	Ścinawa	29605	715	220	495
6.	Krosno do Bobra	41056	671	168	503*)
7.	Odra z Bobrem	46994	678	184	494
8.	Odra do Nysy Łuż.	47542	676	180	496
9.	Odra z Nysą Łużycką	51774	682	186	496
10.	Kostrzyn do Warty	53756	678	179	499*)
11.	Odra z Wartą	107798	608	148	458
12.	Załów Górna	109564	606	146	460

*) Straty podziemne.

Prace nad surowymi bilansami wodnymi są już opracowywane w Państwowym Instytucie Hydrologiczno-Meteorologicznym dla ważniejszych rzek i profilów wodowskazowych.

Toteż chodzi jeszcze o to, aby ich rozwinięcie oprzeć na jednolitej podstawie w sposób najprostszy, jak najpewniej wiodący do tego celu, na podstawie wyników badań jakie osiągnęliśmy.

Przypominamy wszystkim naszym prenumeratorom o konieczności regulowania należności za prenumeratę na 10 dni przed rozpoczęciem następnego kwartału.

Nieregulowanie prenumeraty powoduje automatycznie wstrzymanie wysyłki czasopisma z tego względu należy pamiętać o obowiązujących terminach wpłat. Należność prosimy wpłacać na PKO na konto P.P.K. „Ruch” nr I-19873/110.

ADMINISTRACJA

PROF. DR INŻ. KAZIMIERZ DĘBSKI

Perspektywiczny bilans wodny i jego opracowanie

Definicja bilansu perspektywicznego. Sposób opracowania bilansu surowego. Opracowanie bilansu surowego rzeki Bugu w przedziałach miesięcznych (Przykład metodyczny). Obliczenie zmian pomelioracyjnych. Opracowanie bilansu perspektywicznego (Przykład metodyczny). Wnioski.

Definicja bilansu perspektywicznego

Sześcioletni Plan gospodarczy, który obecnie realizujemy i plany perspektywiczne, które mają być realizowane w dalszej przyszłości, zmierzają do wszechstronnej i głębokiej przebudowy warunków bytu naszego narodu.

Przebudowa ma objąć nie tylko całokształt naszych urządzeń kulturalnych, gospodarczych i technicznych, ale sięgać ma do samych naturalnych podstaw bytu. Podobnie, jak to dzieje się w Związku Radzieckim, zamierzamy wpływać na warunki przyrodzone i naginać je do potrzeb narodu.

Ważnym wycinkiem planu państwowego jest planowanie gospodarki wodnej. Cokolwiek jednak nowego uczynimy lub zdziałać zamierzamy w tym zakresie, zgodnie z zasadami materializmu dialektycznego wpływać będzie bezpośrednio lub pośrednio na cały układ stosunków wodnych i klimatycznych w dalekim promieniu od miejsca działania.

Planując zmiany w dotychczasowym sposobie i zakresie użytkowania wód, liczyć się musimy ze zmianami, które w wyniku tego nastąpią.

Zmiany narastać będą stopniowo ale nieuchronnie, w miarę jak postępować będzie przebudowa i intensyfikacja gospodarki wodnej.

Dużej zmianie ulegnie obecny bilans wodny naszego kraju.

W pewnej niezbyt odległej przyszłości wzajemny stosunek głównych składników bilansu wodnego, a to wysokości opadów atmosferycznych oraz wysokości warstwy wyparowanej kształtować się będzie inaczej aniżeli obecnie. Nie wiemy jeszcze, jak daleko sięgnie wpływ ręki ludzkiej na stosunki wodne, tym trudniej nam dzisiaj odpowiedzieć w sposób ścisły na pytanie, jakim będzie nasz bilans wodny w przyszłości.

Możliwe jest jednakże ustalenie kierunków, w jakich zmiany bilansu będą się rozwijały.

Na podstawie doświadczeń uzyskanych za pomocą systematycznego badania hydrologicznych skutków przemian gospodarczych i społecznych u nas i za granicą, związanych bezpośrednio lub pośrednio z odmiennym użytkowaniem wód, dalej na podstawie pewnych obserwacji i pomiarów prowadzonych na wykonanych budowlach wodnych i wodno-melioracyjnych, możemy wyrobić sobie pogląd na rodzaj i przebieg procesów kształtujących zmiany poszczególnych składników bilansu wodnego i dość dokładnie określić rząd wielkości tych zmian.

Na zasadzie dość licznych danych obiektywnych oraz na zasadzie wniosków wyrozumowanych opręć możemy konstrukcję bilansu wodnego przyszłości.

W odróżnieniu od bilansu wodnego doby dzisiejszej — surowego względnie gospodarczego, zwanego także bilansem użycia wody, nie będzie on wynikiem ścisłego rachunku ani też nie będzie można wymagać od niego nadmiernej ścisłości. Zadaniem jego będzie wskazać nam zarys prawdopodobnych stosunków wodnych, jak gdyby ramy, w których odbywać się będzie gospodarowanie wodą w przyszłości. Bilans taki nazywać będziemy bilansem wodnym perspektywnym.

Będzie to bilans wodny doby obecnej, ustawiony według schematu Pencka, w którym główne składniki, a to opady, parowanie i odpływ, poprawione będą o różnice wynikające z prawdopodobnej ewolucji stosunków wodnych z biegiem czasu.

Opracowanie bilansów wodnych perspektywicznych dla poszczególnych regionów i całego kraju, stanowi konieczną naukową podbudowę perspektywicznych planów gospodarczych, z którymi z natury rzeczy ściśle musi być związane.

Na płaszczyźnie tego opracowania spotykają się i zazębiają liczne zagadnienia naukowe i praktyczne. Nauka przychodzi tu z pomocą praktyce, a praktyka zapładnia swym doświadczeniem pracownię naukową. Przez to stworzone być mogą warunki, w których długofalowe planowanie gospodarczego wykorzystania wód i projektowanie dużych robót wodnych i wodno-melioracyjnych staje się łatwiejsze a ryzyko popełnienia nieodwracalnych błędów zostaje znacznie zmniejszone.

Sposób opracowania bilansu surowego

Punktem wyjścia do opracowania bilansu perspektywicznego musi być zbadanie bilansu surowego doby obecnej.

W bilansie tym szczególnie ważną jest pozycja strat bilansowych, zwanych także deficytem odpływowym albo parowaniem terenowym.

W pozycji tej zawiera się zarówno nieprodukcyjne parowanie wody z powierzchni zlewni, jak i całe zużycie wody na cele gospodarcze oraz odpływ podziemny poza granice badanego obszaru.

Biorąc pod uwagę dłuższy okres czasu możemy obliczyć normalną roczną wysokość strat jako różnicę normalnej rocznej wysokości opadów atmosferycznych i normalnej rocznej wysokości warstwy wody odpływającej.

Zadanie znacznie komplikuje się, gdy mamy obliczyć nie same tylko normalne wysokości strat ale także wysokość strat w poszczególnych latach hydrologicznych. Jeszcze trudniejszym staje się to zadanie, gdy mamy obliczyć wysokości strat w przebiegu rocznym.

Z punktu widzenia użytkowania wody takie właśnie obliczenie jest najważniejsze. Wszelkie bowiem sposoby gospodarczego wykorzystywania wody bardziej zależne są od okresowych nadmiarów lub niedoborów wody użytkowej aniżeli od fikcyjnych ilości przeciętnych.

Do racjonalnego użytkowania wód potrzebna jest nie tylko znajomość bezwzględnych ilości wody, ale nie mniej ważna i potrzebna jest znajomość przebiegu zmian retencji, parowania i odpływu w krótkich, najwyżej miesięcznych przedziałach czasu.

Bilans wodny surowy, który ma służyć za podstawę do opracowania bilansu użycia wody, musi temu wymaganiu odpowiadać.

Nie ma dotychczas należycie skonstruowanych i do praktycznych wymagań dostosowanych metod pomiaru

i obliczenia wszystkich wartości bilansu wodnego w przedziałach miesięcznych. Stosunkowo łatwo zmierzone i obliczone być mogą wartości opadów i odpływów miesięcznych. Na znaczne trudności natrafiamy przy pomiarach i obliczeniu strat i retencji.

Intensywność narastania deficytu odpływowego jest bardzo różna. Zależy od chwilowego układu stosunków meteorologicznych, hydrologicznych, stanu szaty roślinnej i wielu innych ważnych czynników, zmieniających się zarówno w czasie jak i w przestrzeni. Deficyt odpływowy w bilansie wodnym większych obszarów jest pewną wypadkową strat bilansowych pochodzących na poszczególnych elementach powierzchni tych obszarów.

Ich mierzenie bezpośrednie jest praktycznie niemożliwe, wymagałoby bowiem urządzenia ogromnej ilości stacji obserwacyjnych. Z konieczności tedy mierzyć musimy nie wartości bezwzględne strat, a tylko pewne wartości względne tzw. wskaźniki parowania.

Sposób korzystania z wskaźników parowania podał prof. Rosłoński w swojej pracy z roku 1939 na temat wody gruntowej w dorzeczu Jasiółdy¹⁾. Za wskaźnik parowania przyjął on wielkość zaproponowaną przez prof. Szymkiewicza²⁾, wyrażoną równaniem

$$i = (p' - p) \frac{273 + t}{273} \cdot \frac{760}{P - p'}$$

W równaniu tym omawia:

p' — prężność pary wodnej w pobliżu powierzchni parującej, równą prężności pary wodnej przy pełnym nasyceniu,

p — prężność pary wodnej w atmosferze na wysokości 150 cm nad terenem,

t — temperatura powietrza w °C, średnia między temperaturą przy powierzchni terenu i w klatce meteorologicznej, wzniesionej 150 cm nad terenem.

P — ciśnienie barometryczne w milimetrach słupa rtęci.

Pierwszy człon prawej strony równania Szymkiewicza ($p' - p$) jest to niedosyt wilgotności. Ponieważ iloczyn dalszych dwóch członów równania a to funkcji

temperatury $\frac{273 + t}{273}$ i ciśnienia barometrycznego $\frac{760}{P - p'}$ jest nie wiele różny od 273 jednostki, za

wskaźnik parowania przyjąć można sam tylko niedosyt wilgotności $d = p' - p$. Takim wskaźnikiem parowania posługuje się prof. Ostromecki w swej pracy nad bilansem wodnym zlewni bagiennych³⁾.

Zarówno prof. Ostromecki jak i prof. Rosłoński zakładają, że między wielkościami przyjętymi przez nich wskaźników parowania a wielkościami reprezentującymi rzeczywiste wysokości warstwy wody wyparowanej istnieje pewna proporcjonalność.

Wydaje się, że zrobienie takiego założenia jest konieczne jednakże będzie ono tym mniej słuszne, im dłuższy odcinek czasu weźmiemy pod uwagę. Dlatego

¹⁾ Romuald Rosłoński. Woda gruntowa w dorzeczu Jasiółdy na Polesiu i jej stosunek do odpływu i parowania. Lwów 1939.

²⁾ Dezydery Szymkiewicz. Sur un nouveau procédé pour évaluer l'évaporation. III-ème Conférence hydrologique des Etats Baltiques Warszawa 1930.

³⁾ Dr Inż. Jerzy Ostromecki. Bilans wodny i stosunki odpływu zlewni bagna Czemerne. „Gospodarka Wodna” 1938. Zeszyt 6. Warszawa.

dążyć musimy do podziału całego okresu bilansowania, który może obejmować większą ilość lat na jak najkrótsze, kilka a najwyżej 6 do 12 miesięcy liczące odcinki czasu, których bilans wodny może być ustalony, bez konieczności posługiwania się wskaźnikami parowania. Dopiero w obrębie tych krótkich odcinków czasu użycie wskaźników parowania, jako środka do podziału bilansowej wysokości deficytu odpływowego na poszczególne miesiące może być zastosowane bez obawy popełnienia większego błędu.

W rocznym przebiegu zjawisk hydrologicznych są okresy, w których wielkość zasobów retencji ulega szybkim i gwałtownym zmianom i okresy w których miany zachodzą pomału, są stosunkowo niewielkie i przebiegają na ogół zgodnie z normalnym rocznym przebiegiem zjawisk hydrologicznych. Okresy te przypadają najczęściej na miesiące jesienne od września do listopada, w których stany wody w rzekach są zwykle ustalone. Wytwarza się wtedy chwilowa równowaga między przybytkami wody pochodzącej z opadów atmosferycznych a aktualnym odpływem wody gruntowej i parowaniem. Oprócz okresów jesiennych mamy jeszcze okresy niżówek letnich, w których stany wody w rzekach obniżają się, wskutek wyczerpywania zasobów wody gruntowej i braku opadów.

Miedzy ilością odpływającą w tym czasie wody gruntowej a ilością wody retencionowanej w dorzeczu istnieje związek funkcyjny pozwalający na obliczenie objętości retencionowanej⁴⁾.

Posługując się tym związkiem możemy obliczać chwilowe stany retencyjne tj. wysokości warstwy retencionowanej na przełomie poszczególnych lat hydrologicznych tj. w dniach 31 października, a nadto w niektórych dniach niżówek letnich, z wystarczającą dokładnością.

Dla odcinków czasu dzielących powyższe daty węzłowe możemy ustawiać i rozwiązywać równania bilansu wodnego według schematu Pencka, bez zasadniczych trudności, albowiem wszystkie wielkości bilansowe, odnoszące się do takich odcinków czasu, mogą być ustalone.

Wyznaczysz takie odcinki czasu i odnośne zmiany retencji $R - Z$, możemy obliczać wysokości warstwy parowania terenowego równaniem:

$$S = P - H - (R - Z)$$

Znając wreszcie sumę średnich dziennych wartości wskaźnika parowania w danych odcinkach czasu I oraz analogiczne sumy miesięczne I_m możemy wyznaczać miesięczne wysokości warstwy parowania terenowego według proporcji:

$$S_m : S = I_m : I$$

Równanie

$$S_m = \frac{I_m \cdot S}{I}$$

służy do obliczenia miesięcznych wysokości parowania a zatem do rozwiązania równań bilansu wodnego dla przedziałów miesięcznych.

Przykład metodyczny opracowania bilansu surowego Bugu w przedziałach miesięcznych.

Za przykład metodyczny posłużyć może opracowanie bilansu surowego rzeki Bugu w Wyszku. Opracowanie

⁴⁾ Porównaj: K. Dębski. Bilans wodny zlewni Wisły po Warszawę. Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej. Tom II. Zeszyt 2. Warszawa 1950.

cowanie wykonano w Zakładzie Budownictwa Wodnego i Hydrologii Szkoły Głównej Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, posługując się materiałem podstawowym uzyskanym z Państwowego Instytutu Hydrologiczno-Meteorologicznego w postaci tabel opadu (tabl. I) i odpływu (tabl. II) w przedziałach miesięcznych serii dwunastoletniej 1.XI.1925 do 31.X.1937 oraz materiałem udzielonym przez dr Eugeniusza Hohendorfa z Działu Gospodarki Wodnej w Instytucie Uprawy, Nawożenia i Gleboznawstwa w Bydgoszczy, w postaci tabeli sum niedosytów wilgotności powietrza, również w przedziałach miesięcznych tej samej serii lat (tabl. III).

Sumy niedosytów wilgotności obliczył Dr Hohendorf z miesięcznych średnich temperatur i prężności pary wodnej oraz maksymalnej temperatury powietrza dla wszystkich miesięcy serii 12 lat metodą Oldekopa.

Sposób obliczania opisał Dr Hohendorf w artykule swoim⁵⁾ pt. „O zastosowaniu metod wyznaczenia niedosytów wilgotności powietrza ze średnich miesięcznych wartości temperatur i prężności pary wodnej”.

Wielkości podane w tabeli III odnoszą się do całego dorzecza Bugu po ujście Narwi. Są to średnie arytmetyczne z wielkości obliczonych dla 43 poletek, na które podzielono to dorzecze, na podstawie obserwacji temperatury powietrza, prowadzonych na 12 stacjach, położonych w dorzeczu Bugu i 7 stacjach położonych poza nim.

Do ustawienia równań bilansu wodnego potrzebne są oprócz danych zawartych w tabelach I — III dane o stanach retencyjnych.

W tym celu przeprowadzono obliczenie stanów retencyjnych według współczynników wysychania w sposób opisany w cytowanej wyżej pracy autora na temat bilansu zlewni Wisły po Warszawę. Wyniki zawarto w tabeli IV.

Mając te dane można było zbadać zależność funkcyjną stanów retencyjnych zdarzających się na przełomie poszczególnych lat hydrologicznych (miesiące wrzesień, październik, listopad) od objętości przepływu wody gruntowej w korycie Bugu w tych samych terminach.

Wykres funkcji przedstawia krzywą z rodziny parabol o osi pionowej. Średnie odchylenie punktów obliczonych od położenia na tej krzywej jest znaczne. Dzieje się tak dlatego, że w wypadku Bugu, mamy dorzecze równinne o małym spadku i powolnym odpływie.

Przeprowadzenie jakiejś wyraźnej granicy między przepływem wody powierzchniowej i gruntowej jest tu znacznie trudniejsze aniżeli na Wiśle. Dlatego też i wyniki obliczenia retencji jako funkcji odpływu wody gruntowej nie mogą być na Bugu tak dokładne jak na Wiśle.

Wobec tych zastrzeżeń dokładnie obliczenie równania funkcji miałooby się z celem. Dlatego też zastąpiono krzywą funkcyjną przez fukcje odcinkowe, wyrażone następującymi równaniami:

Równanie a.

$$R = 0,089 Q$$

Równaniem tym obliczono stany retencyjne odpowiadające przepływowi Bugu $Q < 86 \text{ m}^3/\text{s}$, a także przepływom większym, jeśli tendencja stanów wody w rzece była malejąca.

Równanie b.

$$R = 0,238 Q - 12,8$$

⁵⁾ Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej, Tom II, Zeszyt 1, Warszawa 1950.

Równaniem tym można obliczyć stany retencyjne, jeśli

$$86 < Q < 160 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Równanie c.

$$R = 0,226 Q^{1,38}$$

Wyniki zawarto w tabeli V, gdzie również podano wyniki obliczenia stanów retencyjnych tym samym sposobem w innych terminach, w których to w dalszym obliczeniu bilansów miesięcznych okazało się potrzebne.

Na podstawie tabel I — V można już było ustawić równania bilansu wodnego dla okresów rocznych. Wysokości poszczególnych składników bilansu zbadano w tabeli VI.

W tej samej tabeli znajdujemy także zestawienie rocznych sum niedosytu wilgotności (I) i stosunków deficytów odpływu (S) do niedosytu (I).

Widzimy, że stosunki $\frac{S}{I}$ w poszczególnych latach przybierają wartości bardzo różne.

Wartość obliczona dla roku 1936/37 okazała się najmniejsza (0,377) a dla roku poprzedniego 1935/36 największa (0,741). Pozostaje to w ścisłym związku z tym faktem, że proporcjonalność między wskaźnikami parowania i deficytem odpływowym ogranicza się tylko do tych krótkich odcinków czasu, w których stosunki wilgotności zlewni nie ulegają znaczącym zmianom.

Na stwierdzeniu tego faktu oparto dalszą konstrukcję bilansów wodnych miesięcznych.

W tym celu ustawiono tabelę VII podającą podział dwunastoletniego okresu bilansowania na najmniejsze odcinki czasu, dla których wszystkie składniki równania Pencka można ustalić. W tej samej tabeli podano również wysokość tych składników bilansu a także obliczone stosunki wysokości deficytów odpływowych do sum niedosytów wilgotności.

W tabeli oznacza:

P_m — miesięczną warstwę opadu w mm

H_m — miesięczną warstwę odpływu w mm

S_m — miesięczną warstwę deficytu odpływowego

I_m — miesięczną sumę deficytów wilgotności

Z — warstwę retencji na początku odcinka czasu

R — warstwę retencyjną na końcu tego odcinka czasu.

Następna tabela VIII zawiera obliczenie strat (deficytu odpływowego) w poszczególnych miesiącach,

ze znanych stosunków $\frac{S_m}{I_m}$ i miesięcznych sum niedosytów I_m .

Po ustaleniu wysokości warstwy deficytów odpływowych miesięcznych można było z kolei obliczyć stany retencyjne początkowe i końcowe w poszczególnych miesiącach.

Wyniki wszystkich obliczeń, potrzebne do ustawienia miesięcznych równań bilansu zebrano w tabeli IX. Wskazano tu także sposób obliczenia retencji za pomocą oznaczeń następujących:

a — wartość obliczona według współczynników wysychania w tabeli IV

b — wartości obliczone według objętości przepływu wody gruntowej, zawarte w tabeli V

c — wartości obliczone według wskaźników parowania i deficytów odpływowych poszczególnych miesięcy, zawartych w tabeli VIII.

(dokończenie nastąpi,

TABLICA I

Wysokość warstwy opadu w zlewni Bugu po Wyszaków, w milimetrach. (Z materiałów Państwowego Instytutu Hydrologiczno - Meteorologicznego).

Rok hydrologiczny	M I E S I A C E												P ó ł r o c z e		R o k
	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	zima	lato	
1925/26	30,5	36,2	34,0	19,5	33,8	36,9	73,9	128,0	71,7	80,7	60,1	88,1	190,9	504,5	695,4
1926/27	27,0	41,7	18,1	14,9	32,1	55,7	55,1	74,7	84,2	57,8	65,0	18,0	189,5	354,8	544,3
1927/28	55,4	9,8	37,5	31,2	12,0	49,2	51,3	50,4	27,4	53,1	27,8	27,1	195,1	239,9	435,0
1928/29	35,4	38,3	19,5	17,4	18,2	30,5	54,1	69,6	76,9	74,3	45,1	50,3	159,3	367,5	526,8
1929/30	40,7	29,8	9,3	12,1	33,9	51,3	66,1	13,4	77,4	107,7	75,3	51,7	179,1	391,6	570,7
1930/31	62,3	31,0	40,1	19,6	28,6	24,6	39,1	52,6	79,8	135,1	109,1	40,1	206,2	455,8	662,0
1931/32	29,5	43,9	10,2	29,1	10,2	21,9	65,3	58,8	64,3	105,2	27,3	66,7	144,8	387,6	532,4
1932/33	19,2	20,3	18,0	38,7	11,7	25,5	54,7	83,1	95,7	69,3	56,9	55,5	133,4	415,2	548,6
1933/34	49,6	26,3	8,8	19,1	39,4	26,1	44,4	53,5	185,6	90,9	36,6	43,8	169,3	459,8	629,1
1934/35	57,8	11,1	23,7	42,1	14,3	50,0	65,7	72,0	95,8	56,7	73,8	54,1	199,0	418,1	617,1
1935/36	16,0	33,4	41,9	43,0	14,6	41,2	20,5	126,8	95,0	77,7	63,2	56,7	190,1	439,9	630,0
1936/37	32,4	16,3	21,5	34,3	40,0	36,7	16,4	52,0	53,6	89,3	24,6	9,5	181,2	245,4	426,6
Sumy	455,8	338,1	282,6	321,0	290,8	449,6	608,6	839,9	1007,4	997,8	664,8	561,6	2137,9	4680,1	6818,0
Średnie	37,98	28,17	23,55	26,75	24,23	37,47	50,72	69,99	83,95	83,15	55,40	46,80	178,15	390,00	568,17

TABLICA II

Wysokość warstwy odpływu ze zlewni Bugu po Wyszaków, w milimetrach. (Z materiałów Państwowego Instytutu Hydrologiczno - Meteorologicznego).

Rok hydrologiczny	M I E S I A C E												P ó ł r o c z e		R o k
	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	zima	lato	
1925/26	8,48	5,04	19,53	13,70	23,50	17,22	13,20	11,97	13,54	8,61	7,64	11,97	87,47	66,93	154,40
1926/27	27,41	15,42	12,53	4,77	32,66	28,90	17,91	9,79	6,62	5,64	3,93	5,53	121,69	49,42	171,11
1927/28	4,89	4,64	4,84	16,94	14,48	26,54	16,43	6,90	3,83	2,87	2,76	3,35	72,33	36,14	108,47
1928/29	3,88	5,33	3,29	1,88	4,79	23,39	10,23	5,27	4,56	4,59	3,70	3,89	42,56	32,24	74,80
1929/30	7,46	7,40	5,81	3,61	12,52	12,97	9,51	5,81	3,23	5,87	5,89	8,11	49,77	38,42	88,19
1930/31	15,45	13,19	9,57	5,08	16,23	37,82	11,13	4,38	2,91	4,34	13,47	19,33	97,34	55,56	152,90
1931/32	14,33	16,67	18,60	8,79	4,98	43,30	14,19	6,33	3,92	8,95	3,55	5,81	106,67	42,75	149,42
1932/33	6,81	7,21	4,11	10,53	20,24	11,47	6,30	5,63	7,77	5,85	5,29	7,30	60,37	38,14	98,51
1933/34	11,69	7,90	5,54	6,93	29,74	18,91	5,30	4,08	5,96	15,94	9,18	7,68	80,71	48,14	128,85
1934/35	10,18	12,91	4,61	8,66	23,39	18,43	11,25	9,50	6,80	6,15	8,54	7,03	78,18	49,27	127,45
1935/36	7,83	9,94	18,11	14,27	25,42	11,53	6,74	7,40	6,72	6,02	6,40	10,43	87,10	43,71	130,81
1936/37	12,77	12,17	8,50	7,53	34,86	19,05	8,05	3,25	3,00	2,99	3,81	3,46	94,88	24,56	119,44
Suma	131,18	117,82	115,04	102,69	242,81	269,53	130,24	80,31	68,86	77,82	74,16	93,89	979,07	525,28	1504,35
Średnie	10,93	9,82	9,59	8,56	20,23	22,46	10,85	6,69	5,74	6,48	6,18	7,82	81,59	43,77	125,36

TABLICA III

Sumy dziennych niedosytów wilgotności powietrza w dorzeczu Bugu, w milimetrach (opracował Dr Eugeniusz Hohendorf).

Rok hydrologiczny	M I E S I A C E												P ó ł r o c z e		R o k
	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	zima	lato	
1925/26	19,5	12,7	4,0	33,0	29,8	86,4	93,0	90,3	144,8	84,9	65,4	38,1	185,4	516,5	701,9
1926/27	32,1	5,6	6,5	35,8	29,1	62,1	78,1	116,4	141,4	133,0	78,6	37,2	171,2	584,7	755,9
1927/28	13,8	2,2	5,0	6,7	21,7	60,0	97,3	105,6	173,0	97,0	84,0	42,2	109,4	599,1	708,5
1928/29	23,1	2,5	0,6	1,1	5,9	38,4	102,9	100,8	127,4	101,1	89,1	60,4	71,6	581,7	653,3
1929/30	15,0	10,2	12,7	8,4	36,3	69,6	87,7	177,3	141,7	100,4	72,0	46,5	152,2	625,6	777,8
1930/31	25,2	7,1	4,7	4,6	25,8	51,0	144,4	128,1	167,4	115,9	52,5	39,7	118,4	648,0	766,4
1931/32	16,5	10,5	12,1	4,4	16,1	63,6	128,6	102,3	170,5	121,8	108,3	45,6	123,2	677,1	800,3
1932/33	21,9	13,6	0,6	10,1	45,3	64,8	89,7	89,1	108,8	108,5	72,3	45,0	156,3	513,0	669,3
1933/34	27,3	3,4	11,2	13,4	26,7	112,5	163,4	153,6	99,2	113,5	99,3	56,4	194,5	685,4	879,9
1934/35	27,6	9,6	2,2	13,7	37,8	66,3	143,4	137,4	117,8	106,3	75,9	60,1	157,2	642,9	800,1
1935/36	24,0	10,5	13,0	6,7	35,6	57,9	111,6	89,4	132,7	90,8	70,8	27,9	147,7	523,3	670,9
1936/37	18,3	12,4	0,6	7,3	38,1	69,6	165,2	180,0	124,6	93,0	84,3	47,4	146,3	694,5	840,8

TABLICA IV
Obliczenie stanów retencyjnych (a) według współczynników wysychania.

Rok	Data	Stan wody cm	Przepływ $Q \text{ m}^3/\text{s}$	Log Q	Ilość dni w okreście n	Log Q	Iloraz postępu q	Współczyn- nik wysy- chania $\alpha = l - q$	Data	Stan wody cm	Przepływ $Q \text{ m}^3/\text{s}$	Objętość retencji $V \text{ mln. m}^3$	Stan re- tencji $R \text{ mm}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1926	1.V	64	153,0	2,184									
	6.V	50	132,0	2,121	5	— 0,126	0,9714	0,0286	1.V	64	153,0	462,0	12,1
	25.V	81	182,0	2,260									
	1.VI	72	166,0	2,220	7	— 0 00572	0,9870	0,0155	1.VI	72	166,0	926,0	24,2
	7.VI	61	149,0	2,173	6	— 0,00785	0,9820						
	30.VII	32	109,0	2,038									
	7.VIII	27	101,7	2,008	8	— 0,00575	0,9914	0,0086	1.VIII	31	108,0	1080,0	28,3
	2.IX	52	135,0	2,130									
	23.IX	22	96,0	1,982	21	— 0,00705	0,9840	0,0160	1.IX	55	139,5	752,0	19,8
—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.X	47	128,1	692,0	18,2
1927	21.IV	167	395,0	2,597									
	1.V	137	307,0	2,487	10	— 0,0110	0,976	0,024	1.V	137	307,0	1105,0	29,01
	21.V	117	260,0	2,415									
	1.VI	56	141,0	2,149	11	— 0,0242	0,946	0,054	1.VI	56	141,0	226,0	5,90
	1.VII	47	128,1	2,107									
	11.VII	18	90,7	1,9576	10	— 0,0150	0,967	0,033	1.VII	47	128,1	336,0	8,81
	5.VIII	37	115,0	2,061									
	10.VIII	22	96,0	1,982	5	— 0,0158	0,964	0,036	1.VIII	37	115,0	276,0	7,19
	1.IX	— 7	61,0	1,785									
	9.IX	— 17	50,0	1,699	8	— 0,0108	0,9755	0,0245	1.IX	— 7	61,5	215,0	5,65
	31.X	11	83,0	1,919									
	3.XI	3	73,0	1,863	3	— 0,0187	* 0,958	0,042	1.IX	8	78,5	160,3	4,19
1928	29.X	— 14	53	1,7243									
	3.XI	— 18	49	1,6902	5	— 0,00682	0,9845	0,0155	1.XI	— 16	51,0	284,2	7,45
1929	28.XI	33	117	2 068									
	6.XII	27	101	2,004	8	— 0,0080	0,982	0,018	1.XII	34	111,0	532,0	13,9
1930	27.IV	47	129	2,110									
	4.V	27	101	2,004	7	— 0,0150	0,966	0,034	1.V	34	111,0	282,0	7,4
	28.V	55	140	2,146									
	10.VI	35	112	2,049	13	— 0,0075	0,983	0,017	1.VI	49	133,0	677,0	17,7
	30.VI	— 18	49	1,690									
	9.VII	— 29	42	1,623	9	— 0,0075	0,983	0,017	1.VII	— 19	48,0	244,0	6,4
	18.VII	— 16	51	1,707									
	9.VIII	— 25	44	1,644	22	— 0,00286	0,9935	0,0065	1.VIII	— 21	46,0	612,0	16 0
	27.VIII	46	127	2,104									
	2.IX	17	89	1,949	6	— 0,0260	0,942	0,058	1.IX	22	96,0	143,0	3,74
	7.IX	9	80	1,903	5	— 0,0094	0,9785	0,0215	2.IX	17	89,0	353 0 średnia	9,25
	30.IX	29	105	2,022								6,50	
	4.X	20	94	1,973	4	— 0,0120	0,972	0,028	1.X	27	101,0	312,0	8,17
26.X	38	117	2,068										
29.X	35	110	2,041	3	— 0,0090	0,978	0,022	1.XI	43	124,0	487,5	12,75	
1931	27.V	26	100	2,000									
	4.VI	15	87	1,939	8	— 0,00762	0,9825	0,0175	1.VI	20	94,0	463,0	12,1
	26.VI	— 16	51	1,707									
	2.VII	— 24	45	1,653	6	— 0,0090	0,9745	0,0205	1.VII	— 24	45,0	189,5	5,0
	24.X	69	164	2,215									
1932	28.X	63	153	2,184	4	— 0,00875	0,980	0,020	1.XI	75	171,0	738,0	19,3
	28.VI	4	74	1,869									
	6.VI	— 5	63	1,799	8	— 0,00875	0,980	0,020	1.VII	1	71,0	306,0	8,03
	28.VII	— 10	58	1,763									
	4.VIII	— 22	46	1,663	7	— 0,0143	0,9675	0,0325	1.VIII	— 17	50,0	133,0	3,48
1933	24.X	42	123	2,090									
	3.XI	31	108	2,034	10	— 0,0056	0,987	0,013	1.XI	33	110,0	732,5	19,15
	24.IV	40	121	2,082									
1933	2.V	27	101	2,004	8	— 0,0093	0,978	0,022	1.V	27	101,0	396,0	10,35
	29.VIII	18	90	1,954									
	3.IX	7	77	1,886	5	— 0,0136	0,969	0,031	1.XI	9	80,0	223,0	5,85
1 34	28.IV	62	152	2,182									
	6.V	27	101	2,004	8	— 0,022	0,951	0,049	1.V	55	140,0	247,0	6,47
	1.VI	— 11	56	1,748									
	4.VI	— 15	52	1,716	3	— 0,011	0,975	0,025	1.VI	— 11	56,0	193 0	5,06
	29.IX	27	101	2,004									
	4.X	17	89	1,949	5	— 0,011	0,975	0,025	1.X	22	96,0	332,0	8,7
	26.X	47	129	2,111									
1.XI	40	121	2,082	6	— 0,005	0,9885	0,0115	1.XI	40	121,0	910,0	23,8	

Rok	Data	Stan wody cm	Przepływ $Q \text{ m}^3/\text{s}$	Log q	Ilość dni w okresie n	Log q	Iloraz postępu q	Współczyn- nik wszy- chania $\alpha = 1 - q$	Data	Stan wody cm	Przepływ $Q \text{ m}^3/\text{s}$	Objętość retencji $V \text{ mln. m}^3$	Stan re- tencji $R \text{ mm}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1935	28.IV	84	187	2,272									
	1.V	70	166	2,220	3	-0,025	0,0942	0,0580	1.V	70	166,0	248,0	6,47
	1.VII	34	111	2,045									
	9.VII	15	87	1,939	8	-0,013	0,9705	0,0295	1.VII	34	111,0	325,0	8,53
	26.IX	33	110	2,042									
	1.X	26	100	2,000	5	-0,0084	0,981	0,019	1.X	26	100,0	455,0	10,54
1936	19.V	8	78	1,892									
	1.VI	— 9	59	1,771	13	-0,00932	0,979	0,021	1.VI	— 9	59,0	239,0	6,18
	1.VII	41	122	2,086									
	6.VII	30	107	2,029	5	-0,0114	0,974	0,026	1.VII	41	122,0	405,0	10,6
	1.VIII	18	90	1,954									
	10.VIII	8	78	1,892	9	-0,007	0,984	0,016	1.VIII	18	90,0	485,0	12,7
	29.VIII	22	96	1,892									
	2.IX	16	88	1,944	4	-0,0095	0,979	0,021	1.IX	17	89,0	380,0	10,08
1937	24.V	6	80	1,903									
	1.VI	— 10	58	1,763	7	-0,0057	0,987	0,013	1.VI	— 10	58,0	385,0	10,1

TABLICA V

Obliczenie stanów retencyjnych (b) według objętości przepływu wody gruntowej

1. Stany retencyjne na początku poszczególnych lat hydrologicznych (w dniu 1.XI).

Data	Stan wody cm	Tendencja zmian stanów wody	Objętość przepływu Q m^3/S	Stan retencyjny obliczony R mm	Retencja dolinowa $\Delta R \text{ mm}$	Stan retencyjny $R + \Delta R \text{ mm}$	Równanie
1.XI.1925	37	stany ustalone	113	10,00	—	10'00	$R = 0,089 Q$
1.XI.1926	138	stany szybko rosnące	317	64,20	—	64,20	$R = 0,229 Q^{1,38}$
1.XI.1929	1	" " "	-71	6,32	3,03	9,35	$R = 0,089 Q$
1.XI.1935	54	pomału malejące	137	12,20	—	12,20	"
1.XI.1936	67	" rosnące	158	14,05	0 35	14,40	"
1.XI.1937	-16	" "	52	4,60	—	4,60	"

2. Stany retencyjne w niektórych innych terminach.

1.VIII.1931	-32	stany ustalone	40	3,54	—	3,54	$R = 0,089 Q$
1.VI.1932	39	pomału malejące	122	10,90	—	10,90	"
1.VII.1934	-22	pomału rosnące	46	4,09	—	4,09	"
1.IX.1935	11	rosnące	83	7,40	—	7,40	"
1.X.1936	20	szybko rosnące	94	8,36	2,27	10,63	"
1.VII.1937	-29	stany ustalone	42	3,74	—	3,74	"
1.VIII.1937	-29	ustalone	42	3,74	—	3,74	"

TABLICA VI

Bilanse wodne dla okresów rocznych.

Rok	Zapas Z mm	Opat roczny P mm	Suma bilansowa B mm	Odptyw roczny H mm	Parowanie terenowe roczne S mm	Retencja R mm	Roczna suma niedosytów I mm	$\frac{S}{I}$
1925/26	10,00	695,4	705,40	154,40	486,80	64,20	701,9	0,692
1926/27	64,20	544,3	608,50	171,11	433,20	4,19	755,9	0,573
1927/28	4,19	435,0	439,19	108,47	330,72	7,45	708,5	0,456
1928/29	7,45	526,8	534,25	74,80	459,45	9,35	653,3	0,689
1929/30	9,35	570,7	580,05	88,19	491,86	12,75	777,8	0,616
1930/31	12,75	662,0	674,75	152,90	521,85	19,30	76,4	0,655
1931/32	19,30	532,4	551,70	149,42	402,28	19,15	800,3	0,479
1932/33	19,15	548,6	567,75	98,51	469,24	13,20	669,3	0,682
1933/34	13,20	629,1	642,30	128,85	513,45	23,80	879,9	0,555
1934/35	23,80	617,1	640,90	127,45	513,45	12,20	800,1	0,625
1935/36	12,20	630,0	642,20	130,81	511,39	14,40	670,8	0,741
1936/37	14,40	426,6	441,00	119,44	321,56	4,60	840,8	0,377

TABLICA VII

Obliczenie stosunków wysokości warstwy wyparowanej do sumy wskaźników parowania w obliczeniowych.

R o k hydrologiczny	Obliczeniowy odcinek czasu		Ilość mies.	Z	Σm	ΣH_m	R	ΣS_m	ΣI_m	$\frac{\Sigma S_m}{\Sigma I_m}$	
	od	do									
1925/26	1.XI	30.IV	6	10,0	190,9	87,47	13,60	99,83	185,4	0,538	
	1.VI	31.VII	2	24,2	199,7	25,51	28,30	170,09	235,1	0,725	
1926/27	1.XI	30.IV	6	64,2	189,5	121,69	29,01	103,00	171,2	0,603	
	1.IX	31.X	2	5,65	83,0	9,46	4,19	75,00	115,8	0,648	
1927/28	1.XI	31.X	12	4,19	435,0	108,47	7,45	323,27	708,5	0,457	
1928/29	1.XI	31.X	12	7,45	526,8	74,80	9,35	450,11	653,3	0,689	
1929/30	1.XII	30.IV	5	13,9	138,4	42,31	7,40	102,59	137,2	0,749	
1930/31	1.XI	31.V	7	12,75	245,3	108,47	12,10	137,48	262,8	0,524	
	1.VIII	31.X	3	3,54	284,3	37,14	19,30	231,40	208,1	1,110	
1931/32	1.XI	31.V	7	19,3	210,1	100,86	10,90	97,64	251,8	0,388	
	1.VIII	30.IX	2	3,48	132,4	12,50	4,27	230,10	119,2	0,518	
1932/33	1.XI	30.IV	6	19,15	133,4	60,37	10,35	81,83	156,3	0,524	
	1.V	31.VIII	4	10,35	302,8	25,55	5,85	281,75	395,7	0,712	
	1.IX	31.X	2	5,85	112,4	12,59	13,20	92,46	117,3	0,788	
1933/34	1.XI	30.IV	6	13,2	169,3	80,71	6,47	95,32	194,5	0,400	
	1.VI	30.IX	4	5,43	371,6	35,16	8,70	333,17	465,6	0,715	
1934/35	1.XI	30.IV	6	23,8	199,0	78,18	6,47	138,15	157,2	0,880	
	1.V	30.VI	2	6,47	137,7	20,75	8,53	114,89	282,8	0,407	
1935/36	1.XI	31.V	7	12,70	210,6	93,84	6,18	122,78	259,3	0,473	
1936/37	1.XI	31.V	7	14,40	197,6	102,93	10,10	98,97	311,5	0,317	
	1.VIII	31.X	3	3,74	123,4	10,26	4,60	112,28	224,7	0,500	

TABLICA VIII

Obliczenie wysokości parowania terenowego według wskaźników parowania.

R o k	M i e s i a c	$\frac{\Sigma S_m}{\Sigma I_m}$	I_m	S_m	R o k	M i e s i a c	$\frac{\Sigma S_m}{\Sigma I_m}$	I_m	S_m
		3	4	5			3	4	5
1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
1925	XI	0,538	19,5	10,5		III		25,8	13,5
	XII		12,7	6,9		IV		51,0	26,7
1926	I		4,0	2,2		V		144,4	75,5
	II		33,0	17,8		VIII	1,11	115,9	129,0
	III		29,8	16,1		IX		52,5	58,4
	IV		88,4	47,8		X		39,7	44,0
	VI	0,725	90,3	65,4	1931	XI	0,388	16,5	6,43
	VII		144,8	104,7		XII		10,5	4,07
	XI	0,603	32,1	19,3	1933	I		0,6	0,3
	XII		5,6	3,4		II		10,1	5,3
1927	I		6,5	3,9		III		45,3	23,8
	II		35,8	21,5		IV		64,8	33,9
	III		29,1	17,5		VI	0,760	89,1	67,8
	IV		62,1	37,4		VII		108,8	82,8
	IX	0,648	78,6	51,0		VIII		108,5	82,5
	X		37,2	24,0		IX	0,788	72,3	56,52
	XI	0,457	13,8	6,3		X		45,0	35,94
	XII		2,2	1,0		XI	0,490	27,3	13,0
1928	I		5,0	2,3		XII		3,4	1,6
	II		6,7	3,0	1935	I		2,2	1,93
	III		21,7	9,9		II		13,7	12,0
	IV		60,0	27,4		III		37,8	33,2
	V		97,3	44,4		IV		66,3	58,2
	VI		105,6	48,2		V	0,407	145,4	58,57
	VII		173,3	79,0		VI		137,4	56,32
	VIII		97,0	44,3		VII	0,673	117,8	79,20
	IX		84,0	38,2		XI	0,473	24,0	11,4
	X		42,2	19,3	1932	I		12,1	4,68
	XI	0,689	23,1	15,9		II		4,4	1,71
	XII		2,5	1,7		III		16,1	6,25
1929	I		0,6	0,4		IV		63,6	24,70
	II		1,1	0,8		V		128,6	49,8
	III		5,9	3,9		VIII	0,518	121,8	63,11
	IV		38,4	26,4		IX		108,3	56,1
	V		102,9	71,0		XI	0,524	21,9	11,41
	VI		100,8	69,6		XII		13,6	7,12
	VII		127,4	87,7	1934	I		11,2	5,22
	VIII		101,1	69,7		II		13,4	6,5
	IX		89,1	61,3		III		26,7	13,2
	X		60,4	41,7		IV		112,5	55,8
	XII	0,749	10,2	7,62		VII		99,2	88,21
1930	I		12,7	9,52		VIII		113,5	101,0
	II		8,4	6,27		IX		99,3	88,2
	III		36,3	27,2		XI	0,880	27,6	24,3
	IV		69,6	51,98		XII		9,6	8,52
	XI	0,524	25,2	13,2	1936	I		13,0	6,2
	XII		7,1	3,7		II		6,7	3,18
1931	I		4,7	2,48		III		35,6	16,8
	II		4,9	2,40		IV		57,9	27,4

Rok	Miesiąc	$\frac{E S_m}{E I_m}$	I_m	S_m	Rok	Miesiąc	$\frac{E S_m}{E I_m}$	I_m	S_m
1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
1937	V	0,317	111,6	52,8		III	0,537	38,1	12,14
	XI		18,3	5,8		IV		69,6	22,1
	XII		12,4	3,93		V		165,2	52,5
	XII		10,5	5,00		VIII		93,0	46,5
	I		0,6	0,19		IX		84,3	42,0
	II		7,3	2,31		X		47,6	23,78

TABLICA IX
Bilanse wodne dla przedziałów miesięcznych.

Rok	Miesiąc	Zapas Z mm	Opad miesięczny P mm	Suma bilansowa mm	Odpływ miesięczny H mm	Parowanie (deficyt i odpływ S mm)	Retencja R mm	Sposób obliczania retencji
1925	XI	10,00	30,5	40,50	8,48	10,50	21,52	c
1926	XII	21,52	36,2	57,72	5,04	6,90	45,78	c
	I	45,78	34,0	79,78	19,53	2,20	58,05	c
	II	58,05	19,5	77,55	13,70	17,80	46,05	c
	III	46,05	33,8	79,85	23,50	16,10	40,25	c
	IV	40,25	36,9	77,15	17,22	47,83	12,10	a
	V	12,10	75,9	88,00	13,20	50,60	24,20	a
	VI	24,20	128,0	152,20	11,97	65,39	74,84	c
	VII	74,84	71,7	146,54	13,54	104,7	28,30	a
	VIII	28,30	80,7	109,00	8,61	80,59	19,80	a
	IX	19,80	60,1	79,90	7,64	54,06	18,20	a
	X	18,20	88,1	106,30	11,97	30,13	64,20	b
	XI	64,20	27,0	91,20	27,41	19,3	44,49	c
1927	XII	44,49	41,7	86,19	15,42	3,4	67,37	c
	I	67,37	18,1	85,47	12,53	3,9	69,04	c
	II	69,04	14,9	83,94	4,77	21,5	57,67	c
	III	57,67	32,1	89,77	32,66	17,5	39,61	c
	IV	39,61	55,7	95,31	28,90	37,4	29,01	a
	V	29,01	55,1	84,11	17,91	60,3	5,90	a
	VI	5,90	74,7	80,60	9,79	62,0	8,81	a
	VII	8,81	84,2	93,01	6,62	79,2	7,19	a
	VIII	7,19	57,8	64,99	5,64	53,7	5,65	a
	IX	5,65	65,0	70,65	3,93	51,0	15,72	c
	X	15,72	18,0	33,72	5,53	24,0	4,19	a
	XI	4,19	55,4	59,59	4,89	6,3	48,40	c
1928	XII	48,40	9,8	58,20	4,64	1,0	52,56	c
	I	52,56	37,5	90,06	4,84	2,3	82,92	c
	II	82,92	31,2	114,12	16,94	3,0	94,18	c
	III	94,18	12,0	106,18	14,48	9,9	81,80	c
	IV	81,80	49,2	131,00	26,54	27,4	77,06	c
	V	77,06	54,1	131,16	16,43	44,4	70,33	c
	VI	70,33	50,4	120,73	6,90	48,2	65,63	c
	VII	65,63	27,4	93,03	3,83	79,0	10,20	c
	VIII	10,20	53,1	63,30	2,87	44,27	16,16	c
	IX	16,16	27,8	43,96	2,76	38,2	3,00	c
	X	3,00	27,1	30,10	3,35	19,3	7,45	a
	XI	7,45	35,4	42,85	3,88	15,9	23,07	c
1929	XII	23,07	38,3	61,37	5,33	1,7	54,34	c
	I	54,34	19,5	73,84	3,29	0,4	70,15	c
	II	70,15	17,4	87,55	1,88	0,8	84,87	c
	III	84,87	18,2	103,07	4,79	3,9	94,38	c
	IV	94,38	30,5	124,88	23,39	26,4	75,09	c
	V	75,09	51,3	126,39	10,23	71,0	45,16	c
	VI	45,16	69,6	114,76	5,27	69,6	39,89	c
	VII	39,89	76,9	116,79	4,56	87,7	24,53	c
	VIII	24,53	74,3	98,83	4,59	69,7	24,54	c
	IX	24,54	45,1	69,64	3,70	61,3	4,61	c
	X	4,61	50,3	54,9	3,89	41,7	9,35	b
	XI	9,35	49,7	50,05	7,46	28,69	13,90	a
1930	XII	13,90	29,8	43,70	7,40	7,62	28,68	c
	I	28,68	9,3	37,58	5,81	9,52	22,65	c
	II	22,65	12,1	34,75	3,61	6,27	24,87	c
	III	24,87	35,9	60,77	12,52	27,20	21,05	c
	IV	21,05	51,3	72,35	12,97	51,98	7,40	a
	V	7,40	66,1	73,50	9,51	46,29	17,70	a
	VI	17,70	13,4	31,10	5,81	18,89	6,40	a
	VII	6,40	77,4	83,80	3,23	64,57	16,00	a
	VIII	16,00	107,7	123,70	5,87	111,33	6,50	a
	IX	6,50	75,3	81,80	5,89	67,74	8,17	a
	X	8,17	51,7	59,87	8,11	39,01	12,75	a
	XI	12,75	62,3	75,05	15,45	13,20	46,40	c
	XII	46,40	31,0	77,40	13,19	3,70	60,51	c
1931	I	60,51	40,1	100,61	9,57	2,48	88,56	c
	II	88,56	19,6	108,16	5,08	2,40	100,68	c

R o k	Miesiąc	Zapas Z mm	Opad miesięczny P mm	Suma bilansowa mm	Odpływ miesięczny H mm	Parowanie (deficyt i od pływ S mm	Retencja R mm	Sposób obliczania retencji
1932	III	100,68	28,6	129,28	16,23	13,50	99,55	c
	IV	99,55	24,6	124,15	37,82	26,70	59,63	c
	V	59,63	39,1	98,73	11,13	75,50	12,10	a
	VI	12,10	52,6	64,70	4,38	55,32	5,00	a
	VII	5,00	79,8	84,80	2,91	78,55	3,54	b
	VIII	3,54	135,1	138,64	4,34	129,00	5,30	c
	IX	5,30	109,1	114,40	13,47	58,40	42,53	c
	X	42,53	40,1	82,63	19,33	44,00	19,30	a
	XI	19,30	29,5	48,80	14,33	6,43	28,04	c
	XII	28,04	43,9	71,94	16,67	4,07	51,20	c
	I	51,20	10,2	61,40	18,60	4,68	38,12	c
	II	38,12	29,1	67,22	8,79	1,71	56,72	c
	III	56,72	10,2	66,92	4,98	6,25	55,69	c
	IV	55,69	21,9	77,59	43,30	24,70	9,59	c
	V	9,59	65,3	74,89	14,19	49,80	10,90	b
	VI	10,90	58,8	69,70	6,33	55,34	8,03	a
	VII	8,03	64,3	72,33	3,92	64,93	3,48	a
	VIII	3,48	105,2	108,68	8,95	63,11	36,62	c
	IX	36,62	27,3	63,92	3,55	56,10	4,27	c
	X	3,46	66,7	70,16	5,81	45,20	19,15	a
	XI	19,15	19,2	38,35	6,81	11,41	20,13	c
	XII	20,13	20,3	40,43	7,21	7,12	26,10	c
1933	I	26,10	18,0	44,10	4,11	0,50	39,69	c
	II	39,69	38,7	78,39	10,53	5,30	62,56	c
	III	62,56	11,7	74,26	20,24	23,80	30,22	c
	IV	30,22	25,5	55,72	11,47	33,90	10,35	a
	V	10,35	54,7	65,05	6,30	48,65	10,10	b
	VI	10,10	83,1	93,20	5,63	67,80	19,77	c
	VII	19,77	95,7	115,47	7,77	82,80	24,90	c
	VIII	24,90	69,3	94,20	5,58	82,50	5,85	a
	IX	5,85	56,9	62,75	5,29	56,52	0,94	c
	X	0,94	55,5	56,44	7,30	35,94	13,20	c
	XI	13,20	49,6	62,80	11,69	13,00	38,11	c
	XII	38,11	26,3	64,41	7,90	1,60	54,91	c
1934	I	54,91	8,8	63,71	5,54	5,22	52,95	c
	II	52,95	19,1	72,05	6,93	6,50	58,62	c
	III	58,62	39,4	98,02	29,74	13,20	55,08	c
	IV	55,08	26,1	81,18	18,91	55,80	6,47	a
	V	6,47	44,4	50,87	5,30	40,51	5,06	a
	VI	5,06	58,5	63,56	4,08	55,39	4,09	b
	VII	4,09	185,6	189,69	5,96	88,21	95,52	c
	VIII	95,52	90,9	186,42	15,94	101,00	69,48	c
	IX	69,48	36,6	105,90	9,18	88,20	8,70	a
	X	8,70	43,8	52,50	7,68	21,02	23,80	a
	XI	23,80	57,8	81,60	10,18	24,30	47,12	c
	XII	47,12	11,1	58,22	12,91	8,52	36,79	c
1935	I	36,79	23,7	60,49	4,61	1,93	53,95	c
	II	53,95	42,1	96,05	8,66	12,00	75,39	c
	III	75,39	14,3	89,69	23,39	33,20	33,10	c
	IV	33,10	50,0	83,10	18,43	58,20	6,47	a
	V	6,47	65,7	72,17	11,25	58,57	2,35	c
	VI	2,35	72,0	74,35	9,50	56,32	8,53	a
	VII	8,53	95,8	104,33	6,80	79,20	18,33	c
	VIII	18,33	56,7	75,03	6,15	61,48	7,40	b
	IX	7,40	73,8	81,20	8,54	62,12	10,54	a
	X	10,54	54,1	64,64	7,03	45,41	12,20	b
	XI	12,20	16,0	28,20	7,83	11,40	8,97	c
	XII	8,97	33,4	42,37	9,94	5,00	27,43	c
1936	I	27,43	41,9	62,33	18,11	6,20	45,02	c
	II	45,02	43,0	88,02	14,27	3,18	70,57	c
	III	70,57	14,6	85,17	25,42	16,80	42,95	c
	IV	42,95	41,2	84,15	11,53	27,40	45,22	c
	V	45,22	20,5	65,72	6,74	52,80	6,18	a
	VI	6,18	126,8	132,98	7,40	114,98	10,60	a
	VII	10,60	95,0	105,60	6,72	86,18	12,70	a
	VIII	10,90	77,7	88,60	6,02	72,50	10,08	a
	IX	10,08	63,2	73,28	6,40	56,25	10,63	b
	X	10,63	56,7	67,33	10,43	42,50	14,40	b
	XI	14,40	32,4	46,80	12,77	5,80	28,23	c
	XII	28,23	16,3	44,53	12,17	3,93	28,43	c
1937	I	28,43	21,5	49,93	8,50	0,19	41,24	c
	II	41,24	34,3	75,54	7,53	2,31	65,70	c
	III	65,70	40,0	105,70	34,86	12,14	58,70	c
	IV	58,70	36,7	95,40	19,05	22,10	54,25	c
	V	54,25	16,4	70,65	8,05	52,50	10,10	a
	VI	10,10	52,0	62,10	3,25	55,11	3,74	b
	VII	3,74	53,6	57,34	3,00	50,60	3,74	b
	VIII	3,74	89,3	93,04	2,99	46,50	43,55	c
	IX	43,55	24,6	68,15	3,81	42,00	22,34	c
	X	22,34	9,5	31,84	3,46	23,78	4,60	b

KAZIMIERZ CHOMICZ

Przebieg, rozmieszczenie i częstotliwość deszczów nawalnych w Polsce

W artykule „O najwyższych opadach krótkotrwałych i dobowych w Polsce”¹⁾ zestawiono najbardziej intensywne deszcze, jakie wystąpiły w Polsce w czasie ostatnich blisko 100 lat (1858 — 1941). Charakterystyka deszczów obejmowała ich wydajność, czas trwania oraz częstotliwość występowania w ciągu doby i w poszczególnych miesiącach, przy czym całość zagadnienia przedstawiona została w oparciu o skalę wyrażoną wzorem

$$u = A \cdot t^{1/2}$$

gdzie: u — wysokość (minimum) opadu w milimetrach,

t — czas trwania w minutach,

$A = 2^{k/2}$ — współczynnik wydajności, który dla deszczów nawalnych przyjęto jako równy

$$\sqrt{32} \approx 5,7 \text{ (przy } k = 5).$$

Obecnie dokończymy i uzupełnimy te rozważania, a także postaramy się wyciągnąć wnioski odnośnie geograficznego rozkładu deszczów nawalnych w Polsce. Jest to zagadnienie o dużej doniosłości praktycznej, gdyż wydzielenie obszarów o jednakowym przebiegu deszczów nawalnych stwarza podstawę do zakładania właściwych norm opadowych przy projektowaniu wszelkiego rodzaju obiektów hydrotechnicznych w różnych dzielnicach kraju. Użyteczność przedstawionego obrazu okaże się tym większa, jeśli się weźmie pod uwagę, że charakterystyka obszarów pod względem przebiegu deszczów nawalnych może być rozciągnięta i na deszcze słabsze, gdyż jak wykazał prof. R. Rośkoński w pracy pt. „Opad i odpływ w sieci kanalizacyjnej miast”²⁾ krzywa związku pomiędzy wysokością opadu i czasem trwania dla deszczów o prawdopodobieństwie pojawiania się ponad 20% (częściej niż raz na 5 lat) jest funkcją, w której czas t podniesiony jest do potęgi o wykładniku identycznym (dla Krakowa) lub bardzo zbliżonym (dla Warszawy) do wartości przyjętej przez nas (0,5) i że się różni od krzywych deszczu nawalnego jedynie współczynnikiem wydajności A .

Charakterystyka obszarów uwzględnić będzie następujące elementy:

- wydajność opadu,
- czas trwania opadu,
- częstotliwość występowania w ciągu doby i w poszczególnych miesiącach,
- częstotliwość występowania na pojedynczych stacjach, stanowiąca podstawę klasyfikacji obszarów, na których się znajdują.

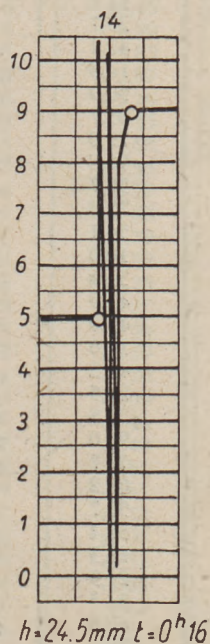
Odnośne dane przedstawione zostały w poniższych tablicach:

Analizując materiał zawarty w tablicach oraz zamieszczony w artykule „O najwyższych opadach krótkotrwałych i dobowych w Polsce”, stwierdzić możemy dość znaczne rozbieżności w przebiegu poszczególnych elementów w różnych dzielnicach Polski. Wydajność opadu waha się w granicach od B_2 na wschodzie do B_1 na południowym zachodzie i zachodzie, zaś czas trwania od 4 do 8,5 godz. na nizinach, od 1 do 3 dni

w górach. Również częstotliwość występowania deszczów nawalnych w ciągu doby jest inna na obszarach nizinnych, inna na stacjach wysokogórskich i górskich (Śnieżka i Szklarska Poręba). Dla stacji pierwszej kategorii maksimum deszczów przypada na godziny popołudniowe, a w szczególności na przedział od godz. 16 do godz. 17, dla stacji górskich (Karkonosze) przypada ono na godziny późno-wieczorne. Należy jednak zauważyć, że opóźnione maksimum występowania deszczów nawalnych nie zostało stwierdzone w Tatrach, gdyż jedyna stacja pluwiograficzna o dłuższym ciągu obserwacji, jaką jest Zakopane, wykazuje wyraźne maksimum opadu w godz. od 16 do 17. Częstotliwość deszczów nawalnych w poszczególnych miesiącach jest największa w lipcu, aczkolwiek stacje położone we wschodniej części Polski, a szczególnie na obszarze Pojezierza Mazurskiego, wykazują największą liczbę deszczów w czerwcu. Uderza fakt niezwykle długiego okresu występowania deszczów nawalnych na Śląsku, gdzie okres ten przewyższa odpowiednio wartości w innych dzielnicach o 1,5 miesiąca. Świadczy to o niezwykle sprzyjających warunkach tworzenia się ulew na obszarze południowego zachodu Polski

Pobieżny przegląd odrębności terenowych deszczów nawalnych w Polsce pozwala ustalić dwa zasadnicze typy tych deszczów: typ nizinny i typ górski.

Typ n i z i n n y odznacza się stosunkowo krótkimi czasami trwania (max. poniżej 8,5 godz.) i znaczną wydajnością (w granicach od B_2 do B_1), przy czym okresem najczęstszego występowania tych deszczów są godziny popołudniowe (14—18). Ilustrację przebiegu takiego deszczu daje nam wykres pluwiogramu (rys. 1) ze stacji Ruda Pabianicka z dnia 19 maja 1931 r. Deszcz ten w ciągu 16 minut dał opad 24 mm, a więc osiągnął wydajność deszczu nawalnego I stopnia (B_1).



Rys. 1. Przebieg krótkotrwałego deszczu nawalnego w Rudzie Pabianickiej w dniu 19.5.1931 r.

Typ g ó r s k i, o maksymalnym czasie trwania dochodzącym do 3 dni, odznacza się wydajnością na ogół nieco mniejszą, osiągającą jednak przy deszczach krótkotrwałych nawet dla obszarów wysokogórskich (Śnieżka na wys. 1603 m) wydajność B_3 ; deszcze długotrwałe nie przekraczają w Polsce wydajności B_1 , wydajność B_2 jest jednak zupełnie możliwa, jak świadczy jednodobowy opad w górach Izerkich na pograniczu polsko-czeskim. Okresy najczęstszego występowania deszczów nawalnych przypadają na późne godziny wieczorne (Karkonosze) lub popołudniowe. Klasycznym przykładem deszczu tego typu może być opad, jaki miał miejsce na stacji pluwiograficznej Magóra, położonej na wysokości 1050 m n.p.m., dnia 9 sierpnia 1930 r. Wysokość opadu wyniosła wówczas 98,0 mm, czas trwania 24 h 25 min, co odpowiada ulewie 2 stopnia (A_2) (rys. 2).

1) Gospodarka Wodna, 1951. Nr 1.

2) Gaz, Woda i Technika Sanitarna. 1951. Nr 4.

Tablica I

Częstotliwość różnych stopni wydajności deszczów nawaalnych w Polsce (1858 — 1941)

Dzielnica	Wydajność ³⁾				Razem
	B ₁	B ₂	B ₃	B ₄	
Pojezierze Mazurskie	47	14	3	—	65
Pomorze Zachodnie	43	13	1	—	57
Poznańskie	23	7	1	1	32
Polska Środkowa	19	5	1	—	25
Małopolska	29	5	2	—	36
Śląsk	109	26	6	2	142
Razem	271	70	14	2	357
%	75,9	19,6	3,9	0,6	100,0

Tablica II

Częstotliwość czasów trwania deszczów nawaalnych w Polsce (1858 — 1941)

Dzielnica	Czas trwania								Razem
	1'—15'	16'—30'	31'—60'	61'—180'	181'—360'	361'—540'	9h < t < 24h	t > 24h	
Pojezierze Mazurskie	15	18	14	15	2	1	.	.	65
Pomorze Zachodnie	12	18	13	10	4	.	.	.	57
Poznańskie	9	7	10	5	1	.	.	.	32
Polska Środkowa	8	7	8	1	.	1	.	.	25
Małopolska	9	13	6	1	2	1	.	5	86
Śląsk	27	36	37	35	2	.	.	4	142
Razem	80	99	88	67	11	3	.	9	357
%	22,4	27,7	24,7	18,8	3,1	0,8	.	2,5	100,0

Tablica III

Częstotliwość deszczów nawaalnych w poszczególnych miesiącach (1858 — 1914)

Dzielnica	Miesiące						Razem
	IV	V	VI	VII	VIII	IX	
Pojezierze Mazurskie	.	10	25	18	9	3	65
Pomorze Zachodnie	.	12	16	18	9	1	57
Poznańskie	.	6	7	15	3	1	32
Polska Środkowa	.	4	8	6	6	1	25
Małopolska	.	3	10	12	10	1	36
Śląsk	1	17	45	50	24	5	142
Razem	1	52	112	119	61	12	356
%	0,3	14,6	31,4	33,3	17,1	3,3	100,0

Tablica IV

Częstotliwość silnych ulew (łącznie z deszczami nawaalnymi) i ulew zwykłych w ciągu doby (1930 — 1937)

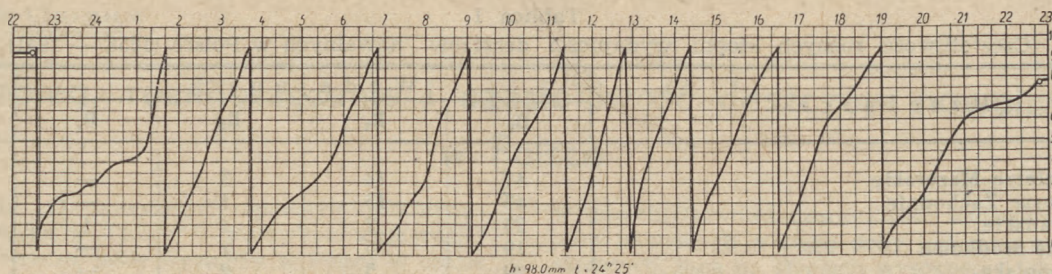
Kategoria opadów	Godziny								Razem
	0—3	3—6	6—9	9—12	12—15	15—18	18—21	21—24	
Ulewy zwykłe	25	25	25	47	79	107	69	50	427
Silne ulewy i deszcze nawaalne	1	4	3	5	15	27	7	9	71

Tablica V

Terminy pierwszego i ostatniego deszczu nawaalnego w Polsce 1858 — 1941)

Dzielnica	Po raz pierwszy	Po raz ostatni	Długość okresu
Pojezierze Mazurskie	7.V	13.IX	129 dni
Pomorze Zachodnie	8.V	4.IX	119 "
Poznańskie	19.V	4.IX	108 "
Polska Środkowa	13.V	13.IX	113 "
Małopolska	5.V	3.IX	121 "
Śląsk	12.IV	26.IX	167 "

³⁾ Znaczenie symbolów wydajności (A₁, A₂, A₃, A₄, B₁ ...) znajdzie czytelnik w artykule autora „O najwyższych opadach krótkotrwałych i dobowych w Polsce” zamieszczonych w „Gospodarce Wodnej” nr 1 z 1951 r.



Rys. 2. Wykres przebiegu ulewy długotrwałej w Magórze dnia 9.VIII.30 r. charakterystyczny dla obszarów górskich.

Ważnym czynnikiem klasyfikacji obszarów pod względem przebiegu deszczów nawaalnych jest częstotliwość ich występowania na stacjach danego obszaru. Chcąc uzyskać porównywalny pod tym względem materiał, ograniczono się do okresu nieco krótszego, obejmującego lata 1891—1941, w którym to czasie obserwacje deszczów nawaalnych były prowadzone w sposób najbardziej do siebie zbliżony. Odnosne dane dla poszczególnych dzielnic zawiera poniższe zestawienie.

Tablica VI

Liczba stacji, na których w okresie 1891 — 1941 deszcze nawałny wystąpił 1, 2, 3... razy.

Liczba wypadków deszczu nawałnego	1	2	3	4	5	Razem
Pojezierze Mazurskie	36	6	2	2	—	47
Pomorze Zachodnie	39	9	—	—	—	48
Poznańskie	22	2	2	—	—	26
Polska Środkowa	13	1	1	1	—	16
Małopolska	17	4	3	—	—	24
Śląsk	67	18	6	2	1	94
Razem	194	40	15	5	1	255

Pomijając obszar Śląska, będącego dzielnicą najbardziej uprzywilejowaną pod względem natężeń, długości okresu występowania (jak z tablicy ostatniej widać) i częstotliwości deszczów nawaalnych, zwraca uwagę wzmogona częstotliwość deszczów na obszarze Pojezierza Mazurskiego oraz w części Polski na południowym wschodzie, obejmującej niektóre stacje z Polski Środkowej i Małopolski. Stacje z wielokrotnymi (3 i 4) deszczami nawałnymi leżą mianowicie we wschodniej części Pojezierza Mazurskiego oraz na Wyżynie Lubelskiej i Roztoczu. Fakt ten da się wytłumaczyć warunkami topograficznymi i orograficznymi tych terenów, powodującymi powstanie wzmogonej konwekcji (pionowej), będącej przyczyną burz i zjawiska opadów o niezwykłym natężeniu, związanego z potężnymi chmurami o budowie pionowej (Cumulonimbus). Typowy wygląd tej chmury przedstawiony został na rysunkach 3 i 4.

Omówiwszy przestrzenny rozkład deszczów nawaalnych w Polsce, nie trudno będzie wydzielić obszary o jednakowym ich przebiegu. Obszarów takich będzie siedem.

I. Poznańskie i Śląsk (za wyjątkiem terenów górzystych). Obszar ten odznacza się najwyższą wydajnością deszczów nawaalnych w Polsce (B_1). Maksymalny czas trwania deszczów wynosi 51 godzin 30 min. (przy wydajności B_1). Na obszarze tym występuje największa częstotliwość deszczów nawaalnych oraz najdłuższy okres ich występowania (od 12.IV do 26.IX). Częstotliwość deszczów i długość okresu występowania w Poznańskim są zmniejszone.

II. Pomorze, Polska Środkowa (część zachodnia) i Małopolska (bez terenów górzystych). Najwyższa wydajność deszczów na tym obszarze wynosi B_2

najdłuższy czas trwania 6 godz. i 45 min. Częstotliwość i długość okresu występowania są nieco mniejsze i odpowiadają w przybliżeniu danym w Poznańskim.

III i IV. Pojezierze Mazurskie (wschodnia część) oraz Wyżyna Lubelska i Roztocze odznaczają się najwyższą wydajnością B_3 oraz maksymalnym czasem trwania wynoszącym 8 godz. i 30 min. Szczególną cechą tych obszarów jest wzmogona częstotliwość deszczów nawaalnych, zbliżona do częstotliwości na Śląsku.



Rys. 3. Ogólny wygląd chmury Cumulonimbus z charakterystycznym „kowadłem” o budowie krystalicznej w górnej części chmury.



Rys. 4. Dolna część Cumulonimbusa z wyraźnie zaznaczonym „kowadłem” oraz zaznaczonymi ruchami wirowymi o osi poziomej. Pod chmurą widoczne są porożrywane chmury typu Fraetionimbus.

V. Wschodnia część Polski Środkowej. Najwyższa wydajność deszczów nawaalnych nie przekracza tu stopnia drugiego (B₂). Czasy trwania i częstotliwość uступują cokolwiek danym obszarowi II.

Ia. Obszary góryste Śląska posiadają cechy obszaru I, z tą różnicą, że najdłuższy czas trwania opadu wynosi tu 1 dobę.

Ila. Obszary góryste Małopolski wyróżniają się najdłuższym czasem trwania deszczów nawaalnych, dochodzących do 3 dni. Poza tym obszar ten ma cechy właściwe obszarowi I.

Rozgraniczenie wymienionych obszarów daje załączona mapa.

Rys. 5. Mapa rejonizacji deszczów nawaalnych w Polsce.



DOC. DR WITOLD NIEWIADOMSKI

Tło przyrodnicze ekspertyzy przedmelioracyjnej bagien w dolinie Biebrzy

W dorzeczu Biebrzy mamy największe w Polsce obszary zabagnione, w ogromnej większości torfowe, łączące się w jeden olbrzymi kompleks, który wraz z bocznymi odgałęzieniami obejmuje powierzchnię około 100.000 ha. Dla ustalenia generalnych wytycznych do projektu melioracji i zagospodarowania tych obszarów zostały przeprowadzone wstępne badania przyrodniczo-gospodarcze przez prof. dra St. Tolpę i doc. dra W. Niewiadomskiego na zlecenie Ministerstwa Rolnictwa i Reform Rolnych. Celem tych badań—jak to Autor podkreśla—było określenie na podstawie sił potencjalnych warunków i możliwości naturalnych, jakimi drogami iść, by uruchomić i władać bogactwem przyrody tych obszarów i jakich efektów gospodarczych należy oczekiwać po dokonanej pełnej melioracji techniczno-rolniczej.

Autor w swej pracy omawia istniejące warunki przyrodnicze badanego terenu, jako tło podstawowe do koncepcji rozwiązań gospodarczo-melioracyjnych oraz zasadnicze wytyczne dla rozwiązań techniczno-melioracyjnych i zagospodarowania. Te wytyczne mogą być wskazówką i dla innych obszarów torfowych o podobnym charakterze w woj. białostockim i półn. wschodniej części woj. warszawskiego.

Ekspertyza przedmelioracyjna dokonana w terenie bagiennym rzeki Biebrzy w latach 1949—50 miała na celu wskazanie wytycznych dla szczegółowego projektu wodno-melioracyjnego oraz rolniczego zagospodarowania obszaru, aktualnie tkwiącego w stadium głębokiego ekstensywu gospodarczego. Przesłanki, które mają posłużyć za fundament tego projektu szczegółowego są zasadniczo trzy:

1. analiza i koncepcja hydrologiczna rejonu zabagnień biebrzańskich,

2. analiza i koncepcja florystyczno-torfowa,

3. analiza i koncepcja rolniczo-torfowa w naświetleniu ekonomicznym.

Kilka zagadnień rozważonych w niniejszym artykule traktować należy jako istotniejszy fragment szeroko zakrojonych studiów rolniczo-torfowych (3) w obszarze bagiennym rzeki Biebrzy, w jego aspekcie jedynie przyrodniczym z pominięciem strony ekonomicznej.

Śmiała i wielka myśl przebudowy gospodarczej regionu bagiennego, w oparciu o zasadnicze zmiany w układzie i strukturze stosunków hydrologicznych, florystycznych, torfowych oraz ekonomiczno-rolniczych, fundowała na dawno dowiedzianych przesłankach naukowych, ujawniających nagromadzenie olbrzymich sił potencjonalnych w obszarach bagiennych w ogólności, a w terenach torfowo niskich w szczególności. Siłami tymi są wręcz niespożyte zapasy pokarmów, głównie azotowych, wyzwalających się w trakcie biochemicznego rozkładu materii torfowej, rzadziej zapasów fosforowych tkwiących gniazdowo pod postacią wiwianitów. Gdy do tego dodamy możliwość rozumnego władania wodą po dokonanej melioracji technicznej, stanie się oczywistym, iż głównie te dwa momenty: rezerwy pokarmowe oraz uregulowane stosunki wodne stwarzają wręcz doskonałe podstawy dla wytwórczości rolniczej, a zwłaszcza dla jednego jej kierunku — łakowo — pastwiskowego. Ten zaś jest znów zasadniczą bazą dla drugiej, wielkiej i ważnej gałęzi produkcji rolniczej — a mianowicie wytwórczości zwierzęcej. Słowem — tereny bagienne w tym ujęciu, to regiony z przyrodzenia swego potencjalnie predystynowane pod przyszłe olbrzymie bazy produkcji białka i tłuszczu zwierzęcego. Celem zatem ostatecznym omawianej ekspertyzy przedmelioracyjnej było przeanalizowanie i ujawnienie jakościowe i ilościowe owych sił potencjalnych, drzemających w olbrzymich połaciach bagien nadbiebrzańskich, jako najrozleglejszych w Polsce powierzchniach tego typu.

Wyłoniły się zasadniczo dwa zagadnienia:

— jakimi drogami iść, by w sposób zgodny z dzisiejszym stanem wiedzy, jak najracjonalniej uruchomić i władać bogactwem przyrody dziś przykrytym jeszcze kożuchem bezwartościowej roślinności i zatopionym w bagnie,

— jakich efektów gospodarczych należy oczekiwać po dokonanej pełnej melioracji techniczno — rolniczej.

Aby wyraźniej podkreślić to, co teoretycznie miało zostać rozwiązane, uważam za właściwe w krótkich zrzębach podać stan wyjściowy, obecny stan gospodarczo — przyrodniczo — rolniczy obiektu zabagnień, który był przedmiotem studiów ekonomiczno — torfowych. Obszar rozległych bagien biebrzańskich — to kraina nie zawsze dziś dostępnych moczarów, przeważnie torfowych. Nieuregulowane stosunki wodne w sposób dostatecznie przekonywujący tłumaczą źródła dotychczasowej depresji gospodarczej tych ziem. Jest to teren na wskroś rolniczy, o ekstensywnych formach gospodarowania i kierunku produkcji łakowo-zbożowym. Łąki dzikie, pozostawione same sobie, nisko produkcyjne, jakościowo słabe, są właściwie jedynym źródłem paszowym prymitywnej hodowli bydła, której stan posiadania w trakcie minionej wojny doznał poważnego uszczerbku.

Rzadka sieć niewielkich ośrodków przemysłowych, zlokalizowanych wokół sąsiadujących z bagnami miasteczek, nie stanowi szczególnej siły atrakcyjnej, zdolnej zdynamizować słabe tętno życia gospodarczego. Do stanu zacofania gospodarczego w niemałej mierze przyczynia się dość rzadka sieć dróg bitych, stanowiąca obrzeże badanego regionu. Sam obszar zabagnień jest właściwie mało dostępny z wyjątkiem lat posusznych, lub pory zimowej, gdy zamarznięte bagna.

Z punktu widzenia przyrodniczego — kraina ta jest o niejednorodnej strukturze siedliskowej. Elementy makroklimatu (opady, temperatura) różnicują go po linii równoleżnikowej na płaszczyźnie północno — południowej, więcej i mniej kontynentalny. Pokrywa glebowa, aczkolwiek w przytłaczającej większości torfowa, wykazuje podobnie znaczną różnorodność typologiczną. Spotykamy tu poza glebami bagiennymi również utwory bielicowe oraz aluwialne (madowe). Układ hydrologiczny jest wyjątkowo korzystny, jak dla potrzeb przyszłego rolnictwa. Obiekt zabagnień sąsiaduje bowiem z olbrzymim rezerwuarem wodnym sieci jezior

południowych mazursko — augustowskich. Możliwość spiętrzenia tych jezior rynnowych oraz w miarę potrzeby włączenie w ich sieć niemal każdej dowolnej ilości ogniw tych naturalnych zbiorników retencyjnych, stwarza wręcz idealne podstawy hydrologiczne dla potrzeb wytwórczości rolniczej roślinnej. Wydaje się, że to najtrudniejsze w Polsce niżowej zagadnienie rolnicze depresji plonowania, na tym obszarze zostanie bez reszty rozwiązane, dzięki niebywale korzystnej strukturze naturalnej sieci hydrologicznej, korzeniami swymi tkwiącej w pojezierzu mazurskim.

Tak postawiony cel pracy narzucił metodycznej stronie ekspertyzy swoisty charakter. By móc planować w zakresie sposobów przebudowy podstaw przyrodniczo — ekonomicznych, należało wprawdzie podjąć próbę dość szeroko ujętej analizy istniejącego stanu rzeczy na tych dwóch sektorach badań. Bez poznania istotnych nerwów siedliska, istotnych nerwów gospodarczych, wreszcie podmiotu gospodarczego, jakim jest człowiek — nie sposób było postawić koncepcji planistycznej. Stąd w części pierwszej, analitycznej ujęto obecną rzeczywistość obiektu w przebiegu następujących elementów: 1) człowiek, 2) siedlisko, 3) charakter ważniejszych elementów gospodarczych, 4) użytkowanie ziemi i gruntów ornych, 5) wytwórczość roślinna oraz jej zużycie, 6) wytwórczość zwierzęca oraz jej zużycie, 7) bilans produkcji rolniczej oraz jego charakterystyka. Na tak postawionych zrzębach poznania, opartych na kilkumiesięcznej analizie przyrodniczo — gospodarczej, przeprowadzonej w terenie oraz na dostępnych materiałach statystycznych i źródłach naukowych literatury rodzimej i zagranicznej, naszkicowano część drugą niniejszej ekspertyzy, koncepcyjno-planistyczną. W tej części posłużono się nie tylko własnymi materiałami, zawartymi w części pierwszej analitycznej, lecz jednocześnie wykorzystano materiały badawcze grupy florystyczno — torfowej, pracującej na tym samym terenie i okresie czasu, pod kierunkiem Prof. dra Stanisława Tolpy. Niezbędne dla tych celów analizy chemiczne torfów i wód zostały wykonane pod kierunkiem Prof. dra K. Boratyńskiego w Zakładzie Chemii Rolnej Uniwersytetu Wrocławskiego. Schemat części drugiej, koncepcyjnej obejmuje następującą tematykę, czy raczej grupę zagadnień naświetloną pod kątem specyfiki terenu:

A. Zagadnienia melioracji technicznej, w tej liczbie:

- obliczenie wielkości obszaru melioracyjnego dla celów eksploatacji energetycznej — przemysłowej oraz wykorzystania rolniczego,
- rozmieszczenie obiektów torfowych, rolniczych i energetycznych — przemysłowych,
- wybór systemu melioracji a obecny układ hydrologiczny zlewni bagienną oraz stopień rozkładu materii torfowej,
- destrukcja masy torfowej oraz potrzeby wodne kultur rolniczych, jako zasadnicze kryterium racjonalnej gospodarki wodą,
- problem kanału Rudzkiego w świetle potrzeb melioracji.

B. Zagadnienia melioracji rolniczej:

- karczunek drzewiasto — krzaczastej pokrywy roślinnej,
- kierunki zagospodarowania terenów pobagiennych,
- sposób zagospodarowania terenów powykopkowych,
- główne zasady uprawy mechanicznej torfów,
- nawożenie,
- przykłady zmianowań trawo — polnych typu pastewnego dla gleb torfowych,
- kultury trawiaste, polowe, specjalne,
- struktura agrarna,

- spodziewany efekt gospodarczo - rolniczy terenów zmeliorowanych i zagospodarowanych,
- etapy prac melioracji techniczno - rolniczej.

C. Zagadnienia gospodarcze natury ogólnej:

- uwagi w sprawie zalesienia terenów bagiennych i nieużytków mineralnych,
- wpływ obniżenia poziomu wody gruntowej na gospodarkę rolną - leśną terenów przyległych do meliorowanych torfowisk,
- rozbudowa sieci komunikacyjnej,
- rozbudowa sieci roszarń, przemysłu przetwórczego mięsnego, mlecznego, warzywnego, suszarnictwa pasz, konserwowania silesowego.

D. Zagadnienia specjalne:

- problem człowieka,
- wybór miejsca pod przyszły zakład doświadczalny torfowo - piaskowy,
- ważniejsza tematyka badań tego zakładu.

Spróbuję, z kolei rzeczy, uwypuklić tylko te momenty przyrodnicze części pierwszej, zatem badań terenowych, które zdaniem moim stanowią podstawowe tło koncepcji uzdrowienia gospodarczego i przydatności tej krainy. Są to następujące problemy torfowe:

- stopień rozkładu materii torfowej,
- przyrodzona zasobność w pokarmy torfów biebzańskich,
- możliwość alkalizacji środowiska torfowego.

Jak wynika z badań prof. S. Tołpy i własnych, większość zbadanego obszaru bagiennego znajduje się w stanie daleko posuniętego procesu rozkładu masy torfowej. Wg skali Wallgrena wyraża się to symbolem H3. Torfy H4, zatem jeszcze silniej rozłożone są obszarowo mniejsze i lokalizują się wzdłuż zamartwych cieków naturalnych oraz po obu stronach kanału Rudzkiego, wybudowanego przed laty dla celów niemelioracyjnych, o dużym spadku i zerodowanych skarpach oraz dnie. Tak daleko posunięty stan rozpadu materii torfowej uznać należy za wysoce niepożądany, a nawet wręcz niebezpieczny dla przyszłości rolniczej tych bogatych torfów z chwilą uregulowania stosunków wodnych. Dwie są przyczyny tego stanu rzeczy: dość wyraźna alkalizacja środowiska i dość częste nawroty niskich stanów wód gruntowych w okresie aktywizacji procesów biotycznych torfowiska (lato — jesień). Podniesiona temperatura, optymalne stężenie jonów wodorowych, korzystne warunki wilgoci (wyparowanie jej nadmiaru), wspólnie biorąc do tego stopnia poprawiają warunki siedliskowe dla mikrobów, że ich duża aktywizacja w szybkim tempie rozkłada materię torfową. Za tym podąża już utrata naturalnej struktury włóknistej, a z nią po melioracji znów zatraćta dla rolnictwa całego korzystnego ustroju bio-fizyko-chemicznego siedliska torfowego. W efekcie tych niepożądanych procesów destrukcyjnych (rozpylanie się masy torfowej) — produktywność torfów zamiat progresywnie wzrastać, progresywnie maleje. Mamy tu do czynienia ze zjawiskiem dewastowania warsztatu produkcyjnego w tempie przyspieszonym. Nic więc dziwnego, że określenie stopnia rozłożenia masy torfowej ma pierwszorzędne znaczenie dla właściwego ich zagospodarowania. Im proces ten w naturze dalej się posunął, tym konieczniejsze staje się zaprowadzenie na nich kultur zadarniających, kultur hamujących aerację, a tym samym tempo rozkładu tlenowego substancji organicznej. Tymi kulturami są trwałe użytki łąk i pastwisk. Z chwilą wkroczenia w naturalny układ przyrodniczy sił człowieka, racjonalnie przeprowadzona melioracja techniczno - rolnicza, rozumna gospodarka wodą oraz prawidłowa agrotechnika — w tej liczbie zwłaszcza zmianowanie i uprawa mechaniczna — łącznie biorąc są zasadniczymi środkami oddziaływania na przebieg

i tempo rozpadu masy torfowej. Rozpad ten winien być możliwie jak najwolniejszy.

Dalszy istotny moment dla sprawy zagospodarowania bagien, to ich zasobność potencjalna w składniki pokarmowe. Wskaźnikiem była tu w naszym wypadku analiza chemiczna torfu biebrzańskiego. Cyfry tej analizy, jakkolwiek tylko przybliżone, orientują nas, iż w porównaniu z innymi zasobnymi torfami mamy tu do czynienia z niezwykle dużą akumulacją pokarmów przez rzekę Biebrzę i jej dopływy boczne. Dalej stwierdza się dość wysokie, jak d'a torfów pH — średnio 6,5. Bogactwo azotowe jest widoczne, nie rzadkie są wypadki obecności 4 i wyżej procent — ogólnego N w suchej masie torfu. Połączenia fosforowe skumulowane są w znacznych ilościach. Pozwoli to na zaoszczędzenie przez długie lata na nawozach fosforowych, o ile zasoby te okażą się przyswajalne dla roślin. Ale torfowiska biebrzańskie zaliczyć należy także do obszarów nieprzeciętnie zasobnych w CaO. Liczby średnie wykazują go aż 3,4% w suchej masie torfu, a nierzadko ilość CaO osiąga nawet 9%. Stwierdzenie tego faktu ma doniosłe znaczenie dla przyszłości tych ziem. Tak wysoka zawartość CaO a łącznie z nią MgO jest czynnikiem alkalizacji i związanego z nią niebezpieczeństwa zbyt gwałtownej destrukcji masy torfowej. Ogółem biorąc, analiza chemiczna wykazała, iż mamy tu do czynienia z bogatymi potencjalnie nieużytkami, które jutro mogą stać się najżyźniejszymi terenami łąkowymi w Polsce.

Nie należy przemilczać sprawy alkalizacji środowiska torfowego, na którą zwrócono uwagę już w trakcie badań terenowych. Alkalizacja ta jest zagadnieniem istotnym, bowiem nosi w sobie zarodek zbyt pośpiesznej destrukcji materii torfowej z charakterystycznym d'ań spadkiem produkcji. Trzeba więc było sięgnąć do przyczyn, do korzeni tego procesu, aż do geologii. Okazało się z map geologicznych, iż badany kompleks torfowy spoczywa na starszych formacjach senońskich górnej kredy. Wprawdzie elementy wspomnianej formacji zalegają głęboko, bo około 80—100 m pod powierzchnią terenu, ale tu i ówdzie występują na jego powierzchnię w postaci tzw. „porwaków”. Wody powierzchniowe kontaktując się z owymi porwakami — lub w wypadku jezior rynnowych mających kredę na swym dnie — podlegają procesowi zalkalizowania. O słuszności tej hipotezy świadczy fakt zalkalizowania większości wód jeziornych i związanych z nimi cieków naturalnych pojezierza augustowsko-suwalskiego, co wykazała analiza chemiczna wód. Jeżeli alkalizacja torfowiska jest czymś ujemnym, a jej przyczyną, jak się okazało, tkwią w alkalizacji wód zasilających owe obszary, to sprawa wód potrzebnych dla melioracji nie może być tylko rozstrzygana w płaszczyźnie ilościowej, ale i jakościowej. Kto wie, czy właśnie jakoś, w szczególności odczyn, nie będzie tutaj kryterium zasadniczym w wyborze tego, czy innego jeziora, albo jezior, jako przyszłych zbiorników retencyjnych dla rozległych obszarów pobagiennych. Dla przyszłości tych ziem, torfowisk z natury zasobnych w wapno, najważniejsze jeziora winny być możliwie jak najkwaśniejsze, by mogły prowadzić stałą dekalcyfikację masy torfowej i tą drogą przez spadek pH hamować tempo biochemicznego rozpadu materii torfowej, tempo destrukcji. Analiza chemiczna wód jeziornych, które planowano jako przyszły zapas wodny dla celów rolniczych, wykazała, że nie wszędzie z nich są dla tych celów odpowiednia. Pewne jeziora kumulują wody o pH wyższym, zaś inne o pH niższym. Te ostatnie, zawierające jednocześnie niższy odsetek połączeń Ca i Mg, należy wybierać, jako lepsze dla nawodnienia wapiennych torfowisk niskich. Okazało się dalej, że sama Biebrza — główny naturalny ciek doliny — niesie wody najbardziej zasobne w połączenia wapnowe, że zatem w miarę możliwości należałoby unikać wykorzystania tych wód w przyszłym systemie nawodniającym.

Pomijam wszystkie dalsze elementy analizy przyrodniczo-ekonomicznej, zawarte w części I ekspertyzy i przechodzę do bliższego omówienia części II — koncepcyjnej. Wobec rozległej tematyki, jaką ona porusza, podobnie jak uprzednio rozważę tylko samą ideę — główny kontur przebudowy najtypowszych nieużytków w krainę o wysokiej użyteczności gospodarczej. Motorem jest tu oczywiście uzdrowienie stosunków hydrologicznych, które są tematem odrębnej analizy hydrologicznej i tu nie będą poruszone. Nie mogę jednak pominąć tych punktów zbieżności między ekspertyzami hydrologiczną a ekonomiczno-torfową, które z rolniczego punktu widzenia decydować będą o wzroście, utrzymaniu, bądź spadku potencjalnych sił torfowiska — słowem o jego żyzności. Tym zagadnieniem jest wybór właściwego systemu melioracji technicznej. W oparciu o wyniki badań części I w zakresie stopnia rozpadu materii torfowej oraz uwilgotnienia terenu stwierdzić wypada, co następuje:

1. Daleko idące zróżnicowanie stanu uwilgotnienia torfowisk oraz stopnia ich rozkładu w konsekwencji narzuca dalsze zróżnicowanie w rozbudowie urządzeń wodno-melioracyjnych.

2. Tereny o masie torfowej silniej rozłożonej (H3) i bardzo silnie rozłożonej (H4) należy tak meliorować, by gospodarka wodna dała się kierować w sposób jak najbardziej elastyczny. O ile się da, należy rozbudować taki system nawodniający — odwodniający, który w miarę potrzeby zezwalałby na podsiąk bądź zalew. System taki jest już zaplanowany: przyszłość okaże, jaka jest jego sprawność praktyczna. Możliwość dostarczenia powierzchniom torfowym wody drogą zalewu powierzchniowego ma kapitalne znaczenie dla kierowania procesami biochemicznymi, a wtórnie rozpadem substancji organicznej torfu. System ten nabiera na swym znaczeniu, zwłaszcza w wypadku torfów zbyt silnie rozłożonych, gdzie podsiąk kapilarny wykazuje daleko idące zleniwienie i nie nadąża za potrzebami wodnymi rośliny. Niedopuszczenie do tak dalekiej destrukcji wierzchnicy torfowej możliwe jest jedynie przez zastosowanie systemu zalewowego. Poza możliwością sprawniejszej regulacji aeracji torfowiska, zalew góruje nad podsiąkaniem swymi możliwościami w zakresie zwalczania szkodliwej dla roślin uprawnych makrofauny (drutowce, larwy komarńcy itd.), która ginie w warunkach niedostatku tlenu.

3. Na obszarach, gdzie sytem zalewowy nie byłby możliwy, wbrew temu co utrzymywano dotychczas w nauce, należy stosować ekstensywne formy melioracji technicznej, unikając zbytniego zagęszczenia i pogłębiania rowów, zwłaszcza w torfowiskach zaawansowanych w rozkładzie masy torfowej.

Jak widać, melioracja techniczna winna więcej niż dotychczas mieć na względzie nie samo gwałtowne zdynamizowanie i uruchomienie sił wytwórczych torfowiska, które bezpośrednio po odwodnieniu wykazuje olbrzymią dzielność produkcyjną, a w lat kilka czy kilkanaście znacznie słabszą, lecz jej dewizą winien być jeśli nie progresywny wzrost żyzności — to przynajmniej utrzymanie jej w stanie równowagi dynamicznej. Powolne uruchamianie nagromadzonych rezerw pokarmowych musi się wiązać z wprowadzeniem nowych, bardziej elastycznych sposobów meliorowania oraz władania gospodarką wodną; „elastyczny” sposób — w sensie swobodnego manewrowania wodą w miarę potrzeby, od dołu (podsiąk), bądź od góry (zalew). Poza tym dotychczasowe sposoby uznać należy za zbyt intensywne, jak na dzisiejsze kryteria w zakresie żyzności roli.

W odniesieniu do innego, nader istotnego zagadnienia, jakim jest dobór odpowiednich kierunków zagospodarowywania rolniczego terenów zmeliorowanych, nasuwają się następujące uwagi. W wypadku

torfowisk biebrzańskich, a także wszystkich innych, dotychczasowe kryteria wyboru systemu melioracji rolniczych nie mogą być nadal utrzymywane. Uzależnienie bowiem wyboru jednego ze sposobów zagospodarowania — jak dotychczas się praktykowało — jedynie od wartości pastewnej naturalnej runi roślinnej i w obliczu nowoczesnych poglądów na żyzność roli i jej utrzymanie bądź progresywny wzrost (Williams) — jest nie do przyjęcia. W naszym przypadku silny rozkład masy torfowej, głębokie destrukcje wywołane pożarami torfów oraz okresowymi przesuszeniami wespół z ustawicznie postępującą akumulacją składników zasadowych (Ca Mg), razem wzięwszy nakazują: jako główne kryterium doboru systemu zagospodarowania przyjąć nie stan ilościowy i jakościowy runi łąkowej, lecz w pierwszej kolejności stan fizyczny masy torfowej oraz z nim powiązane właściwości biologiczne i chemiczne. Słowem, w tym naświetleniu, zagadnienie w sposób gruntowny zmieniło swój sens. Nie roślinność tu decyduje, a sam torf, roślinność dopiero na drugim planie dochodzi do głosu. Nowość więc takiego ujęcia wynika z wysunięcia na naczelne miejsce problemu zachowania żyzności torfów w myśl założeń williamsowskich. W oparciu o tezę zachowania żyzności torfów na terenach:

- słabiej rozłożonych (H2 i H3) planuje się gospodarkę intensywną,
- silniej rozłożonych (H4) planuje się gospodarkę półintensywną,
- zaś o szlachetniejszej runi planuje się gospodarkę ekstensywną.

Wreszcie z problemem żyzności wiąże się sprawa zaprowadzenia odpowiedniego zmianowania oraz pasów leśnych. Dla gospodarki torfowej, nastawionej na bazę paszową, zmianowanie trawo-polne typu pastewnego jest niezbędnym ogniwem racjonalizacji produkcji rolniczej, bez naruszenia zasady utrzymania żyzności gleb torfowych. Zagadnienie pasów leśnych w siedliskach torfowych o typowych cechach zmrozowisk oraz w obliczu zachowania równowagi biocenotycznej, którą narusza melioracja w sensie masowego pojawienia się szkodników zwierzęcych po odwodnieniu, przybiera nieco odmienny charakter niż zwykło się dotychczas utrzymywać. Ich główna rola w warunkach gleb torfowych polega na ewentualnym pozytywnym oddziaływaniu na reżym termiczny mikroklimatu zmrozowisk torfowych, na rozbudowie remiz dla pożytecznego ptactwa, jako naturalnego sprzymierzeńca człowieka w walce z plagą szkodników roślinnych. Inne momenty, jak wpływ pasów leśnych na stosunki hydrologiczne, powietrzne, wiążą się funkcjonalnie z zagadnieniami termicznymi. Oba wyżej wspomniane momenty nakazują zaplanowanie systemu leśnego typu pasowo-gniazдового. Pasy leśne projektować należy wzdłuż rowów melioracyjnych, zaś gniazda zadrzewień i zakrzewień — w środkowych partiach kwater torfowych. Pełne оголоcenie powierzchni torfowej z jej naturalnego porostu, jak działało się to dotychczas w trakcie melioracji techniczno-rolniczej, nie ma i nie może mieć dziś racji bytu. Naturalna szata roślinna (drzewiasto-krzaczasta) winna być w sposób celowy wykorzystana dla budowy systemu leśnego o konstrukcji pasowo-gniazдовой.

Na zakończenie w kilku słowach powiem o spodziewanym efekcie gospodarczym, po dokonanej pełnej melioracji techniczno-rolniczej obszaru zabagnień biebrzańskich. Poprzez uregulowanie stosunków wodnych oraz zagospodarowanie rolnicze nieużytków biebrzańskich nastąpi zasadnicza zmiana w strukturze wytwórczej tej polaci kraju. Zmiana ta będzie efektem daleko idącej rewolucji w układzie hydrologicznym siedliska torfowego, szaty roślinnej, ba, nawet w fizjografii terenu. Te zaś przeobrażenia muszą

wtórnie odbić się na strukturze gospodarczej krajiny i jej lokalnym rolnictwie i związanym z nim przemysłem rolnym. Dość wspomnieć, że w zakresie przedstawienia wytwórczości rolniczej — obliczenia moje, wykonane z dużą wstrzeźliwością, wskazują na następujący wzrost produkcji po melioracji techniczno-rolniczej bagien biebrzańskich:

tłuszczu — ogółem zwierzęcego i roślinnego o 180%,

białka — ogółem zwierzęcego i roślinnego o 120%,

węglowodanów — ogółem zwierz. i roślin. o 60%.

Generalizując, z pewnym przybliżeniem powiedzieć można, iż melioracje torfowisk niskich potęgują wytwórczość tłuszczu, białka i węglowodanów w stopniu jak 3:2:1. Obszary bagienne mogą się zatem w przyszłości stać ośrodkiem najcenniejszych dla kraju surowców spożywczych tłuszczowo-białkowych, głównie pochodzenia zwierzęcego.

TEZY KOŃCOWE

1. W problematyce hydrologicznej zlewni biebrzańskiej byłoby błędem pomijać wagę zagadnienia jakości wód jeziornych, wysuwając na naczelne miejsce jedynie stronę ilościową zapasu wodnego.

2. Szeroko rozpowszechniony w praktyce melioracyjnej system podsiąkowy o dość zagęszczonej sieci

rowów, jako zbyt dynamicznie uruchamiający potencjalne zasoby pokarmowe torfowiska, a tym samym niepomiarne przyspieszający tempo procesów dewastacyjnych zwłaszcza w pokładzie powierzchniowym (rozpad torfu), należy poddać wnikliwej rewizji w sensie stopienia jego ujemnych następstw.

3. Wobec ujemnych skutków jakie wywołuje system podsiąkowy w bio-fizyko-chemicznym ustroju warstwy rodzajnej torfowiska, podjęcie na szeroką skalę zakrojonych prac badawczo-doświadczalnych w zakresie technicznego usprawnienia systemu zalewowego wydaje się być sprawą szczególnej wagi.

4. Naczelnym kryterium koncepcji planistycznej w zakresie projektowania urządzeń wodno-melioracyjnych i sposobów zagospodarowania każdego torfowiska powinien być w pierwszej kolejności fizyczny ustrój masy torfowej (zwłaszcza stopień jej rozpadu) i powiązane z nim własności biochemiczne, nie zaś ilościowy i jakościowy stan runi łakowej.

5. Celem gospodarki rolniczej na torfach jest pozyskanie bezpośrednio po melioracji techniczno-rolniczej pól nawet poniżej przeciętnych, jednak zdradających powolną lecz stałą tendencję wzrostową, postępującą wespół z uruchamianiem coraz to większych sił potencjalnych torfowiska (drogą umiędzej gospodarki wodnej oraz agrotechniki), zgodnie z zasadą progresywnego wzrostu jego żyzności.

INŻ. WALENTY JAROCKI

Zastosowanie poprzecznej cyrkulacji do walki z rumowiskiem

Ilość rumowiska w rzece jest przede wszystkim zależna od materiału stoków dorzecza, od wielkości erozji wgłębnej potoków górskich oraz od intensywności lokalnego rozmycia brzegów i dna rzeki

Na obszarze dorzecza rumowisko powstaje na skutek destrukcyjnego działania spływającej wody oraz w wyniku osypisk i usuwisk terenu spowodowanych przez wody gruntowe i podmycie podstawy stoku przez wodę płynącą w rzece, a także na skutek wie trzenia i opadów atmosferycznych.

Walka z rumowiskiem na stokach dorzecza polega na zwiększeniu wytrzymałości powierzchni tych stoków na rozmycie przez zamurawienie lub zalesienie oraz na zatrzymaniu rumowiska przy pomocy niskich progów, płotków, teras, rowów i innych urządzeń.

Osypiska są zwalczane przez ujęcie wody przy pomocy rowów i koryt, zakładanych powyżej terenów zagrożonych, a także przez przyspieszenie spływu wody ze stoków za pośrednictwem drenów i koryt sztucznych oraz przez zatrzymanie osypującego się gruntu przy pomocy płotków, parkanów lub rzadziej siatek metalowych.

Walka z usuwaniem się terenu sprowadza się zasadniczo do odprowadzenia wód powierzchniowych za pośrednictwem rowów i koryt, a wód gruntowych przy pomocy drenów.

Walka z rozmyciem wgłębny potoków górskich w biegu górnym i środkowym polega:

- na zmniejszeniu lub całkowitym wstrzymaniu erozji na skutek zniesienia wielkości poruszającej siły wody,
- na zwiększeniu wytrzymałości powierzchni koryta potoku.

Pierwsze uzyskać można redukując spadek przez wybudowanie progów lub zmniejszając głębokość potoku przez poszerzenie koryta, usunięcie wielkich kamieni itp.

Zwiększenie wytrzymałości koryta na rozmycie osiąga się przez pokrycie jego powierzchni materiałem bardziej odpornym na działanie wody.

Znajdujące się w potoku rumowisko można również nie dopuścić do dolnych partii rzek przez skierowanie

go do istniejących w pobliżu zagłębień terenu lub na obszary mało użyteczne itp. Pomimo zastosowania tych środków część rumowiska przedostanie się jednak do dolnych partii rzeki i przy sprzyjających warunkach będzie się osadzała na dnie. W takich miejscach należy więc ułatwić ruch rumowiska:

- przez zwiększenie głębokości na skutek zmniejszenia szerokości koryta przy pomocy tam podłużnych i poprzecznych oraz
- przez zwiększenie spadku podłużnego zwierciadła wody na skutek wyprostowania trasy rzeki.

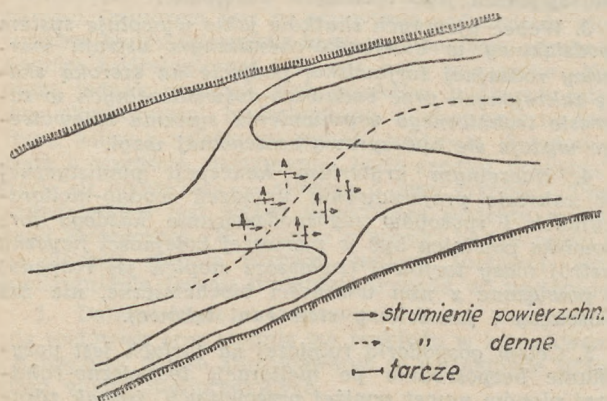
Wynalezieniem najbardziej racjonalnych typów budowli oraz środków służących do ułatwienia ruchu materiału rzecznoego zajmowali się Girardon, Wolf, Le-lawski i inni, a ostatnio zaczęto projektować specjalne typy budowli, które zezwalają na wykorzystanie energii rzeki do aktywnej walki z rumowiskiem przez wywołanie sztucznej poprzecznej cyrkulacji.

Zwiększenie głębokości na przemiałach i ochrona uzyskanego pogłębienia

Mechaniczne pogłębianie przemiałów na dużych rzekach przy obecnym wysokim stanie techniki tych robót nie wywołuje w zasadzie wielkich trudności i nie powoduje zbyt dużych wydatków, jednak wykorzystanie w tym celu energii samej rzeki ma dla ogólnej gospodarki wodnej wielkie znaczenie i dlatego zagadnieniem tym zajmowano się już od dawna. Tak np. w Rosji już w 1809 roku próbowano pogłębiać przemiały przy pomocy tak zwanej pływającej maszyny Buch-tiejewa, która wywoływała lokalne zwiększenie dennyh prędkości. Niektórzy badacze rozumieli także znaczenie cyrkulacji poprzecznej, o której wspomina np. inż. Kleiber w końcu XIX stulecia lub Jankowski. Jednak dopiero systematyczne studia problemu poprzecznej cyrkulacji w rzekach stworzyły teoretyczne podstawy pogłębiania przemiałów przez wywołanie takiej cyrkulacji.

Duże zasługi w tym kierunku położył prof. Potapow, który na podstawie studiów laboratoryjnych opracował własną metodę pogłębiania przemiałów przez wy-

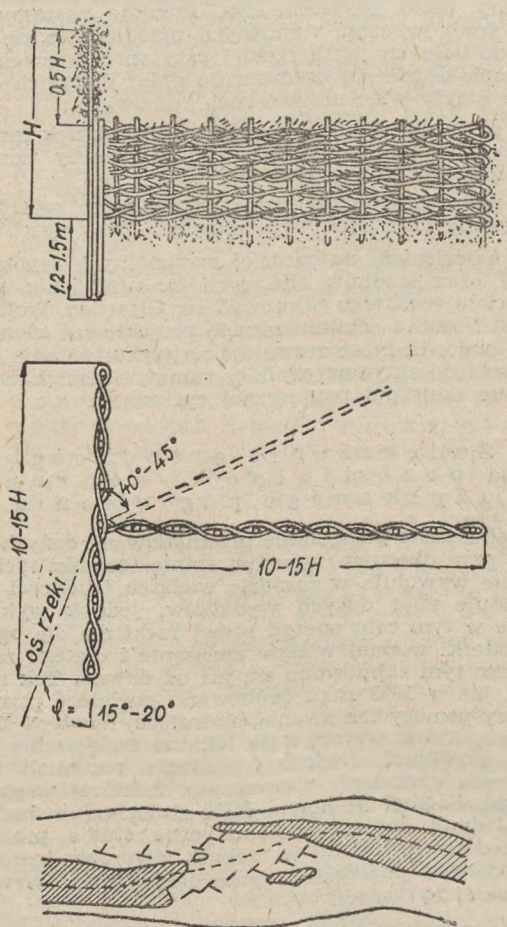
wołanie sztucznej poprzecznej cyrkulacji, powstającej na skutek umieszczenia na granicy szlaku żeglownego, pod kątem do prądu, szeregu tarcz powierzchniowych, zanurzonych w wodzie na $\frac{1}{2}$ do $\frac{1}{3}$ głębokości rzeki (rys. 1).



Rys. 1.

Schemat pracy tarcz prof. Potapowa.

Przy takim usytuowaniu tarcz, strumienie powierzchniowe od granic (bocznego zarysu) szlaku żeglownego kierują się ku jego środkowi, gdzie się spotykają i opadają na dno uzyskując kierunek odwrotny, tj. od środka ku granicy szlaku żeglownego. Dno strumienie przechodząc pod tarczami przenoszą porwany przez siebie materiał rzeczny poza granice szlaku żeglownego i tam odkładają. Na tej samej zasadzie polega działanie tarcz kierujących typu Szadrina, złożonych z dwóch części i posiadających w planie kształt teowy (rys. 2).



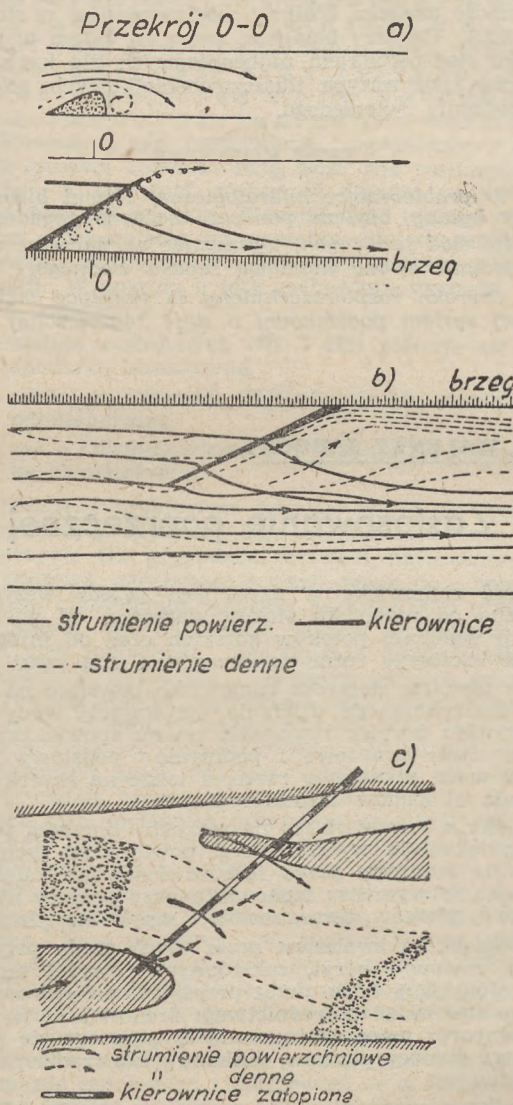
Rys. 2.

System typu Szadrina.

W ostatnim czasie zaczęto również stosować pogłębiarki inż. Prostowa, które dają najbardziej efektywne pogłębianie przemiału.

O kształtach i działaniu wymienionych wyżej urządzeń wspominałem już poprzednio, w artykułach omawiających poprzeczną cyrkulację.

Najbardziej doskonale urządzenie, służące do pogłębiania dna na przemiałach i do ochrony miejsca pogłębionego od ponownego osiadania materiału rzeczno-geologicznego. zaprojektował inż. Łosjewski (rys. 3).



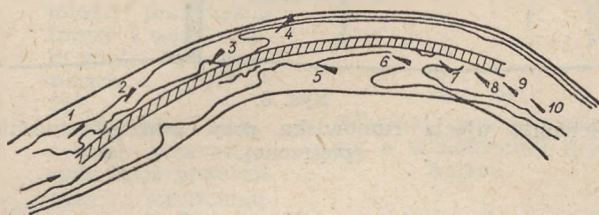
Rys. 3.

Pogłębienie przemiałów według Łosjewskiego.

Urządzenie Łosjewskiego miało zasadniczo na celu stworzenie na przemiale takich warunków, aby dostający się na grzbiet przemiału materiał rzeczny nie osadzał się, a posuwał się dalej. W tym celu zaprojektował Łosjewski zatopione kierownice, ustawione pod kątem 20° — 25° do prądu rzeki, których korona posiada na całej długości nieznaczny spadek ku głowicy. Wysokość kierownicy w najwyższym miejscu $h = 0,67 H$, gdzie H — głębokość rzeki. Woda, przelewająca się przez głowicę kierownicy w przybliżeniu prostopadle do jej osi podłużnej, powoduje powstanie za kierownicą strumieni o kształcie śrubowym poruszających się w dół ku głowicy, które wywołują rozmycie koryta (rys. 3a), przy czym poprzeczny

zasięg tych strumieni zmniejsza się w miarę zbliżania się ku głowicy. Jeżeli system kierujący będzie usytuowany jak na rys. 3b, to za kierownicą powstanie ruch śrubowy o intensywności zwiększającej się w miarę podwyższenia korony kierownicy. Jeżeli zaś urządzenie takie zostanie umieszczone na przemiele (rys. 3c), to grunt za kierownicą ulegnie rozmyciu i będzie odrzucany ku brzegowi.

Na rys. 4 przedstawiony jest schemat usytuowania dziesięciu krótkich (po 30 m) kierownic Łosjewskiego, umieszczonych w rzece przed wezbraniem, dla ochrony pogłębionego przemiału, z którego poprzednio usunięto 250.000 m³ materiału. Po przejściu wielkiej wody stwierdzono osadzenie na przemiele 12.500 m³ materiału. Po usunięciu kierownic Łosjewskiego i oczyszczeniu koryta z namulów okazało się, że następne wezbranie osadziło 60.000 m³ materiału rzeczno-



Rys. 4.

Schemat rozmieszczenia krótkich kierownic Łosjewskiego.

Zastosowanie kierownic Łosjewskiego do pogłębienia tegoż przemiału również dało dobre rezultaty. Otrzymano mianowicie przy pomocy tego urządzenia szlak żeglowny o głębokości 1,5 m, tak że dla doprowadzenia głębokości do 2,0 m zaszła konieczność usunięcia sposobem mechanicznym zaledwie 12.000 m³ materiału. Zaznacza się, że oprócz krótkich, istnieją również długie kierownice Łosjewskiego, dochodzące do 120 m.

Zabezpieczenie wlotów do kanałów od przedostania się rumowiska

Przy bocznym odprowadzeniu wody do kanału, dostaje się do niego wielka ilość materiału rzeczno, który następnie osadza się. Powoduje to zmniejszenie przepuszczalności kanałów i konieczność ich oczyszczania.

Stosowane w praktyce ujęcia typu Elsdena, Schoklitscha itp. w pewnych warunkach nie tylko że nie chronią kanałów przed rumowiskiem, lecz ułatwiają ich przenikanie do kanału. Niedostosowanie tych urządzeń do panujących w rzece warunków w dużym stopniu było spowodowane uznawaną dawniej teorią równoległości strumieni.

Dopiero późniejsze badania ustaliły, że teoria ta nie jest słuszna oraz wykazały, że przy wlocie do kanału powstaje naturalna poprzeczna cyrkulacja na skutek wygięcia w tym miejscu strumienia wodnych. Pod działaniem tej cyrkulacji denne prądy kierują się ku wlotowi kanału z większej szerokości koryta rzeki, niż prądy powierzchniowe, co wywołuje intensywne przedostanie się dennego materiału do kanału.

Inż. Szaumian przy pomocy badań laboratoryjnych wyznaczył zależność między szerokością kanału b_k a szerokością dennej warstwy osadów b_d i warstwy powierzchniowej b_p otrzymując:

$$b_d = 1,17 (k + 0,4) b_k \text{ lub } b_d = 1,17 b_r \frac{Q_k}{Q_r} + 0,468 b_k$$

$$b_p = 0,73 (k + 0,10) b_k$$

gdzie: b_d — szerokość dennej warstwy osadów (rys. 5),
 b_p — szerokość warstwy strumieni powierzchniowych,
 b_k — szerokość kanału,

$k = \frac{q_k}{q_r}$ — stosunek jednostkowego przepływu w

kanale do jednostkowego przepływu w rzece powy-

żej kanału, czyli $q_k = \frac{Q_k}{b_k}$, $q_r = \frac{Q_r}{b_r}$ gdzie Q_k i b_k —

całkowity przepływ w kanale i szerokość kanału,
 Q_r i b_r — takie same wielkości w rzece.

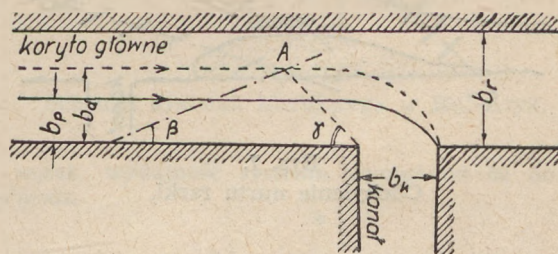
Ponieważ przekrój poprzeczny koryta rzeki zazwyczaj nie jest w naturze prostokątny, a zmienność przepływu jednostkowego jest zależna od szerokości, należy za q_r przyjmować przepływ jednostkowy istniejący na szerokości b_d . Szerokość tę można wyznaczyć sposobem przybliżonym, przyjmując $b_d = 1,75 b_p$ gdzie b_p jest to szerokość warstwy strumieni powierzchniowych, czyli część szerokości rzeki, z której pływaki, puszczane na wodę w różnych odległościach od brzegu, kierują się do kanału.

Podane wyżej wzory Szaumiana wyznaczone zostały dla połączenia rzeki z kanałem pod kątem 90°, jednak przy innych wielkościach tego kąta wzory te również mogą być używane.

Studia wskazują, że wlot do kanału należy umieszczać na takim odcinku rzeki, gdzie jednostkowe prędkości i głębokości są największe. Warunkom tym najbardziej odpowiadają wklęsłe brzegi rzek, ponieważ naturalna poprzeczna cyrkulacja stara się denny materiał na takich odcinkach nie dopuścić do kanału. Z tego powodu dosyć często w praktyce stosuje się sztuczne wygięcie koryta, jeżeli wlot do kanału wypada na prostym odcinku rzeki.

Jednak sposób ten jest drogi i dlatego ostatnio do zatrzymania strumienia dennych osadów, płynącego do kanału, umieszcza się specjalne systemy tarcz powierzchniowych, które kierują strumienie powierzchniowe z rzeki do kanału, a denne — odchylają od wlotu. W ten sposób następuje zmniejszenie ilości osadów przedostających się do kanału, a także maleje prawdopodobieństwo przesunięcia osi kanału, ponieważ systemy kierujące zmniejszają wiry przy wlocie.

System kierujący należy umieszczać na takiej szerokości rzeki, z której osady przedostają się do kanału, przy czym korzystnie jest system przedłużyć nieco poza linię graniczną dennych strumieni i to jeszcze na jej prostym odcinku (rys. 5), za którym linia den-



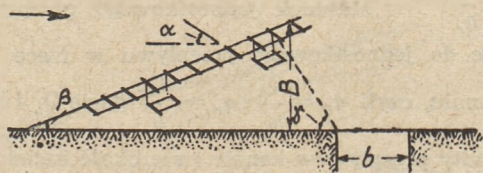
Rys. 5.

Schemat przenikania osadów do kanału.

nego prądu zaczyna się wykrzywiać. Położenie punktu A określa się przy pomocy szerokości dennej warstwy b_d oraz wielkości kąta γ zawartego między linią brzoza, a prostą łączącą punkt A z górną krawędzią wlotu do kanału.

Głębokości, prędkości i przepływy jednostkowe w rzece ulegają w ciągu roku wahaniom i dlatego należy szerokość b_d oraz położenie punktu A wyznaczyć

dla różnych reżimów rzeki i kanału, obierając wartość najbardziej niekorzystną (maksymalne b_d) i wyznaczając dla niej długość systemu kierującego oraz ilość tarcz.



Rys. 6.

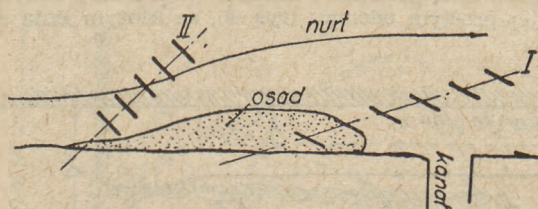
System kierujący przy wlocie do kanału.

Na rys. 6 przedstawiony jest schemat powierzchniowego systemu kierującego według projektu prof. Potapowa i inż. Szaumiana, gdzie $B = \text{od } 1,2 b \text{ do } 1,4 b$, $\gamma = 45^\circ - 60^\circ$, $\alpha = 18^\circ - 25^\circ$, $\beta = 18^\circ - 30^\circ$.

Systemy kierujące tego typu są najczęściej wykonywane z drzewa, istnieją jednak próby zastosowania innych materiałów. Tak na przykład w celu niedopuszczenia osadów do wlotu kanału Tasz-Saka na rzece Amu-Daria przewiduje się ustawienie 68 tarcz metalowych, które według obliczenia nie dopuszczają do kanału 150.000 m^3 materiału dennego rocznie.

Przenikanie osadów do kanału przy zastosowaniu powierzchniowego systemu kierującego badał w laboratorium inż. Chaczatrian. W rezultacie tych badań zostało stwierdzone, że bez systemu kierującego denne strumienie z 85% szerokości rzeki kierują się do kanału, zasilanego przez 40% całej ilości przepływu w rzece, przy czym 81,7% piasku przenika do kanału, a tylko 18,3% do dolnych partii rzeki. Po umieszczeniu 11 tarcz powierzchniowych nastąpiło prawie całkowite wstrzymanie ruchu dennych strumieni do kanału i w związku z tym tylko 2,2% piasku przedostało się do kanału, a reszta w ilości 97,8% przepływała korytem głównym.

Niekiedy daje się zaobserwować odchylenie nurtu od brzegu rzeki i gromadzenie się osadów przy prąwym brzegu powyżej wlotu do kanału. Osady te mogą przesunąć się do systemu kierującego i sparaliżować jego działanie. W takim wypadku nurt przywrócić można do położenia pierwotnego po ustawieniu systemu kierującego z tarczami prostokątnymi do jego osi (rys. 7, system II).

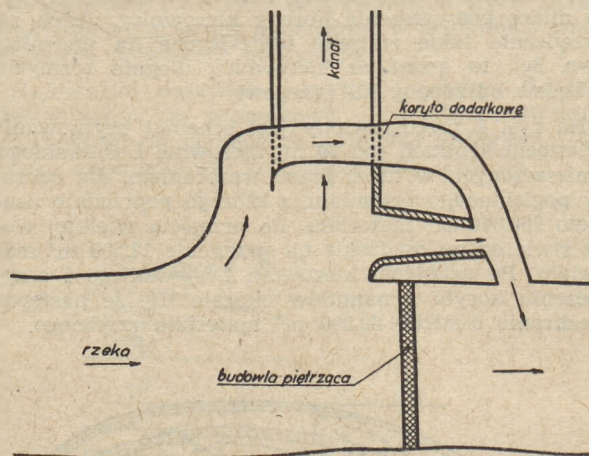


Rys. 7.

Odchylenie nurtu rzeki.

Opisany wyżej system kierujący wywołuje największe działanie na ruch materiału dennego, natomiast ruch materiału unoszonego nie zmienia w zasadzie swego charakteru. Jednak w pewnych warunkach system ten może wywrzeć korzystne działanie na reżim materiału unoszonego o największych frakcjach, który zazwyczaj unosi się w pobliżu dna, a jeżeli koryto rzeki składa się z drobnych frakcji, to system kierujący może również pogorszyć sytuację, powodując przejście tych frakcji w stan unoszony i przedostanie się do kanału wraz z warstwą wody przy powierzchni. Jednak ten rodzaj ruchu osadów nie odgrywa dużej roli w całości zagadnienia walki z rumowiskiem.

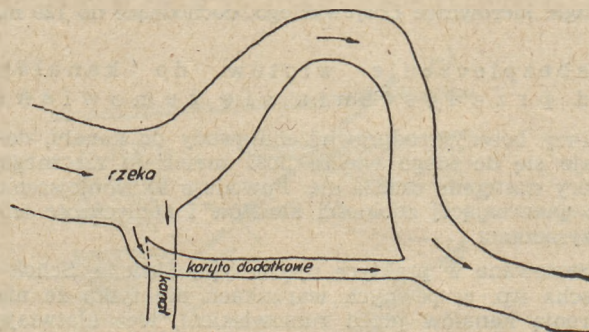
Ciekawe rozwiązanie problemu automatycznego oczyszczania wody od rumowiska przy ujściach do kanałów odprowadzających podał inż. Lipatow. Przy



Rys. 8.

Schemat ujęcia rumowiska przy wodzie sztucznie spiętrzonej.

opracowaniu swojego projektu oparł się na tej właściwości ruchu rumowiska, zgodnie z którą denne materiały porusza się wąskim pasem wzdłuż brzegu wklęsłego, a pozostała większa część szerokości koryta zupełnie nie prowadzi takiego materiału. Należało więc ten wąski pas rumowiska ująć przy pomocy specjalnego dodatkowego koryta, po przejściu którego materiał dennego dostałby się z powrotem do rzeki, a pozostała część wody w rzece, wolna od rumowiska, przeszłaby do kanału odprowadzającego, przez sztolnie umieszczone pod wyżej wspomnianym dodatkowym korytem lub nad nim. Aby koryto dodatkowo mogło spełnić swe zadanie należy wywołać w nim dostateczną prędkość. Uzyskuje się to przez umie-



Rys. 9.

Schemat ujęcia rumowiska przy skróconym korycie dodatkowym.

szczenie w rzece budowli piętrzącej (rys. 8) lub przez zaprojektowanie dodatkowego koryta o długości mniejszej od długości rzeki (rys. 9).

Wykorzystując ruch śrubowy wody w łukach można przeszkodzić przedostawaniu się materiału dennego do kanału odprowadzającego, a także otrzymać podział osadów w kanałach i rzekach oraz nie dopuścić do kanałów kry i ciał pływających. Przy projektowaniu takiego urządzenia należy jego model zbadać w laboratorium wodnym.

Płukanie osadników i kanałów

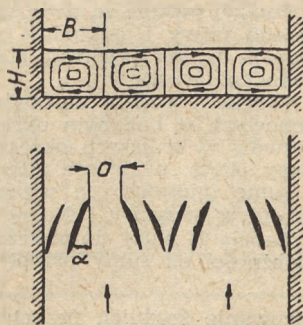
Na podstawie studiów stwierdzono, że przy hydraulicznym płukaniu osadów erozyjna i poruszająca zdolność rzeki zmniejsza się w miarę rozmywania materiałów i pogłębiania dna.

Efektywność hydraulicznych metod walki z osadami może być powiększona przez wywołanie sztucznej po-

przecznicy cyrkulacji zwiększającej zdolność poruszającą wody, co jest szczególnie ważne przy płukaniu osadników i kanałów. Ponieważ w tym wypadku nie zależy na uzyskaniu systematycznego przekroju poprzecznego koryta z zagłębioną częścią środkową, lecz chodzi o wywołanie równomiernego w przybliżeniu rozmycia dna, inż. Sałachow zaprojektował powierzchniowy system kierujący (rys. 10), powodujący wielokrotną cyrkulację na szerokości koryta, złożoną z kilku oddzielnych warstw, pod działaniem których dno przybiera kształt pokazany na rys. 11.

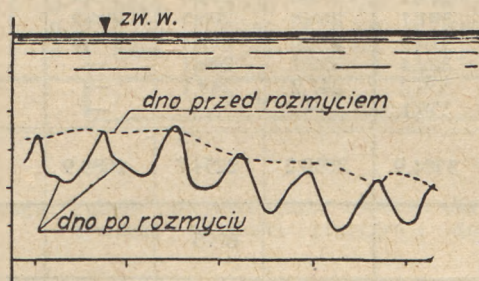
Laboratoryjne badania systemu kierującego przez inż. Sałachowa wykazały, że:

- najkorzystniejsza wielkość kąta α między płaszczyzną tarczy i osią kanału mieści się w granicach $\alpha = 21^\circ - 25^\circ$;
- najbardziej intensywna poprzeczna cyrkulacja powstaje przy zanurzeniu tarcz na głębokość $0,4 H$ do $0,5 H$, gdzie H — głębokość wody. Przy zanurzeniu $h < 0,4 H$ intensywność cyrkulacji słabnie, a przy $h \geq 0,6 H$ zatracą się jednostajność ruchu śrubowego;
- do wywołania odrębnej cyrkulacji w poszczególnych częściach przekroju poprzecznego koryta należy zastosować dwie tarcze o długości każdej



Rys. 10.

Schemat pracy systemu o wielokrotnej cyrkulacji.



Rys. 11.

Kształt dna przed rozmyciem i po rozmyciu.

z nich $l = 0,38 \frac{B}{\sin \alpha}$, przy czym najkorzystniejsze

działanie tarcz powstaje przy stosunku $\frac{B}{H} = 1 - 1,25$.

Odległość między końcami tarcz oblicza się ze wzoru $\alpha = 0,8(B - l \sin \alpha)$. Poszczególne oznaczenia pokazane zostały na rys. 10.

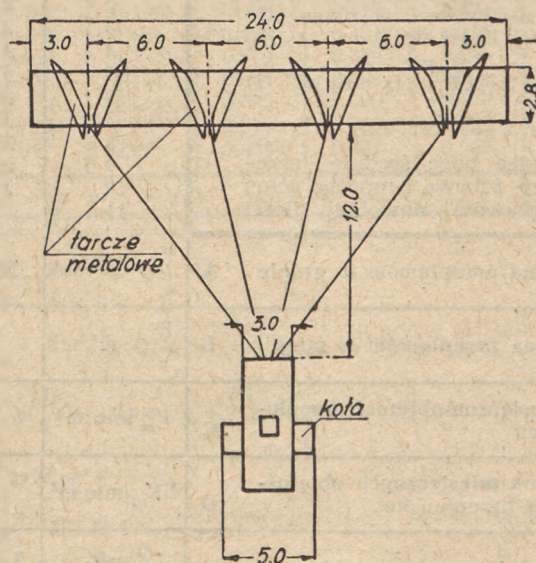
W 1947 r. obserwowano działanie systemu kierującego, służącego do wywołania ruchu śrubowego wody z intensywną poprzeczną cyrkulacją, na odcinku próbnym kanału Tasz-Saka w Azji Środkowej, o długości 500 km, przy prędkości wody $0,8 - 1,5$ m/sek. Dno kanału w tym miejscu składało się z drobnopiękistego naniesionego materiału, w którym zawartość cząstek mniejszych od $0,1$ mm dochodziła do 80% .

System kierujący łącznej długości 53 m składał się z 22 tarcz segmentowych i 8 płaskich, zmontowanych na 8 pontonach. Wymiary pojedynczych tarcz były następujące: długość $2,5 - 3,0$ m, wysokość $1,2$ m oraz strzałka segmentów $0,20$ m. Zanurzenie tarcz dochodziło do $0,45$ głębokości wody, przy czym sposób umocowania tarcz umożliwiał zmianę ich zanurzenia oraz przesunięcie wzdłuż i w poprzek kanału.

Obserwacje systemu i badania reżimu hydrologicznego doprowadziły do następujących wniosków:

- Pod działaniem systemu równoległy ruch strumienia zamienia się na ruch śrubowy.
- Długość zasięgu poprzecznej cyrkulacji zależy od prędkości prądu, wzrastając z jej zwiększeniem.
- Intensywność cyrkulacji słabnie w miarę oddalania się od systemu, przy czym największa głębokość rozmycia powstaje za systemem. Na odcinku próbnym głębokość rozmycia dochodziła do $1,4$ m, a zasięg działania systemu był wyraźny na długości do 35 m.
- W kierunku poprzecznym rozmycie jest niejednakowe i dno koryta przybiera kształt pokazany na rys. 11. Powstałe poprzeczne sfaldowanie dna może być wyrównane przez przesuwanie kierownic.
- Zasadniczą część pracy wykonuje system w ciągu pierwszych $3 - 5$ godzin po jego ustawieniu, a następnie intensywność rozmycia zmniejsza się. Do otrzymania większego pogłębienia dna należy zmieniać wysokość zawieszenia tarcz.
- Większy efekt otrzymuje się, gdy system zajmuje całą szerokość koryta, a przynajmniej $60 - 70\%$ szerokości i poniżej tej granicy zejść nie można.

System kierujący podobnego typu zastosowano w praktyce w Kul-Aryk w Turkmenii. Posiada on długość $24,0$ m i składa się z ośmiu tarcz metalowych. System kierujący może automatycznie poruszać się w kierunku podłużnym z prędkością $0,3 - 0,5$ m/sek., przy wykorzystaniu siły prądu, powodującej obrót dwóch kół wodnych, połączonych z bębnum umieszczonym na pontonie (rys. 12). Przy prędkości w kanale około



Rys. 12.

Schemat systemu kierującego w Kul-Aryk.

1 m/sek. wydajność systemu wynosi od 60 do 200 m³/godz.

*

Przytoczone w „Gospodarce Wodnej” poprzednio¹⁾ i obecnie różne przykłady zastosowania sztucznej poprzecznej cyrkulacji do kształtowania koryt świadczą o uniwersalności tej metody. Do wyznaczenia najbardziej korzystnych typów systemów kierujących i ich elementów prowadzone są nadal w Związku Radzieckim studia w laboratoriach wodnych i w naturze.

Uważam za celowe zbadanie tych budowli również na odcinkach próbnych u nas, co być może przyczyni się do szerokiego zastosowania w przyszłości systemów kierujących na naszych rzekach.

¹⁾ Nr 1 z 1950 r.

INŻ. BOLESŁAW RUDNICKI

Opracowanie krzywych całkowych objętości przepływów

W ramach zamierzenia Redakcji umieszczenia w „Gospodarce Wodnej” szeregu artykułów dotyczących nowych metod projektowania, przedstawiam poniżej metodę projektowania gospodarki wodnej na zbiornikach przy pomocy uproszczonych krzywych całkowych.

Metoda ta rozwinęła się ostatnio w ZSRR na tle realizacji wielkich zespołowych budowli wodnych. U nas sprawa ta również nabrała bardzo wielkiego znaczenia i w związku z tym coraz częściej powstaje konieczność opracowywania uproszczonych lub skorygowanych krzywych całkowych. Stosowanie tej metody pozwala na zaoszczędzenie czasu prac projektowych, a tym samym przyspieszenie wykonania dokumentacji technicznej.

Obliczanie krzywej całkowitej

Główną troską przy obliczaniu krzywej całkowitej jest uniknięcie błędów w trakcie obliczeń, gdyż raz popełniony błąd sumuje się do końca i może poważnie odbić się na wynikach. Metoda obliczeń musi więc być prosta i dawać możliwość kontroli w dowolnym punkcie wykresu.

Ponieważ doba ma 86 400 sek. możemy napisać, że objętość przepływu w ciągu dowolnej ilości dni:

$$V = 0,0864 \sum_{o}^x Q \text{ mio m}^3 \quad (1)$$

gdzie x — ilość dni.

Mając więc średnie przepływy dobowe i mnożąc sumę przepływów dowolnej ilości

dni przez stały współczynnik 0,0864, otrzymamy objętość przepływu w milionach m^3 , jaka w ciągu tego okresu przepłynęła.

Poniżej podane są dwie tabele, które umożliwiają w sposób łatwy i dokładny obliczyć objętości przepływów w danym przekroju cieku wodnego, na podstawie podanego wzoru (1).

Tabela I podaje zestawienie średnich przepływów dobowych w badanym okresie czasu oraz sumy przepływów w krótszych okresach, na które dzielimy badany okres, następnie miesięczną objętość przepływu i sumę miesięcznych przepływów, wreszcie średni przepływ grupowy i średni przepływ miesięczny.

Tabela II służy do obliczenia objętości przepływu w zależności od sumy przepływów dobowych.

Tabela I — Opracowanie średnich przepływów dobowych:

Główną troską przy obliczaniu krzywej całkowitej jest uniknięcie błędu w trakcie obliczeń, gdyż raz popełniony błąd sumuje się do końca i może poważnie odbić się na wynikach. Metoda obliczeń musi więc być prosta i dawać możliwość kontroli w dowolnym punkcie wykresu.

Ponieważ doba ma 86 400 sek. możemy napisać, że objętość przepływu w ciągu dowolnej ilości dni:

$$V = 0,0864 \sum_0^x Q \text{ mio m}^3 \quad (1)$$

gdzie x — ilość dni.

Mając więc średnie przepływy dobowe i mnożąc sumę przepływów dowolnej ilości

		Rok	Profil						
		P r e p ł y w u d o b o w e w m³/sek							
Ilość dni w grupie*)	S t y c z e ń			L u t y			Marzec		
	I	II	III	I	II	III			
1	231,0	236,4	306,3	339,2	247,0	199,2			
2	231,0	213,2	301,1	332,0	245,1	232,1			
3	234,8	86,0	288,5	327,0	237,2	199,6			
4	348,8	87,0	288,8	268,3	227,0	226,3			
5	375,0	153,7	288,6	270,0	218,4	218,0			
6	383,0	199,1	299,5	275,6	214,0	211,0			
7	336,4	302,5	301,1	266,8	206,5	204,5			
8	336,3	310,3	310,3	252,0	201,3	199,2			
9	253,1	308,6	322,4	252,1	209,1	—			
10	247,0	310,0	339,2	247,2	249,1	—			
11	—	—	339,1	—	—	—			
Suma przepływów w grupie	A	$\sum_0^n Q \text{ m}^3/\text{sek}$	3071,6	2206,8	3384,9	2830,2	2254,7	1689,9	
Suma przepływów w mies.	B	$\sum_0^m Q \text{ m}^3/\text{sek}$		8663			6775		
Miesięczna objętość przepływu	C	$V_m \text{ mio m}^3$		748,5			585,4		
Suma miesięcznych objętości przepływów	D	$\sum V_m \text{ mio m}^3$		748			1334		
Średni przepływ grupowy		$Q_{n-\text{sr}}, \text{ m}^3/\text{sek}$	$n = 10$ 307,2	$n = 10$ 220,7	$n = 11$ 307,7	$n = 10$ 283,0	$n = 10$ 225,5	$n = 8$ 211,2	
Średni przepływ miesięczny		$Q_{m-\text{sr}}, \text{ m}^3/\text{sek}$	$m = 31$	279,5		$m = 28$	242,1		

*) Jako grupę rozumie się ilość dni, zbliżoną do dekady, na jaką został podzielony miesiąc.

Uwaga: Rubryki A, B, C, D służą do wykreślenia krzywej całkowitej.

Rubryki C, D, E i F oblicza się według poniższych wzorów:

$$V_n = 0,0864 \sum_{o}^n Q \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$V_m = 0,0864 \sum_{o}^m Q \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$Q_{n-\text{sr}} = \frac{\sum_{o}^n Q}{n}$$

$$Q_{m-\text{sr}} = \frac{\sum_{o}^m Q}{m}$$

gdzie n — ilość dni w grupie,
gdzie m — ilość dni w miesiącu.

Tabela II

Obliczenie objętości przepływu w mio m³ w zależności od sumy przepływów dobowych ΣQ dob.
Tabela A dla różnic równych 10 m³/sek.

Sumy średnich przepływów dobowych w m ³ /sek.												
	ΣQ	0	+ 10	+ 20	+ 30	+ 40	+ 50	+ 60	+ 70	+ 80	+ 90	ΣQ
Sumy średnich przepływów dobowych w m ³ /sek.	0	0	0,864	0,728	2,592	3,456	4,320	5,184	6,048	6,912	7,776	0
	100	8,640	9,504	10,368	11,232	12,096	12,960	13,824	14,688	15,552	16,416	100
	200	17,280	18,144	19,008	19,872	20,736	21,600	22,464	23,328	24,192	25,056	200
	300	25,920	26,784	27,648	28,512	29,376	30,240	31,104	31,968	32,832	33,696	300
	400	34,560	35,424	36,288	37,152	38,016	38,880	39,744	40,608	41,472	42,336	400
	500	43,200	44,064	44,928	45,792	46,656	47,520	48,384	49,248	50,112	50,976	500
	600	51,840	52,704	53,568	54,432	55,296	56,160	57,024	57,888	58,752	59,616	600
	700	60,480	61,344	62,208	63,072	63,936	64,800	65,664	66,528	67,392	68,256	700
	800	69,120	69,984	70,848	71,712	72,576	73,440	74,304	75,168	76,032	76,896	800
	900	77,760	78,624	79,488	80,352	81,216	82,080	82,944	83,808	84,672	85,536	900
	1000	86,400	87,264	88,128	88,992	89,856	90,720	91,584	92,448	93,312	94,176	1000
Objętości przepływów V w mio m ³												

Tabela B dla różnic równych 0,1 m³/sek

Sumy średnich przepływów dobowych w m ³ /sek												
	ΣQ	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	ΣQ
Sumy średnich przepływów dobowych w m ³ /sek.	0	0	0,009	0,017	0,026	0,035	0,043	0,052	0,050	0,069	0,078	0
	1	0,086	0,095	0,104	0,112	0,121	0,130	0,138	0,147	0,156	0,164	1
	2	0,173	0,181	0,190	0,199	0,207	0,216	0,225	0,233	0,242	0,251	2
	3	0,259	0,268	0,276	0,283	0,294	0,302	0,311	0,320	0,328	0,337	3
	4	0,346	0,354	0,363	0,372	0,380	0,389	0,397	0,406	0,415	0,423	4
	5	0,432	0,441	0,449	0,458	0,467	0,475	0,484	0,492	0,501	0,510	5
	6	0,518	0,527	0,536	0,544	0,553	0,562	0,570	0,579	0,588	0,596	6
	7	0,605	0,613	0,622	0,631	0,639	0,648	0,657	0,665	0,674	0,683	7
	8	0,691	0,700	0,708	0,717	0,726	0,734	0,743	0,752	0,760	0,769	8
	9	0,778	0,786	0,795	0,804	0,812	0,821	0,829	0,838	0,847	0,855	9
	10	0,864	0,873	0,881	0,890	0,899	0,907	0,917	0,924	0,933	0,942	10
Objętości przepływów V w mio m ³												

Uwaga: Tabele powyższe służą również dla odczytywania objętości przepływu dobowego,

$$\text{gdyż } Q_{\text{dob}} = \sum_0^I Q$$

Przykłady posługiwania się tabelą II.

Obliczenie objętości przepływu dla okresu grupowego.

Biorąc np. wartość sumy średnich przepływów dobowych w I grupie stycznia rozbijamy ją w sposób następujący.

Przykład 1

$$\sum_0^n Q_d = 3071,6 \text{ m}^3/\text{sek} = \frac{\text{tab. II A}}{300 \times 10 + 70} + \frac{\text{tab. II B}}{1,6}$$

z tabel otrzymujemy odpowiednie wartości objętości przepływu dla danej grupy dni, wówczas objętość przepływu będzie równa:

$$V_n^I = 259,20 + 6,048 + 0,138 = 265,386 \text{ mio m}^3$$

Przykład 2

$$\sum_0^n Q = 2206,8 = 2200 + 6,8$$

$$V_n^{II} = 190,08 + 0,588 = 190,668 \text{ mio m}^3$$

Przykład 3

$$\sum_0^n Q = 3384,9 = 3300 + 80 + 4,9$$

$$V_n^{III} = 285,12 + 6,912 + 0,423 = 292,455 \text{ mio m}^3$$

Przykład 4

Obliczenie objętości przepływu dla okresu miesięcznego

$$\sum_0^m Q = 8663,3 = 8600 + 60 + 3,3$$

$$V_m = 743,04 + 5,184 + 0,285 = 748,509 \text{ mio m}^3$$

Sprawdzenie: sumując wyniki przykładów 1, 2, 3 otrzymujemy wynik identyczny z przykładem 4-ym:

$$V_m = 265,386 + 190,668 + 292,455 = 748,509 \text{ mio m}^3$$

Obliczenie objętości przepływu dla okresu 50 dni:
Przykład 5

Przepływ średni roczny $Q_0 = 235 \text{ m}^3/\text{sek}$, $t = 50$ dni

$$\sum_0^{50} Q = 235 \cdot 50 = 11750 = (11000 + 700 + 50) \text{ m}^3/\text{sek}$$

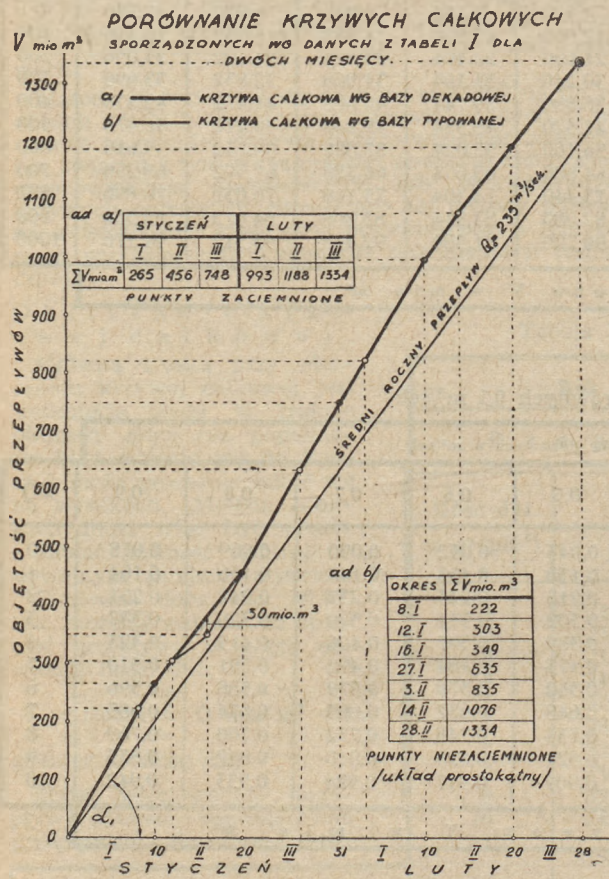
z tablicy otrzymujemy

$$V_{50} = 950,40 + 60,48 + 4,32 = 1015,2 \text{ mio m}^3$$

Wzór (1) odkrywa pewne nowe możliwości. Jeżeli weźmiemy jakikolwiek rok hydrologiczny, będziemy w nim mieli okresy znacznych wahań przepływów i

okresy przepływów o wartości prawie stałej. Trzymanie się stałej bazy *) choćby dekadowej prowadzi do pewnej nielogiczności. Rozpatrzmy to na przykładzie.

W tabeli I podano przepływy dobowe odnoszące się do interesującego nas profilu rzeki. Posługując się tabelą II, narysujemy krzywą całkową dla dwóch miesięcy. Skale wykresu obierzmy możliwie dużą (rys. 1).



Rys. 1.

Punkty wytyczające krzywą w odstępach dekadowych są oczywiście ściśle. Analizując tabelę przepływów dobowych spróbujmy zastosować nieco inny podział uwzględniający punkty charakterystyczne krzywej całkowitej, a mianowicie:

Okres badany	Suma średnich przepływów dobowych w danym okresie	Objętość przepływu w danym okresie	Suma objętości przepływu
	Σ Q m³/sek	V m³	Σ V m³
1 — 8.1	2571,5	222	222
9 — 12.1	949,7	81	303
13 — 16.1	525,8	46	349
17 — 27.1	3305,2	286	635
28.1 — 3.11	2309,3	200	835
4 — 14.11	2788,3	241	1076
15 — 28.11	2988,3	258	1344
Razem od 11.1 do 28.11	15438,1	1344	—

Po naniesieniu tej krzywej na poprzedni wykres (rys. 1) możemy stwierdzić, że wykazuje ona zgodność w okresie lutego, który charakteryzuje się

przepływami o małych wahanich, natomiast w styczniu, gdzie wahania są większe krzywe wykazują znacznie większą rozbieżność. Wybrane dane hydrologiczne zawarte w tabeli I nie mają dużych wahań przepływów, a mimo to różnica między krzywymi całkowymi opartymi na stałej i wytypowanej bazie czasu jest zupełnie wyraźna i wynosi w drugiej dekadzie stycznia 30 m³ różnicy.

Nasuwa się pytanie: czy szukanie tego rodzaju dokładności jest celowe? W zasadzie należy dążyć do tego, aby krzywa całkowita była zgodna z wykresem przepływów. Do tego celu można dojść wyłącznie przez typowanie bazy czasu. Czy jednak ten sposób liczenia krzywej całkowitej nie doprowadzi do znacznej straty czasu na skutek zwiększenia ilości punktów wytyczających i czy uzyskiwana dokładność jest potrzebna?

Zbyttna dokładność częstokroć może okazać się zbędna, zwłaszcza jeżeli wymaga dodatkowego nakładu pracy.

Projektant musi zdawać sobie jednakże sprawę z popełnionego błędu i jego wielkości. Świadomy błąd mieszczący się w z góry określonych ramach prowadzi niejednokrotnie do znacznych uproszczeń w rachunku.

Podany sposób obliczeń pozwala na stopniowe udoskonalenie wykresu, który w pierwszej fazie może mieć charakter schematyczny, a następnie może być poprawiany w miarę potrzeby i to w wytypowanych punktach.

Przy umiejętnie przeprowadzonej analizie przepływów dobowych można wybitnie zredukować ilość punktów wytyczających krzywą całkowitą zachowując w pełni żadaną dokładność.

W okresach wzebrań punkty muszą być zagęszczane, natomiast w okresach stałych przepływów, można niekiedy zastosować kilkumiesięczną bazę czasu.

Tego rodzaju przygotowanie danych hydrologicznych wymaga jednakże bardziej wyszkolonego personelu niż ten, którym normalnie się dysponuje do tego rodzaju pracy. Nie można tu stosować szablonowych formularzy, których niezaprzeczalną zaletą jest przejrzystość. Poza tym dane hydrologiczne są przygotowywane nie tylko w celu wykorzystania ich dla zbudowania krzywej całkowitej, ale i do innych obliczeń np. mocy siłowni wodnych itp., gdzie zazwyczaj potrzebne są wartości przepływów podane w postaci średnich dekadowych, miesięcznych lub rocznych.

Powyższe względy przemawiają za tym, aby zaproponować następujący przebieg obliczeń:

1. Średnie dobowe przepływy należy zestawiać wg wzoru podanego w tabeli I.

2. Obliczania objętości przepływów miesięcznych przeprowadzać wg wzoru (1) w zasadzie posługując się tabelą II*) (przy liczeniu na maszynie szybciej jest mnożyć przez współczynnik 0,0864 wg podanego wzoru).

3. Po narysowaniu krzywej i przeanalizowaniu tabeli przepływów należy wytypować punkty przecięcia krzywej całkowitej i zagęścić punkty wytyczające.

Jeżeli korzystamy z gotowych danych hydrologicznych wyrażonych w średnich dekadowych lub miesięcznych przepływach, to aby otrzymać średnie objętości przepływów można posługiwać się następującymi wzorami:

$$\text{grupa 10 dniowa} \quad V_{dek} = 0,864 \times Q_n - sr. \text{ m}^3$$

$$V_o = 0,876 \times \sum_{o}^{36} Q_n - sr. \text{ m}^3$$

$$\text{grupa 11 dniowa} \quad V_{dek} = 0,95 \times Q_n - sr. \text{ m}^3$$

gdzie V_{dek} — średnia dekadowa objętość przepływu

*) Jako bazę rozumie się okres czasu, jakim posługujemy się przy sporządzaniu danej krzywej całkowitej.

*) Z braku miejsca podano tabelę w formie skróconej. Tabela robocza może być bardziej rozbudowana.

gdzie V_o — średnia roczna objętość przepływu liczo-

$$\text{na dla 36 dekad: } 0,876 = \frac{365 \cdot 86400}{36}$$

$$\text{grupa 8 dniowa } V_{dek} = 0,69 \times Q_n - \text{sr. mio m}^3$$

$$\text{miesiąc 30 dni } V_m = 2,59 \times Q_m - \text{sr. mio m}^3$$

gdzie V_m — średnia miesięczna objętość przepływu

$$\text{miesiąc 31 dni } V_m = 2,68 \times Q_m - \text{sr. mio m}^3$$

$$V_o = 2,628 \times \sum_0^{12} Q_m - \text{sr. mio m}^3$$

$$\text{gdzie } 2,628 = \frac{365 \cdot 86400}{12}$$

$$\text{miesiąc 28 dni } V_m = 2,42 \times Q_m - \text{sr. mio m}^3$$

Wzory te należy używać również w rachunku kontrolnym. Ten sposób obliczania ma następujące zalety:

- nie przysparza roboty, gdyż wartość ΣQ musi być znajdywana i tak dla określenia średnich dekadowych lub miesięcznych przepływów,
- jest matematycznie ścisły i dogodny,
- pozwala na zagęszczenie punktów wytyczających w miarę potrzeby,
- daje możliwość szybkiej kontroli opracowywanej krzywej w dowolnym jej punkcie.

Wykonanie krzywych całkowitych i ich odmiany

Czytelność wykresu zależy od obranej skali czasowej i objętościowej. Skalę czasu wygodnie jest przyjmować 1 mm = 1 doba, względnie dla wykresów obejmujących dłuższy okres czasu niż 1 rok można przyjąć 1 mm = 2 doby, a w razie potrzeby można skalę jeszcze zmniejszyć. Skala czasowa wpływa mniej na czytelność wykresu niż skala objętościowa. Dla ułatwienia nanoszenia punktów w wypadku przejęcia dekadowej bazy czasu, można stosować podział roku na 36 dekad (360 dni), przy czym odczytywanie przepływów przy pomocy skali kątowej daje błąd b. nieznaczny. Dokładną wartość przepływu zawsze można określić na drodze rachunku analitycznego dzieląc odczytaną różnicę objętości przez czas rzeczywisty*).

Więcej trudności jest z wyborem skali objętościowej, która powinna dawać możliwość odczytywania z dokładnością zależną od wielkości rocznej objętości przepływu. Ogólnie można przyjąć następujące rozumowanie: uznając, że musimy mieć możliwość odczytywania *co najmniej* jednej tysięcznej średniej rocznej objętości przepływu, wyrażonej w milionach m^3 oraz, że nanosimy punkty na wykres z dokładnością do 0,5 mm, możemy określić skalę objętościową:

$$1 \text{ mm} \approx 0,002 V_o \text{ mio m}^3 \quad (2)$$

gdzie V_o — średnia roczna objętość przepływu.

- *) 1 doba — 86 400 sek.
 8 dni — 691 200 sek.
 11 dni — 950 400 sek.
 30 dni — 2 592 000 sek.
 31 dni — 2 678 400 sek.
 28 dni — 2 505 600 sek.
 1 rok — 31 536 · 10⁶ sek.

Otrzymaną w ten sposób skalę należy zaokrąglić w dół do jednej z następujących wartości

- 1 : 500 000
- 1 : 1 000 000
- 1 : 2 000 000
- 1 : 5 000 000
- 1 : 10 000 000 itd.

Przykład

$$V_o = 3154 \text{ mio m}^3$$

$$\text{Ze wzoru (2) } 1 \text{ mm} \approx 6,3 \text{ mio m}^3$$

obrana skala 1 : 5 000 000

$$V_o = 350 \text{ mio m}^3$$

$$1 \text{ mm} \approx 0,7 \text{ mio m}^3$$

obrana skala 1 : 500 000

Skalę kątową budujemy dla wszystkich rodzajów wykresów w sposób ogólnie przyjęty, o czym będzie jeszcze mowa.

Skalę kątową należy używać do odczytywania wartości przepływu, natomiast nanoszenie przy pomocy skali kątowej, choć teoretycznie możliwe, należy uznać za mało dokładne. Jest to skala pomocnicza i tak ją należy traktować bez umniejszenia jej roli.

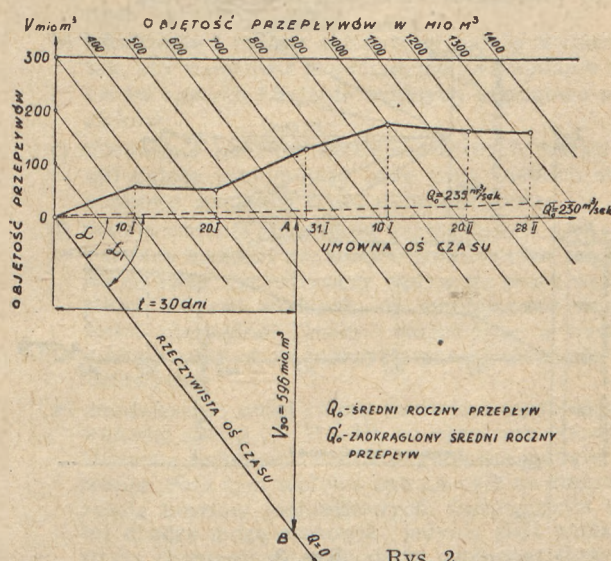
Do projektowania gospodarki wodnej najczęściej używa się krzywych całkowitych w jednym z trzech układów:

1. Krzywej całkowitej w układzie prostokątnym
2. Krzywej całkowitej w układzie skośnym
3. Krzywej całkowitej w układzie zerowym.

Krzywą całkowitą w układzie prostokątnym dla danych hydrologicznych z tabeli I przedstawia rys. 1. Wadą tego układu jest to, że przy dużych objętościach wykres rośnie w górę; jest bardzo wskutek tego nieporęczny, musi być rysowany na dużych i nieracjonalnie wykorzystanych arkuszach papieru. Skala objętości z konieczności musi być zmniejszana, co niekorzystnie odbija się na czytelności. Wykresu tego używa się do rozwiązywania gospodarki wodnej zbiorników pracujących z wyrównaniem najwyższej rocznym.

Niektórzy projektanci rozbijają krzywą na odcinki i przenoszą uciętą krzywą w dół, zaczynając ją kreślić w dalszym ciągu od nowego punktu odniesienia na skali objętości. Wykres taki traci na przejrzystości i wymaga rysowania dodatkowych podziałek.

KRZYWA CAŁKOWA W UKŁADZIE SKOŚNYM
SPORZĄDZONA WG DANYCH Z TABELI I JAK RYS 1a



Rys. 2 przedstawia krzywą całkową w układzie skośnym dla tego samego wypadku co na rys. 1.

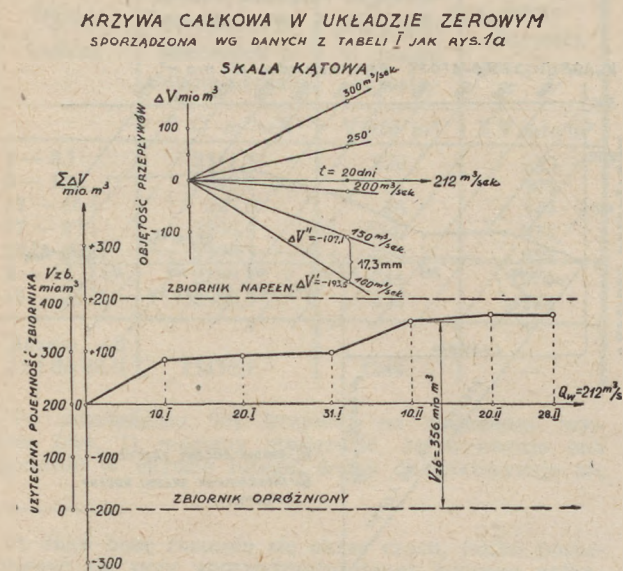
Krzywa ta powstaje w sposób następujący: na osi pionowej odkładamy objętości przepływu jak poprzednio, kierunek osi poziomej wskazuje zaokrąglony przepływ średni roczny (lub wieloletni). Rzeczywista oś czasu, której kierunek odwróciliśmy o kąt α wskazuje zawsze przepływ zerowy wyznaczony graficznie odcinkiem AB ołożonym pionowo w p. A α dni odpowiadającym dowolnie obranemu okresowi czasu. Odcinek AB jest to objętość przepływu w mio m^3 $V = 0,0864 \cdot Q'_0 t$ (Q'_0 zaokrąglony przepływ średni roczny) ołożona w skali objętościowej wykresu.

W praktyce rzeczywistej osi czasu nie bierze się pod uwagę, a czas odkłada się jak poprzednio na osi poziomej.

W danym wypadku $Q_0 = 235 \text{ m}^3/\text{sek}$. Wartość tę zaokrąglono do $Q'_0 = 230 \text{ m}^3/\text{sek}$. Odcinek AB dla $t = 30$ dni i $Q = 230 \text{ m}^3/\text{sek}$ odpowiada objętości przepływu 596 mio m^3 . Jak widać z rys. 2 zachowano tu taką samą, jak dla rys. 1, skalę czasu i objętości. Rysunek zajmuje znacznie mniej miejsca i jest łatwy do wykorzystania. Łatwo jest sprawdzić, że odległości w kierunku pionowym krzywej całkowej od linii Q_0 są na obu rysunkach (rys. 1 i 2) zgodne. Dzieląc odcinek AB na 23 części i łącząc otrzymane punkty z punktem zerowym otrzymamy skalę kątową co $10 \text{ m}^3/\text{sek}$. Objętości odkłada się i mierzy w kierunku pionowym.

Układ ten jest najbardziej uniwersalny i w praktyce szeroko stosowany. Jediną niedogodnością jest to, że skala objętościowa ma zmienny (w poziomie) punkt odniesienia. Nie jest to jednak trudność istotna, gdyż wystarczy sporządzić ruchomą miarkę zaopatrzoną w skalę objętościową, którą można przykładać w dowolnym punkcie wykresu, by odczytywanie stało się zupełnie proste i łatwe. Krzywe całkowite w układzie skośnym nadają się bardzo dobrze do studiowania zagadnień gospodarki wodnej na zbiornikach pracujących z wyrównaniem wieloletnim.

Układ zerowy różni się od poprzednio opisanych tym, że pozwala na bezpośrednie odczytywanie objętości przepływu, jaka znajduje się w zbiorniku wieloletniego wyrównania przy założonym wyrównanym odpływie.



Rys. 3.

Na rys. 3 przedstawiona jest krzywa w tym układzie wg. danych jak poprzednio z tabl. I.

Oblicza się tę krzywą w sposób następujący :

Przyjmujemy, że w punkcie początkowym zbiornik posiada połowę swojej objętości użytecznej (t. zn. gdy cała pojemność użyteczna wynosi np. 400 mio m^3 stan początkowy wynosi 200 mio m^3). Jeżeli dalej wyrównany odpływ jest równy np. $Q_m = 0,9 Q_0 = 212 \text{ m}^3/\text{sek}$, to różnica $Q - Q_m > 0$ będzie zapelniać zbiornik, zaś $Q - Q_m < 0$ będzie zbiornik opróżniać.

Sporządzamy następującą tabelkę:

	S t y c z e ń			L u t y		
	I	II	III	I	II	III
Dopływ ΣQ m^3/sek .	3071,6	2206,8	3384,9	2830,2	2254,7	1689,9
Odpływ $\Sigma Q_m = t \cdot Q_m$ m^3/sek .	2120	2120	2332	2120	2120	1696
$(\Sigma Q - \Sigma Q_m)$ m^3/sek .	951,6	86,8	52,9	710,2	134,7	-6,1
$\Delta V \text{ mio m}^3$	82,2	7,5	4,6	61,3	11,6	-0,5
$\Sigma \Delta V \text{ mio m}^3$	82	90	94	156	167	167

Wartości $\Sigma \Delta V$ nanosimy na wykres, przy czym możemy otrzymywać wartości dodatnie i ujemne.

W celu skonstruowania skali kątowej odbieramy dowolny odcinek czasu np. 20 dni i znajdujemy:

dla $Q = 100 \text{ m}^3/\text{sek}$.

$$\Sigma \Delta Q = /212 - 100/20 = 2240 \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$\Delta V' = 193,54 \text{ mio m}^3$$

dla $Q = 150 \text{ m}^3/\text{sek}$.

$$\Sigma \Delta Q = /212 - 150/20 = 1240 \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$\Delta V'' = 107,14 \text{ mio m}^3$$

$$\Delta V' - \Delta V'' = 86,4 \text{ mio m}^3$$

na pionowej odkładamy w dół $193,5 \text{ mio m}^3$, a następnie od tego punktu odkładamy w górę równą objętość $86,4 \text{ mio m}^3$ odpowiadającą w danej skali odcinkowi $17,3 \text{ mm}$. Łącząc otrzymane punkty z początkiem układu wykreśliśmy skalę kątową co $50 \text{ m}^3/\text{sek}$. jak na rysunku 3.

Linia pozioma oznacza zawsze wartość Q_m , w danym wypadku $212 \text{ m}^3/\text{sek}$.

Wykres w układzie zerowym jest bardzo wygodny, gdyż jest czytelny i zarazem poglądowy. Skalę objętości można dowolnie powiększać, przy regulacji zaś wieloletniej na stały wyrównany odpływ otrzymujemy bardzo plastyczny i nie skażony obraz wahań stanów zbiornika.

W następnej części niniejszego artykułu omówione zostanie wykonanie krzywych całkowych do obliczeń energetycznych na przykładach.

DZIAŁ III – PROJEKTOWANIE

INŻ. JÓZEF WAKSMAN

Ogólne zasady projektowania siłowni wodnych

W artykule „Energetyka Wodna w Planie Sześcioletnim” (Nr 1/50) wskazywałem na znaczenie dokumentacji technicznej, zarówno dla budownictwa wodno-energetycznego, jak i dla całej dziedziny budownictwa wodnego.

Obok szczupłości kadr naszych hydrotechników, hydrologów, hydroenergetyków itp., poważną przyczyną trudności w opracowaniu dokumentacji technicznej jest nasz brak doświadczenia w projektowaniu takich obiektów, jakie postawił przed nami Plan Sześcioletni, a jakich nie znała Polska kapitalistyczna. Musimy również pod tym względem nadrobić nasze zacofanie, czerpiąc z bogatego doświadczenia przodującej nauki i techniki radzieckiej.

W tym celu proponuję przedyskutowanie na łamach „Gospodarki Wodnej” najważniejszych metod projektowania, opracowanych w oparciu o wzory radzieckie, a to celem podniesienia na wyższy poziom naszej dokumentacji technicznej, a przez to i budownictwa oraz eksploatacji obiektów gospodarki wodnej w Polsce.¹⁾

Zadaniem projektowania jest określenie:

- całości urządzeń niezbędnych dla zainstalowania siłowni wodnej,
- obliczeniowych spadów, przepływów, mocy i produkcji energii,
- konstrukcji i wymiarów urządzeń oraz ich wyposażenia,
- metod i terminów wykonawstwa robót,
- ekonomicznych i eksploatacyjnych charakterystyk.

Inwestycje wodne w o wiele większym stopniu niż inne rodzaje budownictwa zależą od warunków hydrologicznych, topograficznych i geologicznych terenu budowy. Lokalizację siłowni wodnej, jej urządzeń i zbiornika dostosowuje się do miejsca, w którym osiągany jest maksymalny efekt energetyczny przy optymalnej charakterystyce ekonomicznej. Bogactwo najróżnorodniejszych czynników i warunków, nie podlegających typizacji ani normalizacji, powoduje wielką ilość możliwych wariantów rozwiązania. Wobec tego zasadniczą czynnością projektowania siłowni wodnej jest opracowanie i porównanie pewnej ilości rozwiązań oraz wybór spośród nich najbardziej ekonomicznych i efektywnych wariantów, przy stopniowym i kolejnym precyzowaniu projektu. Z tego ostatniego zaś wynika konieczność podziału procesu projektowania na kilka części i kolejnego ich zatwierdzania:

- W założeniach projektowych ustala się szkieletowe dane wyjściowe optymalnego energetycznego wykorzystania pewnego odcinka rzeki, na podstawie uprzednio opracowanego wodno-energetycznego schematu całego cieku lub nawet dorzecza. Orientacyjne obliczenia i szkice oparte na wstępnych badaniach terenowych winny ustalić tok dalszych, dokładniejszych badań i projektowania, celem porównania możliwych wariantów.
- Porównanie to przeprowadza się w projekcie wstępnym, który przedstawia zalety i wady poszczególnych wariantów i dokonuje wyboru jednego lub kilku najlepszych, zatwierdzając optymalne rozmieszczenie głównych urządzeń siłowni wodnej, jej energetyczne, hydrotechniczne i ekonomiczne parametry.

¹⁾ W poprzednich zeszytach „Gospodarki Wodnej” zamieszczone były artykuły inż. inż. Biernackiego i Rudnickiego, w których Autorzy zwracali uwagę na doniosłość właściwego opracowania dokumentacji technicznej dla siłowni wodnych. Niniejszy artykuł, oparty na wzorach zasad projektowania w ZSRR, powinien spowodować dalsze wypowiedzi w tej tak ważnej sprawie (Red.).

— Wybrany wariant podlega dokładnemu opracowaniu w technicznym projekcie. Na tym etapie projektowania decyduje się o wszystkich szczegółach urządzeń i ich wyposażenia, niezbędnych dla budowy siłowni wodnej i dla zamówień na dostawy. Tu należy dodać, że obecnie, ze względu na brak perspektywy z jednej i długie terminy zamówień maszynowych z drugiej strony, wykonujemy założenia projektowe z ujęciem perspektywy całej rzeki, lub przynajmniej dużego odcinka. Projekt wstępny zaś jest sporządzany w ten sposób, aby dał podstawę do zrobienia zamówień w szczególności zagranicznych. Do najpoważniejszych wad tego systemu należy niedostateczne rozpatrzenie, a zatem i uwzględnienie perspektywy rzeki lub nawet dorzecza oraz często niewłaściwy dobór turbozespołów. Za pomocą odpowiedniego wyprzedzania wykonawstwa przez projektowanie można i należy z tym dotychczasowym systemem zerwać.

- Następnie wykonuje się już rysunki robocze szczegółów urządzeń, służące do bezpośredniego wykonawstwa.
- Ostatnią fazą są rysunki wykonawcze, w których, na podstawie rysunków projektu technicznego i roboczego nanosi się wszelkie ewentualne zmiany, zaśle w trakcie budowy. Znaczenie utworzonej w ten sposób szczegółowej dokumentacji technicznej całości urządzeń i wyposażenia wybudowanej siłowni wodnej jest szczególnie wielkie w eksploatacji, przy bieżących i kapitalnych remontach i przy zamawianiu nowego wyposażenia na miejsce części zużytych.

Zatrzymajmy się teraz na kilku punktach szczególnie ważnych dla projektowania siłowni wodnej.

1) Integralne wykorzystanie zasobów wodnych ogranicza w większym lub mniejszym stopniu możliwości energetyczne, ale z punktu widzenia gospodarki ogólnonarodowej jest najbardziej celowe i opłacalne.

2) Postulat maksymalnego wykorzystania rzeki prowadzi do budownictwa kaskadowego, tzn. do zespołów stopni następujących bezpośrednio jeden po drugim.

Przy tym należy kierować się poniższymi zasadami:

- a) celowością urządzeń piętrzących poniżej dopływów i powyżej większych ośrodków urbanistycznych i przemysłowych;
- b) lokalizację i rzędne zbiorników należy wybierać tak, aby umożliwić grawitacyjne nawodnienie terenów rolnych i zalanie trudnych żeglugowo odcinków;
- c) stosowanie kanałów doprowadzających (derywacji) należy przyjmować tylko przy wielkich stosunkowo spadkach cieku naturalnego;
- d) umiejscowienie zbiorników szczególnie w górnych partiach kaskady ma wielkie znaczenie ze względu na swój wyrównawczy wpływ na pracę wszystkich siłowni wodnych, na zmniejszenie wielkości niezbędnej mocy rezerwowej a nawet zmniejszenie obliczeniowych przepływów powodziowych;
- e) zmniejszenie ilości stopni zmniejsza stosunkowe wahania spadu ($\Delta H : H$), co upraszcza wymogi stawiane turbinom i całe energetyczne manewrowanie. Poza tym wpływa ono na ogół na zmniejszenie kosztów jednostkowych. Ograniczenia na tej drodze mogą stanowić jedynie zbyt wielkie straty ekonomiczne gospodarki ogólnonarodowej;

f) w pierwszej kolejności buduje się siłownię wodną, które zapewniają produkcję koniecznej ilości energii oraz są bardziej opłacalne i położone najbliżej ośrodków zasilanych w energię. Najbardziej celową jest zazwyczaj budowa przede wszystkim górnych stopni zbiornikowych, ponieważ redukuje one straty powodziowe, dają pełną moc i energię przewidzianą dla stopnia, umożliwiają regulację odpływu poniżej stopnia i bezpośredni pobór wody ze zbiornika dla potrzeb innych użytkowników.

3) Wybór schematu przypaporowego, z kanałem doprowadzającym (derywacyjnym) lub typu mieszanego zostaje dokonany na podstawie ekonomicznych studiów poszczególnych wariantów, z uwzględnieniem wpływu zbiorników na wyrównanie i zapewnienie energii, wielkości produkcji i rezerwy mocy oraz energii. Nie należy przy tym obawiać się dużej ilości porównywalnych wariantów ani sugerować się autorytetami. I tak np. przeprowadzono studia i porównania dziesiątek wariantów przy projektowaniu „Dnieprogesu”, siłowni wodnych na Wołdze, Kamie, Ocie itd. Przy projektowaniu pewnej siłowni o mocy 25 MW i $H = 45$ m dopiero w ostatniej fazie wyboru, przy ustalonej już rzędnej górnej wody, były porównywane 4 warianty zapór, 4-urządzeń przelewowych, 3-rurociągów turbinowych i budynku elektrowni. Krótkie terminy wspólnego projektowania utrudniają oczywiście pełne zbadanie wszystkich możliwości wariantów. Byłoby jednak niesłusznym obniżać z tego powodu jakość i pełność studiów — należy iść po drodze doskonalenia organizacji projektowania.

4) Niezbędna moc i produkcja oraz rola projektowanej siłowni wodnej w systemie energetycznym, wynikające z przewidywanych wykresów obciążeń i charakterystyk pozostałych wytwórni tego systemu, wpływają decydująco na wybór mocy siłowni, ilości jednostek i pojemności zbiornika, a więc na usytuowanie i wysokość zapory itd. Ocena wielkości i charakteru obciążeń systemu energetycznego jest bardzo trudna, ponieważ powinna wybiegać na kilkadziesiąt lat naprzód.

5) Bardzo ścisła współzależność istnieje między projektowaniem a studiami i badaniami, których niedokładność prowadzi do mylnego i nierealnego projektowania. Laboratoryjne, terenowe i naukowe studia umożliwiają wybór optymalnych form urządzeń, znoszą lub zmniejszają straty energetyczne, pozwalają zmniejszać przesadne współczynniki bezpieczeństwa itd. Szczególnie trudne i ważne zarazem są studia hydrologiczne, których wyniki określają możliwości produkcyjne siłowni wodnych. Obliczeniowy przepływ powodziowy wpływa na rozmiary urządzeń przelewowych i ich rozmieszczenie w całości siłowni. Obliczenia te muszą być szczególnie staranne, ponieważ szkody wynikające z częściowego lub całkowitego zniszczenia urządzeń są prawie zawsze bardzo poważne.

Staranne zbadanie i prawidłowa interpretacja warunków geologicznych ma również w budowie siłowni wodnej pierwszorzędne znaczenie. I tak np. rozpoczęta w USA w 1929 r. budowa zapory San Gabriel o wysokości 150 m została zaniechana, ponieważ wyniki 150 wierceń o łącznej głębokości 4000 m. z powodu braku szurfów były niewłaściwie interpretowane. Po wydatkowaniu 4.000.000 dolarów wstrzymano roboty, gdyż wybudowanie zaprojektowanej zapory okazało się niemożliwe. Przesadna ostrożność może także spowodować szkody, opóźniając budowę całkowicie realnych zapór, jak np. miało to miejsce z zaporą Boulder Dam.

Studia geologiczne winny ustalać:

- możliwość postawienia zapory projektowanej konstrukcji i wysokości,
- wystarczającą wodoszczelność czaszy zbiornika,
- statystyczne właściwości i wodoszczelność gruntów, w których lub na których znajdują się urządzenia siłowni wodnej,
- możliwości zmiany cech gruntów, niedostatecznych z punktu widzenia trwałości i wodoszczelności wyżej wymienionych urządzeń.

Szurfy mają tę przewagę nad wierceniami, że pozwalają naocześnie obserwować grunty w ich naturalnych warunkach i kierunki ewentualnych przecieków. Toteż obecnie przy budowie wielkich radzieckich siłowni wodnych stosuje się otwory wiertnicze o średnicy 1 m, łącząc w ten sposób zalety wierceń i szurfów.

6) Poziom wiadomości technicznych oraz doświadczenia naukowe i laboratoryjne określają stopień uzasadnienia i realności przesłanek projektu. Szczególne znaczenie posiadają te czynniki w wielkich lub nietypowych konstrukcjach, względnie przy bardzo trudnych warunkach terenowych. I tak np. przed 20 laty zapora betonowa o wysokości 120 m, tunele o średnicy 6—7 m, agregaty o mocy 60 MW wydawały się prawie utopią. Nowatorstwo i śmiałość twórczej myśli konstruktorskiej cechują najlepsze projekty, które nie mieszczą się w sztywnych ramach norm i instrukcji, lecz wykorzystują i stosują w praktyce nieustanny postęp nauki i techniki. Innowacje te muszą być oczywiście starannie uzasadnione obliczeniami i odpowiednimi eksperymentami. I tak przy budowie siłowni wodnej Boulder Dam w USA można było zastosować za-

— zapory łukowo - grawitacyjnej — już wówczas możliwą tylko łukową, co mogło zmniejszyć o 45% kubaturę betonu.

— 16 agregatów po 82,5 MW przy spadzie przeciętnym 160 m. — 6 po 220 MW, co zmniejszyłoby kubaturę budynku o 50% i obniżyłoby poważnie koszt turbozespołów. W związku z tymi zmianami można było przeprowadzić krótkie rurociągi turbinowe w ciełe zapory zamiast w tunelach bocznych, co zmniejszyłoby wagę stali z 33 600 na 7 000 ton i uprościłoby znacznie ich konstrukcję.

Na powyższym przykładzie widać jasno brak zaufania amerykańskich konstruktorów do osiągnięć nowoczesnego budownictwa zapór, do możliwości budowy turbin i do wysokiej jakości współczesnego betonu. Cały projekt jest jak gdyby świadomie opracowany tak, aby zużycie materiałów i zakres robót były maksymalne, celem powiększenia rządowych zamówień w interesie monopolistycznego kapitału USA.

7) Projektowanie zależy również od możliwości produkcyjnych i ekonomicznych, określonych przez charakterystyki dostępnego energetycznego i budowlanego wyposażenia, środki finansowe, materiały i kadry, terminy wykonawstwa i przewidywany czasokres eksploatacji oraz ewentualną etapowość budowy.

8) Stopień dokładności i prawidłowości obliczeń ekonomicznych jest bardzo ważnym czynnikiem, rozstrzygającym nieraz o wyborze tego czy innego wariantu. Do tej sprawy wymagającej szerszego omówienia powrócimy w jednym z następnych artykułów.

9) W kosztach utrzymania siłowni wodnej pierwszorzędą rolę odgrywają koszty osobowe, do których obniżenia winien dążyć projektant przez dobór odpowiedniego wyposażenia i jego automatyzację. Nieraz dzie się już obecnie siłowne wodne sterowane zdalnie, odwiedzone tylko okresowo przez ekipy inspekcyjno-remontowe. Wymaga to oczywiście zapewnienia maksymalnej bezawaryjności wszystkich elementów siłowni wodnej, a więc ich trwałej konstrukcji, uwzględnienia całej klimatycznie - hydrologicznej specyfiki, zjawisk lodowych, sryżu, osadów, zamulenia lub rozmycia, zabezpieczenia najlepszych warunków smarowania, chłodzenia, wentylacji i ogrzewania, zaopatrzenia w wodę, olej i sprężone powietrze itd.

Możliwie jak największą jednotypowość urządzeń, robót i wyposażenia powoduje uproszczenie, przyspieszenie i potanie budowy oraz eksploatacji siłowni wodnej. Wszelkie roboty w małym zakresie są droższe niż w masowym wykonawstwie, a różnorodność urządzeń i wyposażenia bardzo komplikuje i podraża eksploatację. Nie należy wobec tego w zasadzie zestawiać zapór o rozmaitych typach na kilku małych odcinkach, stosować różnego rodzaju zasuw i napędów, różnorodne agregatory i zawory, zmienne średnice tuneli i przekroje kanałów derywacyjnych itp.

Zamieszczone poniżej dwa artykuły dotyczą przeprowadzania ekspertyz przedmelioracyjnych. Pierwszy z tych artykułów omawia ekspertyzy hydrologiczno-melioracyjne, drugi — natomiast stronę rolniczą tego zagadnienia. Obydwa artykuły mają za cel dążenie do ustalenia założeń i wytycznych do projektów melioracji i zagospodarowania.

Sekcja Łękarzy i Torfiarzy w Stow. Inż. i Techn. Wodno-Melior. zajęła się zagadnieniem ekspertyz przedmelioracyjnych i wypracowała metodę oraz odpowiednie schematy do przeprowadzania wstępnych studiów (ekspertyz) po linii hydrologiczno-melioracyjnej i rolniczo-gospodarczej.

Biuro Projektów Wodno-Melioracyjnych wykonuje ekspertyzy wg wspomnianych wyżej metod i schematów — jako pierwszy etap opracowania projektów. Daje to możliwości sprawdzenia, czy wypracowane lub będące w opracowaniu metody i schematy są właściwe i ewentualnie w jakim kierunku trzeba będzie je poprawić lub uzupełnić.

REDAKCJA

INŻ. ZYGMUNT SOCHOŃ

Ekspertyzy przedmelioracyjne

Melioracje stanowią w planowej gospodarce jeden ze sposobów polepszenia i powiększenia produkcji rolnej. Winny być zatem dostosowane do potrzeb i zadań, wypływających z planów gospodarczych.

Budowę urządzeń wodno-melioracyjnych można przyrównać do operacji, jaką technik przeprowadza na żywym organizmie natury. Wynik operacji zależy nie tylko od sposobu i umiejętności jej przeprowadzenia, ale w poważnej mierze od właściwie i dobrze postawionej diagnozy, a więc od należytego i fachowego zbadania i określenia niedomagań organizmu, postawienia celu i wybrania metody działania w zależności od właściwości całego organizmu. Nieudana operacja może albo zniszczyć żywy organizm albo wywołać konieczność dalszych zabiegów — uzupełniających lub spowodować niepożądane i nieodwracalne zmiany w organizmie.

Ekspertyza przedmelioracyjna jest pierwszym etapem rozpoznawczym do postawienia diagnozy.

Rozpoznanie i studia terenowe oraz analiza warunków przyrodniczych i ekonomicznych w ujęciu kompleksowym — pozwolą na wyciągnięcie wniosków i opracowanie metod działania technicznego i rolniczego na badanym obiekcie, w ścisłym powiązaniu z potrzebami i zadaniami, wynikającymi z planu gospodarczego. Działanie to winno zmierzać w kierunku regulowania wpływu wody na glebę i roślinność, który to czynnik wraz z pożywieniem w stanie przyswajalnym dla roślin stanowi jeden z zasadniczych elementów urodzajności gleby i rozwoju gospodarki rolnej. Regulowanie tego czynnika, jak mówi Wiljams, nie może być stosowane w oderwaniu od innych czynników, niezależnie od warunków i wymagań gospodarki rolnej i powinno w sposób trwały zapewnić wydajność danego obiektu przez wykorzystanie potencjalnych jego możliwości, zapewnić trwałość urządzeń wodno-melioracyjnych, celowe ich funkcjonowanie i łatwą obsługę.

Rozwiązanie melioracyjne musi być organicznie powiązane i ściśle dostosowane do wymagań, warunków i metod natury biologicznej, rolniczej i gospodarczej.

Melioracje wywierają poważny wpływ na kierunek procesów glebotwórczych. Rozwiązania melioracyjne winny pójść w kierunku korzystnego dla nas kształtowania tych procesów, a zatem melioracje — zgodnie z teorią Wiljamsa — winny być rozpatrywane łącznie z procesem glebotwórczym na zasadzie genetycznej. Kształtowanie tego procesu przez melioracje — to nie tylko regulowanie warunków wilgotności gleby, lecz także jej napowietrzenia, żyzności i ciepłoty, w stopniu odpowiadającym potrzebom poszczególnych okresów i faz rozwoju roślin, równoległe do odpowiednich zabiegów natury rolniczej.

Melioracje winny stanowić składową część ogólnego kompleksu urządzeń, upraw i zabiegów, składających się na całość (metoda Dokuczajewa — Wiljamsa), i nie mogą być traktowane, jako czynnik samodzielnie działający i decydujący o wynikach. Dlatego też każdy projekt melioracyjny — jak stwierdza

Kostialkow — „winien być tak opracowany, aby obejmował nie tylko system urządzeń i zabiegów hydrotechnicznych, lecz także i system nierozdzielnie z nimi związanych upraw i zabiegów rolniczych, jak układ płodozmianów, system nawożenia i upraw mechanicznych itp. i to wszystko w całkowitym ze sobą powiązaniu, nie tylko jakościowym, lecz także i ilościowym“. Melioracje winny nie tylko odpowiadać, lecz również winny być dokładnie dostosowane do wymagań, stawianych przez określony rodzaj rolniczego użytkowania terenów melioracyjnych, który w zasadzie bazuje na naturalnych, potencjalnych możliwościach danego obiektu.

Z powyższych założeń wynika, że przedmelioracyjne rozpoznanie będzie miało za zadanie zbadanie istniejących warunków naturalnych glebowych, roślinnych, hydrologicznych, gospodarczych, możliwości potencjalnych i dynamiki rozwojowej wszystkich warunków w badanym terenie oraz wytycznych planu gospodarczego. Wnioski z tego rozpoznania winny sprecyzować kierunek i system kompleksowych zabiegów zarówno technicznych, jak i rolniczych, zmierzających do uzyskania jak najlepszych, trwałych i coraz bardziej wzrastających wyników.

* * *

W obecnym etapie rozpracowywania zagadnienia studiów przedmelioracyjnych rozróżniamy 3 fazy:

- 1) ekspertyzy generalne,
- 2) ekspertyzy (studia) wstępne przedmelioracyjne,
- 3) szczegółowe studia do projektu melioracyjnego.

Poniżej omówię przeprowadzanie ekspertyz z punktu widzenia hydrologiczno-melioracyjnego.

Ekspertyza generalna hydrologiczno-melioracyjna¹⁾

Ta faza studiów wymaga wypracowania metody i sposobów przeprowadzania, a przede wszystkim ustalenia, w jakim kierunku i w jakim zakresie należy przeprowadzać studia generalne m. in. na odcinku gospodarki wodnej, ze szczególnym uwzględnieniem rozbudowy urządzeń wodno-melioracyjnych.

Jakie — moim zdaniem — winny być zasadnicze założenia ogólne do generalnych ekspertyz hydrologiczno-melioracyjnych?

Melioracje przeprowadzane dotychczas na pewnych obiektach, wymagających uregulowania stosunków wodnych, rozwiązywały zagadnienia gospodarki wodnej w obrębie danych obiektów najczęściej bez liczenia się z warunkami, względnie potrzebami wodnymi innych terenów, ciężących do danego odbiornika albo do głównego cieku wodnego. Tego rodzaju — z punktu widzenia całości gospodarki wodnej w „lew-

¹⁾ Wg opracowania pt. „Założenia ogólne do generalnych ekspertyz hydrologiczno-melioracyjnych“ złożonego przez autora w Zarządzie Głównym Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych.

ni — fragmentaryczne rozwiązania melioracyjne na szeregu obiektów mogą zmienić reżim wodny w dorzeczu w niekorzystnym kierunku dla dobra całej gospodarki narodowej, a w szczególności dla rolnictwa — przede wszystkim w zakresie samych melioracji, a następnie dla komunikacji, energetyki wodnej, przemysłu itp.

Wobec intensywnego rozwoju naszej gospodarki narodowej na różnych odcinkach zapotrzebowanie wody coraz bardziej wzrasta. Zarówno przemysł, energetyka i komunikacja wodna, gospodarka komunalna, jak i rolnictwo będą zużywały coraz więcej wody. Ten problem ma szczególne znaczenie dla rolnictwa, którego intensyfikacja prawie na całej powierzchni naszego kraju może doprowadzić do tego, że odpływy wody ze zlewni do rzek szczególnie w okresie wegetacyjnym poważnie zmaleją, a najbardziej tam, gdzie stosunek użytków zielonych do arealu wszystkich gruntów jest wysoki i gdzie woda będzie potrzebna w dużych ilościach do nawodnienia.

Z punktu widzenia całości gospodarki narodowej musi być stworzony plan gospodarowania wodą w zależności od naturalnych i technicznych możliwości oraz od potrzeb i ich hierarchii różnych zainteresowanych resortów.

Tak jak nie powinniśmy ograniczać się do rozwiązywania gospodarki wodnej w obrębie konkretnego obiektu, tak nie możemy również traktować zlewni danego cieku jako fragmentu zamkniętego w sobie. Ciek dostarcza wodę ze swej zlewni do większej rzeki i ta woda może spełniać zadania gospodarcze daleko poza zlewnią, z której odpłynęła. Stąd wynika konieczność objęcia generalnymi wstępnymi studiami hydrologiczno-melioracyjnymi dorzeczy większych rzek.

Z tych założeń wypływają dwa zasadnicze kierunki studiów generalnych:

I. Zebranie danych hydrologicznych, meteorologicznych i opracowanie istniejącego bilansu wodnego (tzw. surowego) w przekroju wieloletnim oraz dla roku mokrego i suchego, dla odpowiednich przekrojów głównego odbiornika i bocznych dopływów.

II. Zebranie danych w zakresie:

a) potrzeb wodnych i ich hierarchii zainteresowanych gałęzi gospodarki narodowej i wytycznych do przestrzennego zagospodarowania w dorzeczu — w pierwszym rzędzie rolniczo-leśnego, bowiem rolnictwo i leśnictwo, jako najbardziej rozległe powierzchniowo gałęzie gospodarki narodowej, mają istotny i poważny wpływ na kształtowanie się bilansu wodnego,

b) możliwości terenowych, gospodarczych i technicznych gospodarowania wodą.

Po opracowaniu surowego bilansu wodnego na podstawie danych wymienionych w punkcie I oraz po zebraniu i po zanalizowaniu danych, przytoczonych w punkcie II, opracowujemy zapotrzebowanie wody na różne cele z uwzględnieniem potrzeb i możliwości rozwojowych całości gospodarstwa narodowego, albo — o ile wzrośnie zużytkowanie wody w przyszłości w porównaniu ze stanem istniejącym. Przez porównanie elementów przewidywanego zapotrzebowania wody względnie wzrostu zużycia z danymi surowego bilansu wodnego, otrzymamy w wyniku obraz zmian w bilansie wodnym w przyszłości w porównaniu z teraźniejszością. Da to podstawę do wniosków, czy będziemy musieli w sposób sztuczny wpływać na kształtowanie się bilansu wodnego w wypadkach, gdy ten bilans będzie się formował w kierunku ujemnym.

W naszych warunkach należy się spodziewać, że przyszły bilans będzie kształtował się prawie wszędzie, szczególnie w pasie środkowym i północnym Polski, w kierunku ujemnym i najdotkliwiej to wystąpi w okresie wegetacyjnym.

Dla ustalenia, w jaki sposób będziemy wpływać na kształtowanie się bilansu wodnego w przyszłości w całej zlewni, musimy (prócz warunków geologicznych,

morfologicznych, glebowych, hydrologicznych, meteorologicznych itp.) poznać:

1) Stan i dynamikę rozwojową i pożądany kierunek rozwoju rolnictwa, leśnictwa i innych gałęzi gospodarki narodowej — zależnie od naturalnych predyspozycji danego terenu i planowych potrzeb Państwa.

2) Rodzaj i stan użytków rolnych i leśnych oraz potrzeby uregulowania stosunków wodnych, ze szczególnym zwróceniem uwagi na kompleksy bagienne i istniejące jeziora i zbiorniki wodne.

3) Rodzaj i stan istniejącej naturalnej sieci wodnej i sztucznych urządzeń wodnych i melioracyjnych w całej zlewni oraz sposób i efekt ich wykorzystania z punktu widzenia gospodarczego i technicznego i wpływu na istniejący bilans wodny i na całość krajobrazu.

4) Dynamikę rozwojową stosunków wodnych na kompleksach bagiennych, w dolinach cieków i w dorzeczu jako całości oraz przyczyny istniejącego stanu.

5) Specjalne urządzenia gospodarcze (przemysłowe, komunikacji i energetyki wodnej, gospodarki komunalnej, budownictwa itp.), które związane są z gospodarką wodną.

6) Miejsca (obszary) nadające się pod sztuczne zbiorniki wodne (względnie istniejące jeziora i zbiorniki wodne) dla magazynowania wody pozimowej, względnie powodziowej, na okres letni do nawodnień.

Na tych podstawach — zebranych, rozpoznawczych i obliczeniowych — będziemy mogli stworzyć koncepcję krajobrazu, który w danym dorzeczu ukształtuje się w przyszłości, ze szczególnym uwzględnieniem potrzeby zrównoważenia bilansu wodnego. Na tym tle trzeba wypracować koncepcję rozwiązań poszczególnych elementów składowych krajobrazu, a więc przede wszystkim zagospodarowania rolniczego i leśnego, z uwzględnieniem intensyfikacji gospodarczej terenu i unowocześnienia środków i metod produkcji oraz hierarchię potrzeb i kolejność realizacji.

Jako następny etap opracowania będzie generalne rozwiązanie zagadnień gospodarowania wodą przy pomocy istniejących i planowanych cieków, zbiorników i sztucznych urządzeń wodnych, ze szczególnym uwzględnieniem urządzeń wodno-melioracyjnych w całym obszarze. Stąd też może wynikać potrzeba wykorzystania istniejących jezior, względnie budowy sztucznych zbiorników dla magazynowania wody dla celów nawodnienia, żeglugi, energetyki itd.

Ekspertyza winna być ujęta w formę operatu i do operatu winny być dołączone wnioski fachowców, biorących udział w ekspertyzie i opracowaniu.

Z powyższego ujęcia wynika, że wnioski nie mogą ograniczać się jedynie do potrzeb wodno-melioracyjnych, a powinny dotyczyć również kierunku planu i hierarchii potrzeb zagospodarowania całego dorzecza i to w zakresie zainteresowania różnych gałęzi gospodarki narodowej, przede wszystkim zaś na odcinku rolniczym i leśnym. Bowiem na gospodarce wodną, a więc i na kształtowanie się bilansu wodnego w dorzeczu, ma wpływ kompleks różnych czynników i nie można ich rozpatrywać ani rozwiązywać oddzielnie, w oderwaniu od innych. Poznanie tych czynników, wzajemne ich powiązanie, skoordynowanie i uwzględnienie w planie rozbudowy kraju powinno zapewnić — po realizacji zamierzeń inwestycyjnych najlepszy efekt gospodarczy.

Wstępne studia przedmelioracyjne

Dotyczą one już konkretnego obiektu, który wchodzi do planu gospodarczego i na którym trzeba wykonać zagospodarowanie m. in. przy pomocy urządzeń wodno-melioracyjnych. Zagospodarowanie tego terenu winno uwzględniać wytyczne zawarte we wnioskach ekspertyzy generalnej, wytyczających do pewnego stopnia kierunek i rolę gospodarczą dla dorzecza, w którym znajduje się obiekt w danym rejonie gospodarczym oraz wyznaczających mu pewne ramy i funkcję w dziedzinie gospodarki wodnej większego

dorzecza. Ponieważ ekspertyza generalna nie może rozpatrywać w zasadzie poszczególnych obiektów w danym dorzeczu, dlatego też wstępnymi studiami należy objąć dany obiekt, ale na tle warunków i możliwości dorzecza, w skład którego on wchodzi.

W tej fazie studiów trzeba wykonać:

I. Rozpoznanie obiektu typowanego do melioracji.

II. Rozpoznanie zlewni.

III. Naświetlenie spraw wodno-prawnych.

IV. Opracowanie wniosków.

Przed wyjazdem w teren należy zebrać i przestudiować materiały, jakie istnieją odnośnie badanego obiektu i jego zlewni, a więc mapy w skali 1:100 000 lub innej, dane hydrologiczne, geologiczne, glebowe, gospodarcze (m. in. wytyczne planu gospodarczego) itp., które ułatwią zorientowanie się i zrozumienie zjawisk, z jakimi spotykamy się w terenie podczas rozpoznania oraz jakie są warunki i założenia gospodarcze dla tego terenu.

Rozpoznanie w terenie winno iść nie tylko w kierunku stwierdzenia stanu, w jakim dany obiekt, przewidziany do regulacji stosunków wodnych i do zagospodarowania, obecnie się znajduje, a więc zaobserwowania zjawisk od strony statycznej, — ale również stwierdzenia i uzasadnienia przyczyn istniejącego stanu oraz jego dynamiki rozwojowej. A zatem musimy odtworzyć historię powstania zjawisk, jakie obserwujemy na obiekcie, gdyż to naświetli bezpośrednio przyczyny istniejącego stanu oraz w jakim kierunku będą te zjawiska się rozwijały i czy stan obecny bez ingerencji techniki rozwinię się korzystnie, czy też nie i w jakim kierunku należałoby w sposób sztuczny uregulować stosunki wodne i poprowadzić zagospodarowanie, licząc się z wykorzystaniem naturalnych możliwości i warunków danego obiektu.

Dla należytego ujęcia i scharakteryzowania danego obiektu w myśl tych wytycznych, niezbędnym jest jednocześnie rozpoznanie jego zlewni, bowiem zlewnia ma najczęściej poważny wpływ na kształtowanie się zjawisk hydrologicznych, gleb i pokrycia roślinnego na danym obiekcie.

Przy rozpoznaniu wodno-melioracyjnym musimy na danym obiekcie zwrócić szczególną uwagę na stosunki wodne, a więc na występowanie nadmiaru względnie braku wody, gdzie i w jakich okresach roku. Musimy dociec jakie są istotne przyczyny zabagnienia czy też przesuszenia i jakie środki zaradcze należy zastosować, aby stan istniejący polepszyć albo zmienić w sposób korzystny. Należy zbadać dokładnie istniejące cieki, ich działalność, zjawiska erozji, zarastania, przyczyny tego stanu oraz jego dynamikę rozwojową i stwierdzić, czy ciek wymaga regulacji, jakim systemem i czy konieczne jest zabezpieczenie doliny przed powodzią (jakimi), oraz jaki wpływ mogą mieć obwałowania na koryto rzeczne, na gleby i roślinność w dolinie.

O ile już istnieją pewne urządzenia wodno-melioracyjne na danym obiekcie lub na sąsiednim o podobnych warunkach, należy zbadać, jak te urządzenia działają, czy spełniają swoje zadania, jaki jest ich stan.

Należy również stwierdzić podczas rozpoznania, jakie są materiały do robót na danym obiekcie lub w jego sąsiedztwie, czy miejscowa ludność jest obeznana z robotami wodno-melioracyjnymi.

Przy rozpoznaniu należy zasięgać informacji u miejscowej ludności zwłaszcza starszej, która najbardziej zna teren i jego warunki oraz potrzeby, szczególnie w zakresie występowania zjawisk hydrologicznych.

Rozpoznanie w zlewni, jak już wyżej powiedziano, winno iść w kierunku stwierdzenia wpływu zlewni na dany obiekt i wyjaśnienia przyczyn nieraz wielu zjawisk, jakie obserwujemy na danym obiekcie. A zatem musimy w zlewni poznać warunki geologiczne, meteorologiczne, hydrologiczne, glebowe, stan i rodzaj użytków i zalesienia, warunki retencji, spływów, obszary użytków zielonych z uwagi na potrzeby nawodnienia, zjawiska erozyjne na powierzchni terenu i w ciekach, urządzenia wodne korzystające z wody

i jakiego rodzaju oraz jaki wpływ mogą mieć na gospodarkę wodną zlewni, szczególnie w odniesieniu do badanego przez nas obiektu, warunki gospodarcze itp. Prócz tego musimy wyjaśnić sprawę gospodarowania wodą na danym obiekcie, szczególnie wtedy, gdy będziemy pobierali wodę z cieku na dany obiekt do nawodnienia.

Jeśli w zlewni istnieje stosunkowo duża powierzchnia użytków, które są, albo muszą być w przyszłości nawodnione, to należy poważnie się zastanowić, czy dany obiekt, na którym przewidujemy meliorację i zagospodarowanie, będzie miał w dostatecznej ilości wodę do nawodnienia, czy też może istnieją inne obiekty powyżej lub poniżej, na których użycie wody będzie korzystniejsze i gospodarczo bardziej uzasadnione.

Czasami zachodzi konieczność nawodnienia danego obiektu a jednocześnie dochodzi się do wniosku, że wody nie wystarczy. Wtedy należy rozpatrzyć, czy nie można zmagazynować wodę z okresu wielkich wód — w jeziorach, większych stawach, w sztucznych zbiornikach melioracyjnych, albo czy nie da się wody doprowadzić z obcej zlewni.

Od tego będzie zależał system i sposób rozwiązania melioracyjnego i rolniczego na rozpatrywanym obiekcie.

Dla naświetlenia potrzeby rozpoznania nie tylko obiektu, ale i zlewni podam następujący przykład:

Obiekt o powierzchni kilku tysięcy ha łąk i pastwisk, położony w dolinie rzecznej na odcinku kilkunastu km, wymagał melioracji szczegółowych i zabezpieczenia przed powodzią. Rzeka ze zlewnią ponad 1000 km² niosła — szczególnie przy wielkich wodach — dużo rumowiska, które wyrzucane na łąki i pastwiska powodowało zamulanie istniejących w niedużej ilości rowów, zapiaszczenie łąk i pastwisk i tworzenie szerokich warg brzegowych, które utrudniały odpływ wody z doliny do koryta rzecznej. Stagnująca przez długi czas woda utrudniała gospodarkę rolną w zabagnionej dolinie. W tych warunkach zdecydowano się na obwałowanie rzeki oraz na zmeliorowanie doliny i w tym kierunku miało pójść opracowanie projektu. Łąki przeważnie na płytkich torfach na ogół ubogich wymagały nawodnień i to zalewowych; do tego potrzebne były znaczne ilości wody. Rzeka prowadziła na tym odcinku wystarczającą ilość wody, potrzebną dla danego obiektu. Po bliższym zbadaniu warunków i potrzeb regulacji stosunków wodnych nasunęły się wątpliwości natury technicznej. Przez obwałowanie rzeki nastąpiłaby koncentracja wielkich wód w międzywale, a więc na stosunkowo wąskiej przestrzeni doliny; spowodowałoby to powiększenie średniej prędkości wody w korycie rzecznej. Zwiększone zostałyby w ten sposób ilości prowadzonego rumowiska, które stopniowo załadowałoby przestrzeń międzywala i po pewnym czasie zaistniałaby konieczność podniesienia korony wałów. Ażeby tego uniknąć należałoby w tych warunkach zapobiec ruchowi rumowiska, albo zmniejszyć je do rozmiarów, które nie miałyby istotnego wpływu na stany wód wielkich w granicach obwałowania. Po bliższym zbadaniu koryta rzecznej i dopływów, nawet drobnych oraz warunków w dolinie i zlewni okazało się, że rumowisko pochodzi z erozji dennej i bocznej koryta rzecznej i dopływów oraz z powierzchni niezalesionej zlewni o znaczniejszych spadach. W dolinie głównego cieku oraz bocznych dopływów powyżej i poniżej badanego obiektu znajdują się duże obszary użytków zielonych, które również wymagają melioracji łącznie z nawodnieniami.

Stąd wynika wniosek, że jeśli chcemy uporządkować stosunki wodne i stworzyć odpowiednie warunki do zagospodarowania doliny rzecznej w obrębie danego obiektu, musimy ująć zagadnienie ruchu rumowiska i gospodarowania wodą do nawodnień w sposób kompleksowy — w odniesieniu do całej zlewni, gdyż lokalna regulacja rzeki w obrębie obiektu nie zlikwidowałaby ruchu rumowiska i byłoby wątpliwe, czy koryto w takich warunkach byłoby trwałe... Dysponowanie w przyszłości wodą do nawodnienia wyłączanie na dany obiekt byłoby ze szkodą dla użytków zielonych, leżących powyżej i poniżej, gdzie w dodatku względy gospodarcze bardziej przemawiały za po-

trzebą intensywnych melioracji z nawodnieniem i zagospodarowaniem.

W związku z tym wynika potrzeba przeprowadzenia generalnej ekspertyzy dla całej zlewni, w celu ustalenia wytycznych do gospodarowania wodą dla potrzeb różnych kompleksów użytków zielonych, do likwidacji albo zmniejszenia ruchu rumowiska drogą regulacji cieków, odpowiedniego zagospodarowania stoków doliny i powierzchni zlewni (przez zalesienie, zadrzewienie, rodzaj upraw, kierunki orki, formowanie stoków celem zabezpieczenia przed erozją powierzchniową itp.). Dla pokrycia zapotrzebowania wody do nawodnień potrzeba będzie przewidzieć i wytypować miejsca pod budowę zbiorników — magazynów wodnych, które jednocześnie spełniałyby rolę zbiorników zmniejszających fale powodziowe. Po ustaleniu tych wytycznych można będzie we właściwym kierunku nastawić prace przy studiach wstępnych i szczegółowych oraz przy opracowaniu projektu melioracji i zagospodarowania zainteresowanego obiektu.

Jeśli się decydujemy na przeprowadzenie melioracji na danym obiekcie, musimy wyraźnie stwierdzić, czy wymaga on melioracji i zagospodarowania, w jakim rozmiarze, jakiego rodzaju i w jakim kierunku mają iść zabiegi techniczne i rolnicze oraz jakie koszty to za sobą pociągną. Należy również określić, jakiego rodzaju i w jakim zakresie trzeba przeprowadzić studia do opracowania pełnej dokumentacji technicznej. Należy to ująć we wnioskach po dokonaniu rozpoznania w terenie i w ujęciu w operat całości ekspertyzy. Ekspertyza i wnioski będą podstawą do wy-

dania odpowiedniego orzeczenia, opracowania założeń projektowych, wykonania studiów szczegółowych i dądzą projektantowi drogowskaz, w jakim kierunku ma iść rozwiązanie i opracowanie szczegółowe projektu melioracji i zagospodarowania danego obiektu.

Studia szczegółowe

Studia szczegółowe obejmują wykonanie pomiarów sytuacyjno-wysokościowych, studia hydrologiczne, badania szczegółowe gleb, gruntu i roślinności ew. studia specjalne, jak: gospodarcze, techniczno-geologiczne, naukowe w zakresie hydrotechnicznym, rolniczym i tp., w myśl wskazań podanych w ekspertyzie wstępnej.

Tej fazy nie będziemy omawiali szczegółowiej, gdyż to przekracza ramy niniejszego referatu.

*

Wyżej podane wytyczne odnośnie wstępnych ekspertyz przedmelioracyjnych dotyczą przede wszystkim obiektów z użytkami zielonymi. Im większy obiekt, im bardziej skomplikowane występują zagadnienia gospodarki wodnej i rolniczego wykorzystania, tym dokładniej i bardziej wnikliwie winny być wykonywane wstępne studia przedmelioracyjne, tym lepsi fachowcy winni te studia przeprowadzać. Najbardziej wskazanym jest, żeby studia wstępne przeprowadzali ci fachowcy, którzy będą opracowywali projekt melioracji i zagospodarowania danego obiektu.

INŻ. JÓZEF PROŃCZUK

Ekspertyzy przedmelioracyjne

Ekspertyzy przeprowadza się przy różnych okazjach i przy różnych zagadnieniach. Wykonywanie ekspertyz dla celów melioracji, datuje się sprzed wojny. Do niedawna istniało u niektórych ludzi przekonanie, że z prac melioracyjnych i łąkarskich, najłatwiejszą rzeczą jest przeprowadzanie ekspertyz.

Jeśli zważyć, że dotychczas ekspert sam sobie stawiał zadanie, sam je wykonywał, notował rzeczy, które znał, a pomiędzy te, których nie znał, nie przytaczał materiału, na którym oparł wnioskowanie, a wagę wnioskom nadawał swym rzekomym autorytetem fachowym, ponadto, jeśli ekspertyzy te mało kto czytał, a jeszcze mniej brano je pod uwagę przy projektowaniu — to w przytoczonym przekonaniu było dużo racji.

Nie mówię tu o ekspertach, którzy bez względu na to czy im się stawia zadanie, czy też stawiają je sobie sami, zawsze wnoszą wysokie wartości w projektowane dzieła z racji wysokich kwalifikacji i znajomości przedmiotu. Takich jest nie dużo.

Problem wcielania zdobyczy naukowych do praktyki, robienia lepiej niż się robiło, przystosowania nowych, ogólnych zasad agrobiologii do konkretnych wypadków i obiektów — nie pozwala poprzestawać na nielicznych jednostkach, które nie są w stanie wykonać ogromu pracy, zakreślonej Planem 6-letnim i planami gospodarczymi w ogóle. Musimy do celów rzeczoznawstwa sięgnąć po ludzi zwykłych i ci ludzie mają dać dobrą robotę — dobry i przydatny materiał do projektowania.

Z tych przyczyn, praca w zakresie ekspertyz przedmelioracyjnych poszła w kierunku konkretyzacji zagadnienia.

O potrzebie ekspertyz nie potrzebujemy mówić wobec ogólnego zrozumienia, ale musimy dużo jeszcze powiedzieć, jakimi ekspertyzami mamy się zajmować i jak te ekspertyzy mają wyglądać w szczegółach.

O ekspertyzach hydrologiczno - melioracyjnych mówił inż. Sochoń, ja postaram się naświetlić stronę rolniczą tego zagadnienia.

W całym kraju stoimy przed problemem braku wody. Narazie brak ten jest okresowy, dotyczy niektórych kultur i występuje regionami uboższymi w opady atmosferyczne, regionami, które przy tym osiągnęły wyższy szczebel kultury rolnej, osiągając lepsze niż gdzie indziej plony. Dochodzi się do tego, że wśród rolniczych środków, którymi rolnik dysponuje w tworzeniu produkcji zaczyna brakować wody. Okresowa posusznosc staje na przeszkodzie wykorzystaniu tych środków i dalszemu dźwiganiu plonowania wzwyż.

Zbliżyliśmy się do fazy rozwoju rolnictwa, w której musimy rozpatrzyć problem zasilania rolnictwa wodą, gdyż to, co spada w postaci deszczu już nie wystarczy. Musi być pobrana woda stąd, gdzie ona jest i doprowadzona na takie czy inne użytki. Poboru nie może dokonywać kto chce, kiedy chce i skąd chce. Stajemy przeto przed zagadnieniem reglamentacji wody.

Ten problem, jak również problem dewastacji dokonanych przez wojnę i złą gospodarkę kapitalistyczną na obszarach rolniczych dyktują potrzebę przeprowadzenia na obszarze całego kraju tak zwanych „ekspertyz generalnych“.

Ekspertyza generalna na wzór ekspedycji naukowych w Związku Radzieckim ma na celu badanie pewnych, określonych rejonów pod względem ich predyspozycji przyrodniczych dla produkcji rolnej, wyznaczenie im roli w tej produkcji, a następnie ustalanie metod i środków do usuwania tych wad terenu, które hamują planowaną produkcję. Przygodna i oparta na tradycyjnych przekonaniach ocena terenów produkcyjnych nie wytrzymuje dziś krytyki. Zmieniły się radykalnie poglądy na możliwości produkcyjne. Nowe uprawy wchodziły dziś na tereny, na których dotychczas nie bywały. Mówimy dziś o powszechnej uprawie lucerny, gdy dotychczas typowaliśmy pod jej siew tylko nieznaczne skrawki doborowego terenu; rozszerzamy obszar pszenicy i jęczmienia, idziemy coraz dalej z tytoniem, burakiem cukrowym, ryżem itp. Mówimy o aklimatyzacji całego szeregu rzadkich kul-

tur. Z przyjmowanych, tak zwanych „dobrych“ plonów łąki, w wysokości 50 q, sięgamy po plany 70 — 80 q siano, a z 2000 jednostek karmowych na pastwisku, chcemy przejść do wydajności 5 — 6 tysięcy.

Musimy przystąpić do rewizji poglądów na dotychczasowe możliwości produkcyjne poszczególnych rejonów kraju poprzez przebadanie tych rejonów w oparciu o nowoczesne zdobycze nauki, dla właściwego i lepszego ich wykorzystania w gospodarce narodowej.

Chodzi o należyte rozpatrzenie wszystkich czynników stanowiących o produkcji rolnej, a podlegających melioracji, jeśli są niewłaściwe a przez człowieka lub samorzutnie przez naturę zepsute. Czynniki te są:

- gleba,
- stosunki wodne,
- pokrycie terenu,
- sposób jego użytkowania.

Gleba i woda to czynniki sprzężone i nie dające się od siebie oddzielić. Nadmierne uwilgotnienie, stagnacja i niedosyty, to nie tylko problem przyszłej należytej gospodarki wodnej, ale to problem doraźnego uruchomienia pełnego potencjału rolniczego gleby. Niedomagania gleby, to tak jak niedomagania organizmu ludzkiego, muszą być zbadane na miejscu, wnikliwie i ze znajomością rzeczy; musi być postawiona diagnoza. W „cudotwórców“, którzy potrafią leczyć bez diagnozy przestajemy wierzyć.

Pokrycie terenu wpływa na klimat w ogóle, a mikroklimat w szczególności. Obnażanie terenu z drzew i roślinności darniotwórczej prowadzi nie tylko do złych urodzajów, ale do katastrofy. Wyorane z darniny zbocza, erodują. Erozja odsłania martwe podłoże na górze i grzbiecie urodzajną glebę w dole, zanoszą nie raz łąki nieodpowiednimi namuleniami, zawala koryta rzeczne wciąż wędrującym rumowiskiem i obciąża beczennymi dla rolnictwa zawiesinami, wynoszonymi przy tym bezpowrotnie do morza.

Na terenie огоłoconym z lasu wysychają i spalają się torfowiska, położone na terenach z wyraźnym spadem. Wiatr hula po ogromnych przestrzeniach, osuszając atmosferę i zmywając CO₂, tak potrzebny w syntezie masy zielonej. Prądy wstępujące rozgrzanego i suchego powietrza są powodem rozpylania się chmur i nie dojdą do ich skroplenia nad takim terenem.

Są to schorzenia, które szeroko pojęta melioracja ma leczyć. Nie obejdzie się tu bez udziału fachowców, którzy teren muszą zbadać, nim diagnozę postawią.

Musi być zbadany również sposób użytkowania przestrzeni rolniczej. Niewłaściwa orka, wchodzenie w doliny przeznaczone na odebranie fali powodziowej z uprawami, nie znoszącymi zalewu a nawet z zabudowaniami, bezprzykładne niszczenie całych dużych torfowisk przez drobne wykopy dla celów opałowymi itp. zjawiska są tylko częścią przykładów tych niewłaściwości, które zbadane i naprawione w czasie, mogą przynieść Państwu i użytkownikowi ogromne korzyści.

W ekspertyzach generalnych nie chodzi o montowanie specjalnych ekip, przydzielanie ludzi, którzy tylko pojedają te rzeczy zbadać; nie chodzi o produkowanie specjalnych ekspertów itp. Chodzi o to, by poszczególnych znawców tematu i terenu, ludzi nauki i wysoko kwalifikowanych fachowców wykorzystać do zgromadzenia danych o terenie pod kątem widzenia naszych potrzeb, a potem korzystając z ich wiedzy i doświadczenia — doprowadzić nie tylko do diagnozy, ale i do wyznaczenia w ogólności najłatwiejszych środków leczenia, które technika melioracyjna jest zdolna pacjentowi podać.

Tak wyobrażone ekspertyzy generalne dadzą wskazania właściwego użytkowania terenu i rozwiązywania tych zagadnień, które w Związku Radzieckim są określane mianem „organizacji terytorii“, a z drugiej strony pociągną naukowców w teren, dając możliwość powiązania nauki z praktyką.

Ostateczna forma i treść ekspertyz generalnych nie jest jeszcze opracowana. Sprawa ta jednakże posuwa się wciąż naprzód, w ramach prac Sekcji Łąkarzy i Torfiarzy Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Wodno - Melioracyjnych i będzie w roku bieżącym dokonana.

Jedną próbę dokonania takiej ekspertyzy mamy poza sobą, następna jest na warsztacie Biura Projektów Wodno - Melioracyjnych.

*

Drugim rodzajem ekspertyz są wstępne studia przedmelioracyjne. Najwłaściwiej byłoby, żeby studia te przychodziły po ekspertyzach generalnych. Wówczas ekspertyza generalna wskazywałaby na istotne potrzeby terenu od strony wodno - melioracyjnej. Wstępne studia przedmelioracyjne mają bowiem właśnie ten aspekt. Umieszczenie ich na szerszym tle, zarysowanym ekspertyzą generalną, miałyby duże znaczenie w rozwiązywaniu konkretnych projektów wodno - melioracyjnych, a więc i studiów, które temu celowi mają służyć. Może kiedyś do tego dojdziemy. Obecnie jednak życie wymaga dokonywania wstępnych studiów przedmelioracyjnych przed ekspertyzami generalnymi.

Ze względu na konkretne zainteresowanie we wstępnych studiach przedmelioracyjnych melioracjami wodnymi i konkretnym obiektem jakiegoś rejonu rolniczego, studia te zamykają się granicami zlewni, należącej do badanego, a potem meliorowanego obiektu.

Najważniejszą częścią terenu, obejmowanego studiami wstępnymi jest dolina. W rozumieniu niniejszego referatu, określenie „dolina“ używa się w szerszym nieco słowa znaczeniu, niż dolina rzeczna, gdyż obejmuje ona wszystkie miejsca, gdzie kumulują się lub przepływają wody zlewni i gdzie roślinność wegetuje pod znakiem większych zasobów wodnych, niż dają spadnie na ten teren opady atmosferyczne.

Przedmiotem badań w dolinie od strony rolniczej są:

- gleby — ich rodzaj, miąższość, uwilgotnienie, kierunek procesu glebotwórczego, namulenie i rozkład, właściwości osiadania (jeśli chodzi o gleby organiczne) itp.,
- użytkowanie i wartość użytków rolnych obiektu,
- zjawiska mikroklimatyczne,
- przyczyny niewłaściwych stosunków wodnych,
- możliwość wykorzystania wody do podniesienia plonów i jej wartość rolnicza.

Dla zrozumienia wielu zachodzących zjawisk w dolinie dane te nie wystarczają. Nie wystarcza to również do postawienia wniosków, dotyczących uzdrowienia niewłaściwych stosunków w dolinie, a to z tych przyczyn, że nie dolina, lecz zlewnia ponosi odpowiedzialność za cały szereg obserwowanych w niej zjawisk. Np. gwałtowność fali powodziowej, którą dolina odbiera, wynikać może z wylesienia i pocięcia zlewni rowami odpływowymi; stagnacja wody w dolinie może być spowodowana napływami, które zaciskają, lub zawałają odpływ; obniżanie się plonów — skutkiem osadzenia niekorzystnych, lub w niekorzystnej porze namulów, pochodzących ze zlewni w wyniku zmiany systemu lub techniki gospodarowania itd.

Nie ma doliny, do której z wodą nie przychodziłyby dodatnie lub ujemne czynniki, kształtujące życie i wydajność użytków w samej dolinie. Dlatego we wstępnych studiach przedmelioracyjnych musimy wychodzić również na zlewnię.

Na zlewni badamy:

- ukształtowanie,
- pokrycie terenu — zalesienie, zadrzewienie, zadrzawienie, pokrycie wodą otwartą itp.,
- rodzaj i właściwości gleb,
- zjawiska klimatologiczne,

— system gospodarowania — technikę i poziom kultury rolniczej.

Badania tak doliny jak i zlewni prowadzi się przez wykorzystywanie wszelkich środków i możliwości, jakie w tej chwili stoją do dyspozycji. Nie wyklucza się zatem ani szperania w materiałach, zebranych przez instytucje i osoby trzecie, ani też wyjazdu eksperta w teren, co najczęściej ma miejsce.

Dla umotywowania sensu tak rozlicznych — zdawałoby się badań, z konieczności muszą wskazać na cel, jakiemu mają one służyć.

Wstępne studia przedmelioracyjne przeprowadza się wtedy, gdy obiekt, którego one dotyczą, został wysunięty do melioracji wodnych i ma być w najbliższym czasie tymi melioracjami objęty. Prowadzi się zatem badania konieczne do sporządzenia technicznego projektu melioracji. Od strony melioranta — technika wystarczało dotychczas zdjęcie sytuacyjno - niwelacyjne i szpilowanie gleb organicznych dla oznaczenia warstw dna mineralnego „zatorfiałego“ obiektu. Oznaczano przy tym stopień rozkładu masy skalą VPosta lub Walgreena.

Dla melioranta, który szukał dla siebie lub dla bezrobotnych zajęcia w kopaniu rzek i kanałów, badania te wystarczały. Od chwili jednak, gdy meliorant włącza się do pracy, podbudowującej plony gospodarcze i meliorację pojmującą się jako trwałe ulepszenia rolnicze, badania te nie wystarczają jemu samemu, nie mówiąc o tym, co myśli o nich rolnik, któremu wręczy się w konsekwencji na wspomnianych zasadach „zmeliorowany“ obiekt.

Znaleźliśmy się w fazie współpracy melioracyjno - rolniczej, czy też melioracyjno - łąkarskiej, w której obie strony rozumiały jak ogromną rolę dla dobrego projektu mają założenia rolnicze, oparte na rzetelnym materiale badawczym. Obecnie, projektujący meliorację od strony technicznej żąda tych założeń od rolnictwa i nie chce projektować obiektu, który nie wiadomo dla jakich celów rolniczych ma być meliorowany. Rolnicy i łąkarze, z bezkonstruktywnej krytyki źle przeprowadzonych melioracji, przechodzą do konstruktywnego zarysowania projektu rolniczego, nim zaistnieje projekt melioracji technicznych.

Przed rolnikiem stanął problem postawienia właściwych i należytych opracowanych założeń rolniczych dla melioracji. Nie da ich z lotu ptaka i od zielonego biurka, żaden, nawet genialny rolnik i łąkarz. Musi on poznać sam teren i jego predyspozycje przyrodnicze, zdać sobie sprawę z gospodarczych potrzeb okolicy i gospodarczego znaczenia obiektu. Rozeznać wszystkie czynniki, które hamują plonowanie i plastyczność wykorzystywania rolniczego terenu. Przewidzieć kierunek zmian, jakie doprowadzą do maksymalnych granic wydajności rolniczej, bez rujnowania korzystnego układu stosunków przyrodniczych okolicy i przekreślenia długowieczności plonowania gleby.

Oto cel, który musimy osiągnąć, o którym mówimy, dla którego organizujemy i nastawiamy wstępne studia przedmelioracyjne w części rolniczej.

Pod kątem widzenia tego celu przeprowadzone badania terenu ujmujemy się w operat, zakończony wnioskami. Wnioski, oparte na dowodowym materiale badawczym, są konkluzją rolniczą pod adresem melioracji. Wnioski, wg. dotychczas przyjętego schematu, dotyczą:

- wartości i znaczenia obiektu przeznaczonego do melioracji,
- zmian jakie mają wnieść melioracje i projektu tych zmian,
- możliwości rolniczych, jakie zaistnieją dzięki melioracjom i zagospodarowaniu,
- zmian w rolniczym rozwoju okolicy, które obiekt jest częścią składową,
- wpływu zlewni na dolinę,
- życzeń użytkowników obiektu pod adresem melioracji,

— kosztów zagospodarowania,

— dalszych niezbędnych obserwacji i badań.

Z wielorakich przyczyn wnioski nie są końcowym etapem pracy przy wstępnych studiach przedmelioracyjnych. Wnioski jednego, czy dwu ekspertów, przeprowadzających badania, mogą być zabarwione dużą dozą subiektywności. Z takimi wnioskami może się nie godzić inżynier, projektujący meliorację. Istnieje konieczność dyskusowania takich wniosków w szerszym gronie, z udziałem nie tylko rzeczoznawców rolnictwa i melioracji, lecz przedstawicieli zlecniodawcy i użytkowników obiektu. Trzeba w konsekwencji takiej dyskusji powziąć orzeczenie, które będzie strony zobowiązywało i będzie dokumentem istotnym dla projektanta.

Orzeczenie spisywane obecnie na specjalnie w tym celu zwoływanej Radzie Technicznej w Biurze Projektów Wodno-Melioracyjnych przy rozpatrywaniu obiektów, dla których dokonano wstępnych studiów, składa się z punktów następujących:

- skład, miejsce i czas posiedzenia Rady Technicznej,
- określenie przedmiotu badań i przedmiotu inwestycji,
- określenie kierunku przyszłych melioracji i zagospodarowania pod kątem widzenia projektowania technicznego,
- motywy ekonomiczne melioracji i zagospodarowania,
- ustalenie globalnych kosztów melioracji i zagospodarowania,
- różne dodatkowe postanowienia Rady.

Orzeczenie, podpisane przez całą Radę, staje się częścią składową operatu wstępnych studiów przedmelioracyjnych i wraz z ujętym w operacie wynikiem badań i wnioskami ekspertów — staje się podstawą projektowania melioracji wodnych od strony technicznej dla celów rolniczej eksploatacji obiektu.

Przy tych studiach nie stawia się na tak wysokie kwalifikacje, o jakich była mowa przy ekspertyzach generalnych. Do rozpoznawania terenu przychodzą ludzie młodzi, którzy do pewnego czasu pod kierownictwem doświadczonych rzeczoznawców, a potem sami zbierają dane niezbędne do powzięcia wniosków. Materiał ten porządkują, rysują mapki, sporządzają zestawienia i przygotowują wnioski. Rzadko jednak mało doświadczeni eksperci stawiają wnioski sami. Najczęściej jest rzeczoznawca - kierownik, który śledząc pracę od początku do końca, znając zagadnienia i teren, a ponadto mając doświadczenie, zasiada wspólnie do stawiania wniosków z ekspertami, którzy sami nie czują się na siłach, by je postawić.

Obecnie nie mamy jeszcze dużej ilości zakończonych ekspertyz. Dlatego trudno powiedzieć jak dalece się zmienia metody, którymi pracę rozpoczeliśmy, a które, jak zawsze w początkach, są może obciążone pewnymi szczegółami, które doświadczenie i praktyka zredukują. Musimy jednak podkreślić, że to co zostało zrobione i to co się robi odnośnie wstępnych studiów przedmelioracyjnych jest objęte metodą. Metoda została wszechstronnie przemyślana i przedyskutowana w ramach Sekcji Łąkarzy i Torfiarzy SITWM w Naczelnej Organizacji Technicznej przy udziale praktyków i naukowców. Istnieją wytyczne i schematy, w których należy się obracać oraz istnieje doświadczenie w organizacji wykonawstwa w terenie.

Pracuje w tym zagadnieniu sporo ludzi, już nie w opracowywaniu metod, lecz wykonywaniu właściwej roboty w ramach ustalającej się metody, doskonaląc wartość pracy i poprawiając metodę.

*

Choć wstępne studia przedmelioracyjne są szczegółowsze od generalnych ekspertyz i dotyczą konkretnie-

go obiektu, mogą on jednak nie wystarczać dla szczegółowego rozpracowania planu zagospodarowania obiektu meliorowanego. Poza tym, robi się nieraz projekty wycinków jakiejś doliny czy obszaru na niewielkiej powierzchni. Ani czas, ani obszar nie pozwala na przeprowadzenie typowych studiów przedmelioracyjnych. Projekt jednak wymaga założeń rolniczych i opracowania części rolniczej w sprawozdaniu technicznym. W tych celach ustala się trzeci stopień badań terenu tzw. studia szczegółowe.

Studia te przeprowadza się w Biurze Projektów Wodno-Melioracyjnych równoległe do pomiarów sytuacyjno-niwelacyjnych, w sposób mniej więcej następujący:

Ekipa pomiarowa otrzymuje rodzaj „raptularza”, który ma tytuł „zdjęcia rolnicze” oraz polecenie dokonywania, prócz tradycyjnego szpilowania torfu, także odkrywek glebowych i opisywania profilu odkrytej gleby. Na druku, gdzie jest miejsce do zapisania profilu glebowego istnieje szereg prostokątów z krótkim napisem, które opisująco glebę musi zakreślić. Zakreślone prostokąty odpowiadają na pytania odnośnie:

- Użytkowania terenu,
- mikroreliefu,
- zadarnienia w wypadku łąk i pastwisk,
- rodzaju runi,
- rodzaju i poziomu wody.

Zebrany materiał, w gęstości siatki ca na 5 ha jedno zdjęcie, daje podstawę do sporządzenia mapki glebowej i użytków oraz pozwala scharakteryzować użytki i ustalić przyczyny niewłaściwego ich stanu. W połączeniu z przestudiowaniem zlewni i danymi, jakie w koniecznych wypadkach wnosi 1–2-dniowy wyjazd na teren rzeczoznawcy, opracowującego omawiane zdjęcia, otrzymuje się materiał, który pozwala stawiać wnioski i założenia rolnicze do projektu melioracyjnego.

Jeśli materiał taki dochodzi do operatu wstępnych studiów przedmelioracyjnych, rozszerza on te studia i zagęszcza siatkę badań. Pozwala szczegółowiej zakreślać zasięgi kompleksów glebowych i użytków. Uzupełnia dane, dając podstawę do rozpracowania rolniczego już nie tylko całości, ale poszczególnych a różniących się względem siebie części obiektu.

Jeśli wstępnych studiów nie było, materiał ten pozwala projektować w oparciu o coś więcej niż same pomiary sytuacyjno-niwelacyjne, prowadzone bez

oglądania się na glebę, na użytek, na wpływy zlewni, pobrażę itd.

We wszystkich tu omówionych formach ekspertyz szczególną uwagę zwraca się na tereny, które bądź są, bądź mają być użytkami zielonymi. Na drugim miejscu stoją obiekty o wszechstronnej użyteczności. Pomija się z reguły obiekty do drenowania na polach ornych. Gradacja taka wypływa z ważności poszczególnych zagadnień oraz oszczędności na kosztach i rzeczoznawcach, których jest wciąż za mało.

*

Reasumując, można stwierdzić, iż ekspertyzy do celów wodno-melioracyjnych nabrały konkretnych form i zajmują właściwe sobie miejsce, uzupełniając niedostateczne dotychczas studia techniczno-melioracyjne. Poza postawieniem problemu, uplasowaniem go obok badań wodno-melioracyjnych precyzją celu, jakiemu ekspertyzy mają służyć, wypracowano ramy i technikę przeprowadzania wstępnych studiów przedmelioracyjnych. Studiów tym nadano formę dokumentu technicznego.

Stworzono również zarysy ekspertyz generalnych i studiów szczegółowych.

W ramach kursów doskonalących NOT, przeszkolono 25 kolegów w technice wykonywania wstępnych studiów przedmelioracyjnych. Do prac polowych wypracowano tablice jednolitej i łatwej do korzystania w polu nomenklatury gleb.

Do zrobienia pozostaje jeszcze wiele. Przede wszystkim należy wydać drukiem dla powszechnego użytku, krytyki i wniesienia poprawek to wszystko, co zostało wypracowane, a przydatne jest w każdej sytuacji, bez względu na instytucję, która tę pracę organizuje i przeprowadza. Należy jeszcze bardziej sprecyzować niektóre pojęcia, które są przez różnych ludzi różnie interpretowane i notowane.

Trzeba opracować ramy ekspertyz, by zadania, stawiane w tej mierze przed ludźmi nauki, były jasne i proste i umożliwiały wyciągnięcie wniosków właściwych, celowych i wykonalnych w praktyce.

Dla użytków zielonych, a szczególnie łąk, powinna być wypracowana metoda ich kartowania, bez uciekania się do notowania każdorazowo dziesiątków gatunków roślin i nie istotnych szczegółów dla użytkowości rolniczej.

Prócz tego musi meliorant nauczyć się lepiej gleboznawstwa, a rolnik i łąkarz — podstaw hydrologii i techniki melioracyjnej.

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

INŻ. MARIAN FRANCIUK

Plan organizacji wykonania robót wodno-melioracyjnych

Autor podaje wytyczne do opracowania planu organizacji robót wodno-melioracyjnych, oparte na prawach naukowej organizacji, podkreślając znaczenie, jakie ma należyte przygotowanie i przeprowadzenie robót zgodnie z harmonogramami w zakresie właściwego i najbardziej ekonomicznego wykorzystania sił i środków, zmierzającego do uzyskania oszczędności i skrócenia czasu wykonania robót.

Ze względu na to, że nie wszyscy organizatorzy i wykonawcy robót wodno-melioracyjnych są obeznani z podstawowymi prawami naukowej organizacji wykonawstwa — mamy nadzieję, że zamieszczając niniejszy artykuł na łamach naszego czasopisma umożliwimy poznanie i zastosowanie najprostszych metod i sposobów przygotowania i wykonania robót nawet na niewielkich budowach, z jakimi często się spotykamy w dziedzinie melioracyjnej.

REDAKCJA

Wszelkie prace zbiorowe wymagające współdziałania większej ilości ludzi, muszą być poprzedzone ustaleniem pewnego planu organizacji, a więc planu właściwego ustosunkowania i koordynacji działań poszczególnych ludzi względnie grup ludzi. Od początku cywilizacji do połowy XIX w. organizacja wszystkich zbiorowych prac była zawsze oparta na intuicji i osobistych kwalifikacjach kierownika robót. Taki rodzaj organizacji zachował się aż do ostatnich czasów.

W pierwszej połowie XIX wieku zagadnieniom organizacji pracy poświęcono szczególną uwagę, doceniając znaczenie i wpływ postępu w tym kierunku na życie gospodarcze. W miejsce organizacji opartej na intuicji wprowadzono organizację naukową. Zasady tej organizacji zastosowane w przemyśle doprowadziły do niebywałego rozkwitu produkcji. Obecnie zaczyna się wprowadzać zasady naukowej organizacji także przy wykonaniu robót inżynierskich i przy realizacji robót wodno-melioracyjnych. Budownictwo wodno-melioracyjne jest bowiem mniej skomplikowanym kompleksem różnych procesów wytwórczych, dających w rezultacie ich wykonania produkcję w postaci urządzeń wodno-melioracyjnych.

Celem naukowej organizacji jest realizacja projektu technicznego w terenie przy najmniejszym nakładzie sił i środków, dlatego też musimy posilkować się projektem organizacji wykonania opartym na prawach naukowej organizacji.

Prawa ogólne naukowej organizacji

Prawo optymalnej produkcji. W miarę wzrostu wydajności dzięki wkładowi nowych elementów pracy i kapitału, koszt jednostki produktu zmniejsza się i osiąga swą optymalną wielkość, poza którą dalszy wkład pracy i kapitału przestaje być ekonomicznym.

Prawo to zastosowane do najprostszego przykładu z budownictwa wodno-melioracyjnego — do wykonania rowu o pewnej stałej kubaturze wskazuje, że koszt wykopu 1 m³ będzie się zmniejszał w miarę zwiększania liczby kopaczy: do pewnej granicy i osiągnie swą najmniejszą optymalną wartość dla pewnej ilości ludzi. Po przekroczeniu tej granicy koszt jednostkowy będzie się z powrotem zwiększał np. wskutek utrudnionej pracy poszczególnych kopaczy, z powodu za małego frontu pracy, konieczności zwiększenia ilości narzędzi itp.

Prawo podziału pracy. Jeżeli pracę jakiejś jednostki lub organu, składającą się z wielokrotnego powtarzania dwu lub więcej czynności, podzielimy w ten sposób, że każdą czynność składową oddzielimy i powierzymy organom specjalnie do niej uzdolnionym lub przystosowanym, to ogólny nakład pracy i środków wytwórczych zmniejszy się, a wynik użyteczny powiększy się.

Prawo to stosujemy np. przy budowie wałów, dzieląc czynność, sypania wału na poszczególne operacje, jak wykop i ładowanie taczek, następnie przewóz taczkami i w końcu ubijanie, przydzielając każdą operację osobnemu robotnikowi względnie grupie robotników. Przez to uzyskujemy lepszy wynik, niż gdyby ten sam robotnik kolejno ładował taczkę, następnie załadowaną taczkę przewoził i wysypaną ziemię ubijał.

Prawo podziału winniśmy stosować do robót, które wydają się nam dostatecznie proste. W ZSRR stosuje się podział pracy nawet przy wykopie rowu. Pierwsza grupa robotników złożona z jednego lub dwu kopaczy idzie przodem po osi kanału i wykopuje w środku kinetę głębokości jednego sztychu o szerokości jednego lub dwu sztychów łopaty. Druga grupa idzie trochę w tyle i zbiera warstwę ziemi na całej szerokości kanału do dna, trzecia grupa złożona z jednego lub dwu robotników w zależności od wielkości kanału oczyszcza dno i skarpy wykańczając go do projektowanego profilu. Czwarta i ostatnia grupa robotników plantuje ziemię.

Okazuje się, że w ten sposób rozdzielona i zorganizowana robota idzie sprawniej i nakład energii jest mniejszy niż gdyby wszystkie te czynności wykonywał ten sam robotnik.

Prawo koncentracji. Jeżeli kilka organów wykonujących jednakową czynność połączymy razem lub zastąpimy jednym organem, wykonującym tę czynność, to osiąga się oszczędność wysiłku zaangażowanych środków produkcji.

Prawo harmonii. Przy działalności zespolonej kilku organów skutek ekonomiczny całości jest zależny od stopnia doboru charakterystyk ekonomicznych poszczególnych organów i uzgodnienia czasu ich pracy.

Z prawa tego wynika, że gdy przy pewnej złożonej działalności bierze udział szereg organów o różnej charakterystyce ekonomicznej i różnej wydajności, ogólny skutek użyteczny uzależniony jest od tego organu, który ma najmniejszą wydajność. Są to tak zwane popularnie wąskie gardła.

Przykładem tego prawa może być zmechanizowana budowa wałów. Jeśli mamy wykop ziemi bagrem o wydajności 150 m³ na godzinę i transport ziemi kolejką o pojemności 100 m³ na godzinę oraz formowanie i ubijanie ziemi na wale przez partię ludzi o wydajności 120 m³ to charakterystyki ekonomiczne tych trzech organów na jednostkę czasu nie są współmierne.

W tym wypadku bagier i grupa robotników przy formowaniu wału muszą swą produkcję dostosować do produkcji organu o najmniejszej wydajności tj. do 100 m³ na godzinę, którą to ilość można maksymalnie przewieźć kolejką. Jednak bagier nie będzie pracował

przy optymalnej wydajności i otrzymamy przy pracy bagra stratę.

Prawa powyżej wymienione stanowią główną podstawę naukowej organizacji pracy i przy organizacji wykonania budowy muszą być stosowane, jeśli ma być osiągnięty największy wynik użyteczny przy najmniejszym nakładzie pracy i środków wytwórczych. Odchylenie od tych praw względnie ich nieodpowiednie zastosowanie wywołuje straty i marnotrawstwo czasu, pracy i pieniędzy.

Projekt organizacji robót

Dla najbardziej racjonalnego przeprowadzenia robót winien być opracowany oprócz projektu technicznego — projekt organizacji wykonania robót.

Opracowanie tego projektu — to praca odpowiedzialna i wymagająca od wykonawcy gruntownej analizy budowy i zaznajomienia się z warunkami miejscowymi, wśród których będzie się prowadzić roboty. Z powodu możliwości zmiany tych warunków, projekt organizacji winien być opracowany bezpośrednio przed rozpoczęciem budowy. Zagadnienia, które kolejno powinien rozwiązać projekt organizacji są następujące:

Ustalenie potrzebnej ilości maszyn budowlanych.

Z projektu technicznego orientujemy się co do ilości poszczególnych robót jak: ziemnych, betonowych itp., które mają być wykonane. Roboty te staramy się zmechanizować, gdyż mechanizacja pociąga za sobą podniesienie wydajności pracy, a co za tym idzie, zmniejszenie czasu trwania budowy i zmniejszenie potrzebnej ilości siły roboczej. Jednakże użycie maszyn jest ekonomiczne tylko dla ilości robót, przekraczającej pewną minimalną granicę. Całkowity koszt pracy maszyny K dla wykonania pewnej określonej pracy na budowie, obejmującej M jednostek (np. wykop ziem o objętości 30.000 m³ koparką) można wyrazić wzorem

$$K = h_j + a(t_j + t_p + t_r) + rt_r \quad (1)$$

gdzie h_j są to koszty jednorazowe, na które składają się: koszt transportu maszyny ze składu lub fabryki na miejsce budowy, koszt zmontowania maszyny, koszt rozmontowania i odtransportowania na skład po wykonaniu budowy. Koszt ten łatwo obliczyć, gdyż w katalogach względnie podręcznikach analizy cen (np. u Baumeistra: Preisermittlung und Veranschlagen für Hoch, Tief und Eisenbetonbauten) podany jest ciężar maszyny, ilość robotniczo - dniówek i czas potrzebny na zmontowanie i rozmontowanie maszyny.

Litera a oznaczamy koszt dzierżawy maszyny na jednostkę czasu, jeśli maszyna jest wypożyczona w innym przedsiębiorstwie, względnie koszt amortyzacji na jednostkę czasu, jeśli chodzi o maszynę własną. Dane te bierzemy z katalogu sprzętu budowlanego (wyd. Ministerstwa Odbudowy).

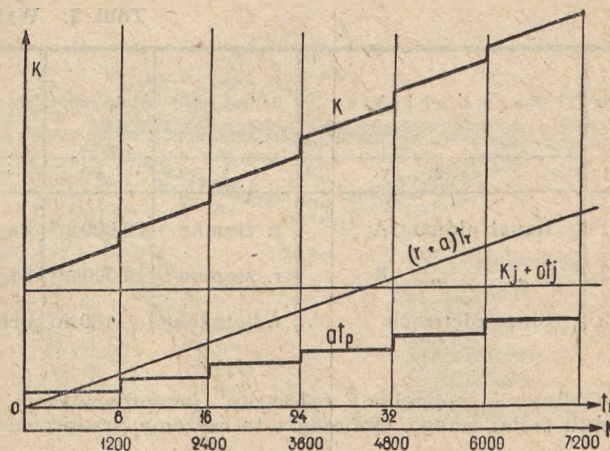
t_j jest to czas zużyty na transport (także i powrotny) maszyny oraz zmontowanie i rozmontowanie. t_p — czas postoju maszyny w nocy względnie z innych przyczyn np. braku roboty na budowie. t_r — rzeczywisty czas pracy maszyny. r — wysokość kosztów ruchu na jednostkę czasu pracy maszyny. Składają się na to koszty obsługi maszyny jak: płaca maszynisty, palacza, robotników pomocniczych i koszt materiałów pędnych.

Wzór 1 możemy także napisać w następującej postaci:

$$K = (h_j + at_j) + at_p + (r + a) \cdot t_r \quad (2)$$

i przedstawić w formie wykresu (rys. 1).

Ponieważ produkcja $M = m \cdot t_r$, gdzie m jest ilość jednostek wyprodukowanych na jednostkę czasu pracy maszyny, przeto podziłka t_r mnożona przez m będzie nam równocześnie wskazywała ilość jednostek wyprodukowanych (np. wykopanych m³).

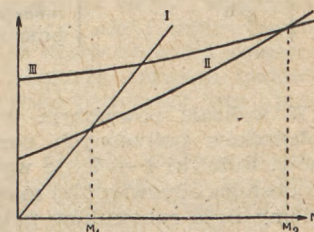


Rys. 1.

Jeżeli po przepracowaniu 8 godzin maszyna ma postój przez 16 godzin to odnosząc w punkcie 8 na pionowej koszt amortyzacji maszyny w czasie 16 godzin, otrzymamy punkt 8 i krzywą schodkową at_p . Sumując na wykresie wielkości at_p , $h_j + at_j$ i $(r + a) t_r$, otrzymujemy linię K , która podaje nam całkowity koszt produkcji.

Kreśląc analogiczne wykresy dla pracy maszyn o różnej wydajności i dla pracy ręcznej otrzymamy szereg krzywych I, II, III, pokazanych na rys. 2.

Punkty przecięcia krzywej I, przedstawiającej koszty produkcji ręcznej z krzywą II, podającą koszty produkcji maszyny określa na odciętych minimalną ilość jednostek M_1 , przy której należy zastosować maszynę II. O ile ilość jednostek, którą należy wyprodukować jest mniejsza od M_1 to wtedy użycie maszyny II jest nieopłacalne i należy zastosować pracę ręczną. Powyżej tej granicy stosowanie pracy ręcznej jest niewskazane i należy zastosować maszynę II. Analogicznie dla całkowitej produkcji przekraczającej ilość M_1 , należy zastosować maszynę III.



Rys. 2.

Ustaliwszy w powyższy sposób najbardziej ekonomiczne maszyny wykonujemy zestawienie wstępne podane w tabl. I. Dane do rubryk 1—4 otrzymujemy z projektu technicznego; w rubryce 5 wstawiamy najbardziej ekonomiczną maszynę, którą możemy uzyskać czy to z własnego składu czy też w drodze dzierżawy. Dane do rubryki 8 otrzymujemy przy pracy 8-godzinnej maszyny i 16-godzinnym postoju na dobę przez pomnożenie rubryki 7 przez 2.

Ustalenie potrzebnej ilości siły roboczej

Przy rozpracowaniu zapotrzebowania robocizny w czasie trzeba rozważyć liczne zagadnienia związane z jej podażą, kwalifikacjami itp. Musimy wziąć pod uwagę, czy będziemy zatrudniać robotników czasowych, czy też stałych.

W budownictwie wodno-melioracyjnym spotykamy się z dwojakim typem robotnika. Są to albo robotnicy fachowi, angażowani do robót na stałe względnie na dłuższy okres czasu, jak np. na sezon, albo robotnicy niewykwalifikowani angażowani do robót na krótsze okresy czasu, względnie robotnicy szarwarkowi dostarczani przez gromady w czasach wolnych od pilnych dołów polnych.

Tabl. I. Wykaz ilości maszyn.

Nr	Nazwa obiektu	Rodzaj robót	Ilość robót	Potrzebne maszyny	Wydajność na 1 godz.	Potrzebna ilość maszynogodzin (rubr. 4 : 6)	Ilość godz. postoju	Razem potrzebna ilość godzin (rubr. 7 + 8)	Ilość dni pracy (rubr. 9 : 24)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Kanał główny A	r. ziemne	20.000 m ³	Bagier szczękowy MO	20 m ³	1000	2000	3000	125
2	„ „ B	r. ziemne	10.000 m ³	Bagier szczękowy MO	20 m ³	500	1000	1500	66
3	Słuzą piętrząca	r. betonowe	180 m ³	Betoniarka 6 RM	4,5 m ³	40	80	120	5

Obliczenie potrzebnej robocizny przeprowadzamy posilując się wykazem ilości robót i analizą cen z projektu technicznego. Obliczenie to możemy przeprowadzić posilując się wykazem potrzebnej robocizny (tabl. II).

Tabl. II. Wykaz potrzebnej robocizny.

Lp.	Wyszczególnienie	Nazwa kwalifikacji robotnika	Nazwa jednostki	Ilość robót	Ilość potrzebnej robocizny na jedn. w godzin.	Ilość potrzebnych robotnikogodzin	Ilość potrzeb. robotnikodni	Ilość potrzeb. robotników	Ilość dni pracy	Uwagi
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Kanał główny A	maszynista pom. maszyn. robotników niewykw.	obsługa	b a g r a		125	1	125	po 9 godz. dz.	
			„	„		125	1	125	„ 13 „	
5	Rowy boczne	kopacz	m ³	15000	3,3	49,500	6,188	100	62	„ 8 „
10	Zmontowanie bagra	maszynista pom. maszyn.	—	—	—	32	4	1	4	
			—	—	—	218	20	7	4	

W wykazie powyższym wyszczególniamy najpierw robotników potrzebnych nam do obsługi mechanizmów. Rubryki 4 — 7 nie wypełniamy zaznaczając, że to obsługa odpowiedniej maszyny. W rubryce 9 wstawiamy ilość robotników potrzebnych do obsługi maszyny wyszczególniając ich kwalifikacje w rubryce 3. Dane do rubryki 10 bierze się z rubryki 10 tablicy I (liczba dni pracy).

Po ustaleniu robocizny potrzebnej do obsługi maszyn, ustalamy ilość potrzebnej robocizny do wykonania głównych robót ręcznie na tym samym wykazie. Dla rubryk 3—5 odpowiednie dane dostarczy nam kosztorys względnie przedmiar robót; dane do rubryki 6 (ilość potrzebnej robocizny na jednostkę) da nam analiza cen, będąca załącznikiem do kosztorysu projektu technicznego.

W końcu wyliczamy ilość potrzebnej robocizny do wykonania robót pomocniczych jak zmontowanie i rozmontowanie maszyn, urządzenie i zaopatrzenie placu budowy itp. Wykaz ten będzie można częściowo uzupełnić później po ustaleniu następnych elementów projektu organizacji, gdyż np. wykaz potrzebnych robotników dla budowy magazynu na cement możemy obliczyć dopiero po ustaleniu wielkości magazynu na

podstawie potrzebnej ilości materiału do budowy i projektowanych terminów dostawy materiałów.

Ustalenie potrzebnej ilości materiałów

Rozróżniamy następujące grupy materiałów:

- Materiały będące częścią składową wykonanej budowl, jak faszyna, cement, drzewo wchodzące w skład pilotów itp. Ilość tych materiałów bierzemy z wykazu materiałów względnie z kosztorysu i analizy cen.
- Materiały wchodzące w skład budowli pomocniczych, jak drzewo do deskowania robót betonowych, materiał potrzebny do tymczasowych magazynów, pomieszczeń dla ludzi itp. Materiał ten nie zużywa się całkowicie na budowie i część jego po skończeniu budowy można użyć do innych budów. Ilość tego materiału możemy wyliczyć na podstawie rodzaju i wielkości budowli głównych względnie na podstawie projektu urządzenia placu budowy.
- Materiały zależne od czasu trwania budowy, jak materiały pędne do maszyn, materiały do oświetlenia placu budowy itp.

Ilość potrzebnych materiałów zestawiamy wg wykazu podanego w tabl. III.

Tabl. III. Wykaz potrzebnych materiałów.

Nazwa obiektu	Rodzaj materiałów	Jednostka miary	Ilość jednostek	Źródło pokrycia	Termin dostawy
1	2	3	4	5	6
Most na kanale A	drzewo okrągłe	m ³	12	skład Pagedu u Stargardzie	1.V
	drzewo tarte	„	10	„ „ „ „	1.V
Słuzą piętrząca	cement	ton	8	skład w Szczecinie	1.VI

Terminy dostawy materiałów winny być tak uregulowane, aby zapewniały ciągłość budowy i nie było zbyt wczesnego nagromadzenia nadmiernych zapasów materiałowych i z tego powodu nie powstały zatory materiałowe w magazynach i placach budowy.

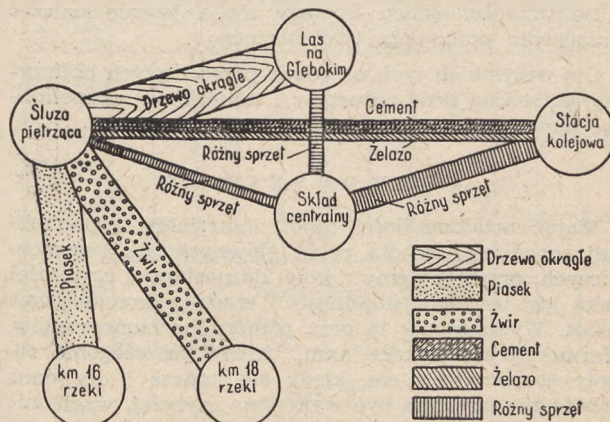
Przy robotach wodno-melioracyjnych zwykle materiały dowożymy, jeśli nie w całości to w znacznej części w zimie przed rozpoczęciem budowy, a to ze względu na trudny transport w innych porach roku po zabagnionych gruntach oraz w związku z możliwością łatwiejszego otrzymania podwód w tym czasie niż w okresie pilnych robót w polu.

Organizacja placu budowy

Następnym etapem projektu organizacji jest organizacja placu budowy. Przez organizację placu budowy rozumiemy wykonanie wszystkich robót przygotowawczych do właściwej budowy. Te roboty polegają na wykonaniu budynków pomocniczych jak tymczasowych pomieszczeń dla robotników, warsztatów, magazynów, składów, dróg, doprowadzenie wody i elektryczności itp.

W budownictwie nadziemnym pod nazwą placu budowy uważa się część ogrodzonego placu, na którym wykonuje się właściwą budowę, gdzie rozmieszczone są składy materiałów i gdzie pracują maszyny budowlane. Budownictwo wodno-melioracyjne ma tego typu place tylko przy wznoszeniu oddzielnych większych budowli jak np. jazów. W większości wypadków roboty melioracyjne jak wykonanie rowów, wałów, drenowania rozciągają się na znacznych obszarach i wtedy wykonujemy jedną siedzibę centralną z głównymi składami, warsztatami, zaś na oddzielnych odcinkach robót organizuje się dodatkowe małe składy tak zwane odcinkowe, zaś w miejscach budowy większych obiektów budynki pomocnicze i składy lokalne. Rozmieszczenie tych budowli pomocniczych projektujemy na sytuacji przeglądowej (np. w skali 1:25.000) z tym, że równocześnie ustalamy ich wielkość w zależności od wyliczonych poprzednio ilości ludzi i materiałów, którym te budowle mają obsłużyć.

Jeśli będziemy mieli do czynienia z budową większych obiektów, to dla lokalnych placów budowy



Rys. 3.

o typie budownictwa, okaże się konieczność rozmieszczenia na sytuacji w większej skali, wszystkich budynków pomocniczych (warsztatów, magazynów), a także i składów na żwir, piasek itp.

Zasadą tu będzie skupienie tych magazynów i składów na jak najmniejszej powierzchni, aby transport do miejsca budowy czy fabrykacji skrócić do minimum. Przy opracowaniu urządzenia placu budowy należy rozwiązać kwestię transportu. Charakterystyczną cechą robót wodno-melioracyjnych, jak wspominaliśmy poprzednio, jest rozrzucenie tych robót na znacznej powierzchni, w związku z czym zachodzi konieczność zaopatrzenia budowy w wodę i elektryczność sprowadzonych z zewnątrz, jak i miejscowych. Prócz tego przy budowie obiektów zachodzi konieczność rozpracowania na lokalnych placach budowy transportu materiałów nie tylko poziomego, lecz i pionowego (np. betonu).

Dla oznaczenia potrzeby i rodzaju środków transportowych oblicza się spodziewane ilości ciężaru materiałów dla każdego obiektu budowy i rezultaty obliczeń zestawiamy w wykazie podanym w tabl. IV.

Tabl. IV. Zestawienie transportu materiałów na budowie

Punkt potrzebujący materiał	Rodzaj materiału	Ilość materiału	Punkt załadowania materiałów	Odległość transportu w km	Ilość tonokilometrów
1	2	3	4	5	6
Jaz piętrzący	drzewo okrągłe	1500 t	Las na Głębokim	10	15.000
	piasek	22 0 „	km 16 rzeki	8	17.600
	żwir	1800 „	km 18 rzeki	15	27.000
	cement	500 „	stacja kolejowa	15	7.500
	żelazo	100 „	„	15	1 500
Las na Głębokim	różny sprzęt	50 „	skład centralny	4	200

Na podstawie poniższego zestawienia możemy przedstawić poglądowo strumienie materiałów w postaci schematu podającego nam kierunek ruchu i ilości materiału przy pomocy specjalnych symboli (rys. 3). Mając obliczone ilości w tonokilometrach dla każdego punktu możemy określić wielkość robót transportowych, a na podstawie tego przyjęcie najodpowiedniejszych typów środków transportowych. Z uwagi na to, że koszt transportu w tonokilometrach dla każdego punktu stanowi zwykle duży procent i obniżenie go jest źródłem oszczędności, należy sprawę zastosowania odpowiedniego środka transportu dokładnie przeanalizować. Przy wyborze środka transportu (wywrotki, furmanki, auta) należy wziąć pod uwagę nie tylko koszt ruchu, ale także i koszt dostarczenia i zmontowania środków transportowych, założenie toru, ew. naprawy

drogi, — jako kosztów jednorazowych, przy czym kalkulację możemy przeprowadzić posługując się wykresem (charakterystyką ekonomiczną), jak dla maszyn oduwolanych.

W razie konieczności transportu pionowego względnie przekroczeń jarów potoków przy transporcie poziomym i w związku z tym koniecznością budowy prowizorycznych mostów, wiaduktów, względnie rusztowań, winien projekt organizacji zawierać szkieletowe plany tych urządzeń wraz z przedmiarem materiałów i wyliczoną ilością robocizny potrzebną do wzniesienia i rozebrania tych urządzeń.

Prócz urządzeń pomocniczych może się okazać konieczność zaopatrzenia budowy w wodę i elektryczność.

Do urządzeń placu budowy może jeszcze należeć urządzenie połączenia telefonicznego.

Dla wszystkich tych urządzeń pomocniczych obliczymy potrzebną ilość robocizny i materiałów uzupełniając poprzednio sporządzone wykazy.

Harmonogramy

Mając ustalone ilości robót, materiałów i potrzebnej robocizny tak dla robót głównych jak i pomocniczych, przystępujemy z kolei do następnej czynności, jaką jest ustalenie kolejności i czasu wykonania tych robót. Wykonujemy to przy pomocy harmonogramów. Harmonogram wskaże nam, kiedy poszczególne roboty rozpoczynają się, kiedy się kończą i czy dana robota nie powinna być wykonana szybciej, względnie czy winna być opóźniona przy zmniejszonej ilości robotników, co się stanie w razie jej przyspieszenia lub opóźnienia z innymi czynnościami współzależnymi jak np. dostawą materiałów, wykonaniem prefabrykatów itp.

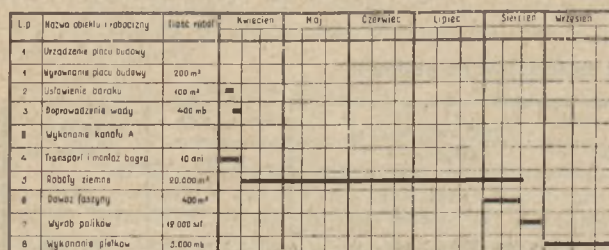
Do elementów zasadniczych harmonogramu należą: określenie działań (robót, zabiegów), skala czasu i symbole trwania czynności w postaci linii lub prostokątów. Skala czasu w harmonogramach może być pionowa (używana zwykle w przemyśle) lub pozioma. W robotach inżynierskich używamy zwykle poziomej skali czasu.

W skład projektu organizacji wejdą następujące rodzaje harmonogramów:

- harmonogram budowy
- harmonogram robocizny
- harmonogram materiałów.

Harmonogram budowy oznacza zależność między poszczególnymi kategoriami robót i ilością czasu.

Za podstawę założenia tego harmonogramu bierzemy poprzednio wykonane wyliczenie, a w szczególności rybryki 10 w tablicach I i II. Harmonogram ten przedstawia rys. 4. Przy wykonaniu każdej budowy skła-



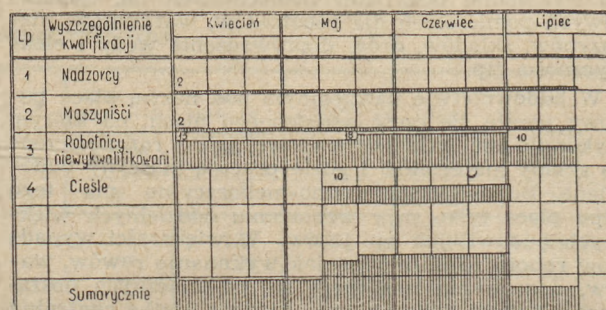
Rys. 4.

dające się na nią procesy budowlane znajdują się w określonym wzajemnym związku i wykonuje się je w określonym porządku, np. wykonanie płotkowania rowu, poprzedza proces wykonania robót ziemnych. Jednak nie zawsze należy czekać z wykonaniem robót ziemnych na całej długości kanału. W większości wypadków po wykonaniu robót ziemnych na pewnym odcinku kanału można rozpocząć na nim roboty ubezpieczeniowe.

Inny przykład. Przy budowie jazu mamy następujący porządek robót: wykop, bicie pali i ścianki szczelnej, ułożenie kapturów i podłogi. Jednak nie zawsze trzeba czekać z ułożeniem kapturów dopóki nie będą zabite całkowicie wszystkie pale; w większości wypadków robotę tę można zacząć wcześniej, po zabiciu tylko części pali. W ten sposób procesy budowlane każdego obiektu należy planować z dokładnym wzajemnym powiązaniem.

Dla harmonogramu budowy mogą być postawione z góry pewne warunki. Np. niezależnie od ogólnego terminu ukończenia całej budowy może być wyznaczony termin oddania w eksploatację jakiejś części budowy lub pewnego obiektu na tej budowie (np. słupy na wale przed wielką wodą letnią). Mogą być określone warunki co do terminów zakończenia robót zmechanizowanych (jeśli maszyny otrzymujemy tylko na pewien okres czasu) itp. Warunki te musimy wziąć pod uwagę i jeśli harmonogram podaje nam terminy niezgodne z żądanymi, to terminy ukończenia poszczególnych robót musimy zmienić poprawiając odpowiednio analityczne wyliczenia.

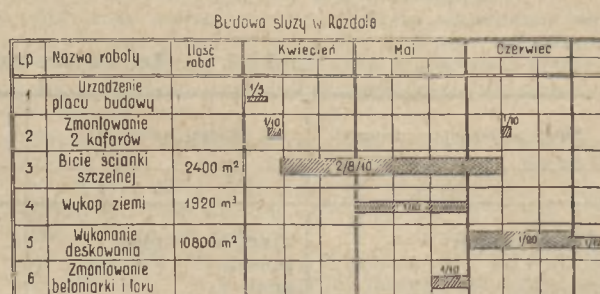
Harmonogram robocizny sporządzamy na podstawie harmonogramu budowy i wykazu potrzebnej robocizny (tabl. II). Podaje on nam sumaryczne zapotrzebowanie robocizny według poszczególnych kategorii robotni-



Rys. 5.

ków (rys. 5). Wykres ten wykonujemy w pewnej skali pionowej; wysokość prostokąta jest proporcjonalna do liczby robotników zajętych w danym czasie.

Oddzielnego harmonogramu robocizny możemy czasami nie sporządzać, zaznaczając potrzebną ilość robocizny na harmonogramie budowy (rys. 6).



Rys. 6.

W tym wypadku poszczególne roboty zaznaczamy za pomocą prostokątów, których wysokość jest proporcjonalna do ilości robotników zatrudnionych przy danej robocie w danym okresie czasu (dniu) albo też nawet za pomocą linii jednakowej grubości podając nad linią ilość robotników.

Przy rozpracowaniu zapotrzebowania robocizny mamy również cały szereg warunków do uwzględnienia. Przeważną część robocizny niewykwalifikowanej przy robotach wodno-melioracyjnych składa się z mało-rolnych robotników lub członków spółdzielni produkcyjnych. W związku z tym ilość tej robocizny i termin jej zatrudnienia muszą być uzgodnione z zapotrzebowaniem robocizny do pilnych robót rolniczych. Dalej ważnym jest prawidłowe wyzyskanie siły roboczej kwalifikowanej. Założmy, że przy budowie drewnianej

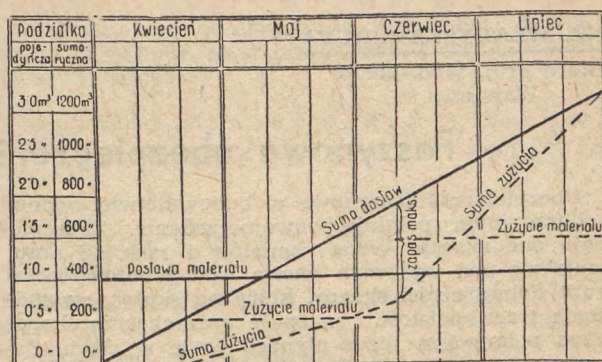
śluży będzie zatrudniony zespół cieśli. Jeśli roboty ciesielskie wykonuje się tylko w jednym miejscu, to praca zespołu będzie skupiona, łatwo określona w harmonogramie, gdyż zależy ona tylko od wykonania wykupu pod budowę i posiadania materiałów. Inny będzie stan jeśli na budowie roboty ciesielskie występują na szeregu obiektów np. na kilku słupach, mostach itp. W tym wypadku harmonogram budowy musimy dostosować do harmonogramu robocizny, musi być rozpracowany problem najbardziej celowego rozłożenia wszystkich robót ciesielskich w czasie z tym, żeby one były wykonane stopniowo, jedno po drugim bez przestojów ludzi i sprzętu.

Harmonogram materiałów. Punktem wyjściowym jest dla nas zużycie materiałów w czasie budowy.

Lp	Rodzaj materiału	Ilość całkowita	Kwiecień	Maj	Czerwiec	Lipiec
1	Drzewo okrągłe	60 m ³	3,5	5		
2	Tarcica	70 -	3	6		
3	Faszcyna	320 -		4		
4	Cement	45 t			0,3	
5	Żelazo	2 t		0,2		

Rys. 7.

W harmonogramie tym (rys. 7) wysokość prostokąta wykazuje nam dzienne zapotrzebowanie materiału, zaś powierzchnia prostokąta podaje nam całkowitą ilość materiału potrzebnego na całej budowie. Harmonogram ten wykonujemy na podstawie wykazu potrzebnych materiałów (tabl. III). Co do dziennego zapotrzebowania materiału orientujemy się z harmonogramu budowy. Na podstawie tego harmonogramu zużycia materiałów zamawiamy materiały z takim terminem dostawy, aby materiał znajdował się w potrzebnej ilości przed rozpoczęciem zużycia go na budowie. Dla materiałów zużywanych w większej ilości załaduje czasem potrzeba wykonania harmonogramu różnicowego, podającego nam dostarczenie, zużycie i zapas danego materiału w każdym dniu (rys. 8). Naj-



Rys. 8.

większa różnica rzędnych krzywej dostaw i krzywej zużycia da nam potrzebną objętość magazynów względnie placów składowych.

Przekształcanie harmonogramów. Wykreśliwszy powyższe harmonogramy musimy je szczegółowo przeanalizować, czy wszystkie nałożone warunki jak termin ukończenia budowy, równomierne zatrudnienie robotników, wystarczający zapas materiałów itp. zostały zachowane. Dostrzeżone wady w planowaniu budowy muszą być usunięte. Wtedy harmonogramy musimy przekształcić tj. wprowadzić w nich przesunięcie pewnych obrotów w czasie względnie skrócenie lub wydłużenie czasu poszczególnych robót. Zaznacza się, że zmiana jednego harmonogramu pociąga za sobą zmiany prawie wszystkich pozostałych harmonogramów.

Plan finansowania budowy

Wykonujemy po ostatecznym ustaleniu poprzednich harmonogramów, gdyż obecnie przy finansowaniu robót przez Państwo potrzebne środki finansowe w odpowiednich z góry przewidzianych terminach będą nam zawsze do dyspozycji (tabl. V). W preliminarzu tym chodzi nam o ustalenie potrzebnych ilości kredytów w odpowiednich terminach (dwutygodniowych lub miesięcznych), gdyż kredyty musimy zapotrzebować na odpowiedni czas naprzód.

Tabl. V. Plan finansowy.

Wyszczególnienie	Kwiecień			M a j			Czerwiec			L i p i e c		
Robocizna			3600		5600			5600			8000	
Materiały	1350			2000	2000	1000	1000	2000				
Generalia	1000	1000	1000	2000	2000	2000	2000	2000	1500	1500	1800	
Razem	2350	1000	4600	2000	4000	9600	3000	3000	9600	1500	1500	9800

Preliminarz ten będzie prócz tego podstawą do porównania podczas budowy rzeczywistych kosztów budowy z przewidzianymi w kosztorysie i stwierdzenia już w czasie budowy, czy budowa jest prowadzona oszczędnie, względnie czy należy się spodziewać przekroczenia kosztów budowy

U w a g i k o ń c o w e

Tak wykonany projekt organizacji wykonania robót będzie środkiem dyspozycji; wskazuje on, jakie każdego dnia należy przedsięwziąć zamierzenia co do robót, ilość robotników, materiałów i środków finansowych. Jednak na budowie wodno-melioracyjnej mogą mieć wpływ pewne czynniki nie przewidziane z góry jak: warunki atmosferyczne, stany wód w rzecze itp. i wtedy trzeba plan organizacji robót odpowiednio skorygować i ewentualnie zmienić. Jednak

mimo tego korzyści z tego projektu są niewątpliwie duże. Powoduje on bowiem znaczne zmniejszenie wysiłku, czasu, usunięcie strat i marnotrawstwa materiałów a przez to przyczynia się do oszczędności pracy, środków finansowych — o co głównie w gospodarce chodzi.

LITERATURA:

Inż. Z. Żbichorski — Zasady organizacji i kierownictwa. Warszawa — 1948 r.

Inż. Z. Rytel — Teoretyczne podstawy organizacji. Kraków 1947 r.

Inż. J. Tyszkiewicz — Planowanie wykonania budowy. Przegląd Organizacji Nr 6. 1948 r.

P. A. Sytkowski — Organizacja i produkcja hydromelioracyjnych robót. Moskwa 1950 r.

INŻ. WŁADYSŁAW RUTA

Biuro Proj. Wod.-Melior.
Warszawa.

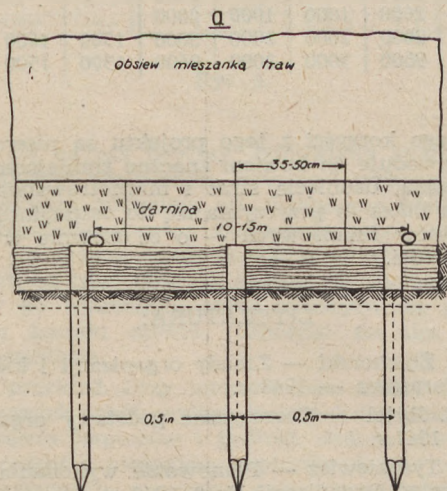
Faszynowe ubezpieczenie cieków bez użycia drutu

Ubezpieczenia faszynowe w budownictwie wodno-melioracyjnym spełniają podwójne zadanie. Zabezpieczają one skarpy rowów, kanałów i rzek od obsuwania się pod wpływem parcia wód gruntowych na grunt dolnej części skarpy, który na skutek rozwodnienia traci spójność i ustępuje oraz chronią skarpe przed podmyciem przez płynącą wodę w cieku. Zadanie pierwsze jest zadaniem głównym, a drugie — jest o tyle mniej ważne, że niebezpieczeństwo podmycia przez wodę płynącą w cieku może być usunięte w inny sposób, jeśli nie występuje zjawisko spływania skarp na skutek wysiąków. Ubezpieczenia chroniące skarpy od spływania chronią je jednocześnie od podmycia.

Dobre ubezpieczenie musi zatrzymać płynący grunt, a więc wytrzymać jego parcie, a jednocześnie musi przepuścić wysiąkającą z gruntu wodę do cieku, gdyż od tego zależy zagęszczenie i wzmocnienie słabego, płynnego gruntu. Wynika z tego, że ubezpieczenie to przeciwdziała przesuwaniu się gruntu i spełnia rolę filtru, zatrzymującego drobne, płynne cząsteczki tego gruntu a przepuszczającego wodę.

Opierając się na takim rozumowaniu, należy skonstruować system umocnienia, który będzie posiadał dwie zasadnicze cechy: wytrzymałość na ciśnienie gruntu i cechy filtru. Im lepszy będzie filtr, tym mniejsze będzie parcie. Pośród pospolitych i tanich materiałów brak jest takiego, któryby spełniał te obydwa zadania. Staje się więc koniecznym użycie do ubezpieczenia dwóch materiałów, które, spełniając z osobna zadawalająco jedno z tych zadań, odpowiednio połączone spełnią dobrze obydwa zadania. Poza tym, materiały te muszą być łatwo dostępne, w wystarczających ilościach i tanie, a do takich należy faszyna i darnina. Pierwsza przyjmie parcie gruntu i przeniesie je na kołki, a druga spełni rolę filtru.

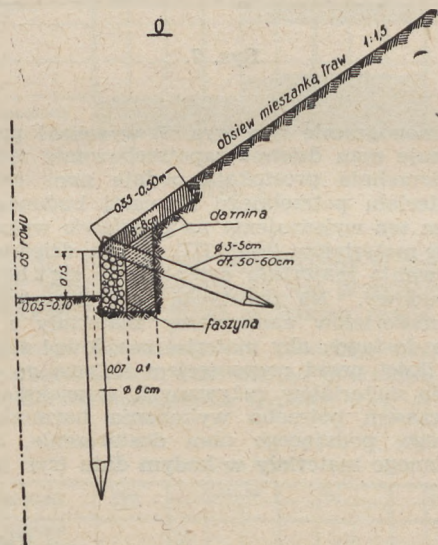
Dotychczas stosowano ubezpieczenia w postaci wyplatanych płotków faszynowych lub z kieszek faszynowych. Płotki wyplatane okazały się nietrwałe, a do wykonania ich potrzeba wyborowej faszyny, o którą obecnie jest trudno. Dobrymi okazały się płotki z kieszek faszynowych, ale do ich wykonania potrzeba poważnych ilości drutu, który, po zlegnięciu się faszyny w kioskach, co następuje w ciągu krótkiego czasu po wykonaniu ubezpieczenia, jest zupełnie zbędny, a na który jest duże zapotrzebowanie w innych gałęziach budownictwa i w przemyśle.



Rys. 1a.

Przedstawiony na załączonym rysunku typ umocnienia faszynowego posiada tę zaletę, że nie wymaga użycia drutu, jest tańszy od dotychczas stosowanych o 13,4%, łatwy w wykonaniu i trwały. Najłatwiej go stosować w tzw. „Oszczędnościowym przekroju” cieku¹⁾, ale może być z równie dobrym skutkiem stosowany do wszystkich innych przekrojów poprzecznych rowów, kanałów i rzek.

Sposób wykonania tego ubezpieczenia jest następujący: Do przygotowanego wykopu za kołki zakłada się faszynę w stanie rozluźnienia, jak w stosach, do wysokości kołków (rys. 1c). Następnie robotnik nogą wgniata faszynę przy ścianie wykopu i wbija kołki boczne, przyciskające faszynę ku dołowi. Zabezpieczoną tak faszynę od podnoszenia się jeden robotnik przy pomocy zwykłego kołka drewnianego, wkładanego między faszynę i ścianę wykopu, dociska faszynę do pionowych kołków, a w powstałą wskutek tego przestrzeń drugi robotnik wkłada darninę i mocno

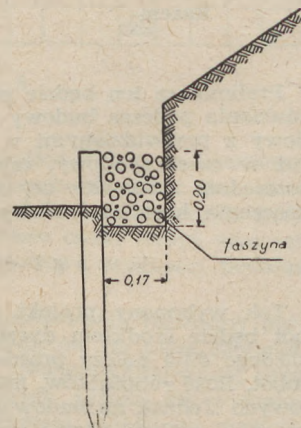


Rys. 1b.

ją wgniata, by pręty faszyny zostały jak najmocniej ściśnione. Do tego celu używa się darniny jaka jest pod ręką, byle by była dobrze ukorzeniona. Mogą to być kawałki o różnych kształtach, całe kępy itp. W końcu zakłada się pas dobrej darniny na skarpe tak, by całkowicie przykrywała od góry faszynę. Darnina ta szybko zapuści korzenie między pręty faszyny, zapelniając wolne przestrzenie, przez co wzmocni ubezpieczenie i zabezpieczy faszynę przed wysychaniem w okresach suszy.

Jak widać „bezdrutowy” system ubezpieczenia jest bardzo prosty i może być wykonywany przez robotników nie posiadających specjalnych kwalifikacji.

¹⁾ porówn.: „Oszczędnościowy wykop w małych rowach melioracyjnych”. Nr 6/1951. Gospodarka Wodna.



Rys. 1c.

Po zakorzenieniu się darniny i zlegnięciu się faszyny, kołki boczne mogą być nawet wyjęte, jako już zbyteczne i użyte na innej budowie. W tym wypadku nie należy tych kołków wbijać całkowicie, lecz tak, by można je było uchwycić i wyciągnąć. Otwory należy wtedy starannie wypełnić ziemią i darniną. W okolicach, w których odczuwa się brak drewna na kołki, ten sposób da dodatkowe, poważne oszczędności, nie osłabiając ubezpieczenia.

Porównanie kosztów ubezpieczenia rowu kiszkami faszynowymi i systemem „bezdrutowym” wg stosowanych norm i wg cen z ub. roku przedstawia się jak następuje:

Koszt ubezpieczenia 1 mb rowu płotkiem z kieszek faszynowych.

Na wykonanie płotka wysokości 15 cm potrzebne są 2 kieszki o średnicy po 10 cm na jedną stronę rowu, przyjmując, że dolna kieszka będzie wpuszczona na 5 cm poniżej dna rowu. Na wykonanie 1 mb dwustronnego płotka z tych kieszek potrzeba materiałów:

1. Faszyny — $2 \times 2 \times 0,02$ mp = 0,08 mp po 600 zł	48,00 zł
2. Drutu średn. 2 mm — $2 \times 2 \times 0,035$ kg = 0,14 kg po 80 zł	11,20 „
3. Drzewa na 6 kołków — $6 \times 0,0035$ m ³ = 0,021 m ³ po 2490 zł	52,30 „
4. Transport mat. z odl. 10 km — 0,101 mp po 1500 zł	151,50 „
Razem koszt materiałów	263,00 zł

Robocizna

1. Wykonanie 6 szt. kołków dług. 0,8 m $\varnothing$ 5—7 cm 0,312 godz. $\times$ 57,75 zł	18,02 zł
2. Wykonanie 4 mb kieszki fasz. $\varnothing$ 10 cm 0,4 godz. $\times$ 57,75 zł	23,10 „
3. Zabicie 6 szt. kołków 0,252 godz. $\times$ 57,75 zł	14,55 „
4. Założenie kieszek 0,05 $\times$ 4 = 0,2 godz. $\times$ 57,75 zł	11,55 „
5. Dodatek za pracę w wodzie 25% poz. 3 i 4 godz. 0,113 $\times$ 57,75 zł	6,53 „
Razem koszt robocizny	73,75 zł

Ogółem koszt materiałów i robocizny . 336,75 zł w starej walucie, co stanowi $336,75 \times 0,03 = 10,10$ zł w nowej walucie.

Koszt ubezpieczenia 1 mb rowu systemem „bezdrutowym” wyniesie:

Materiały

1. Faszyny $2 \times 0,2 \times 0,1$ = 0,068 mp po 600 zł	40,80 zł
2. Drzewa na 6 kołków $6 \times 0,0035$ = 0,021 m ³ po 2490 zł	52,30 „
3. Transport mat. z odległ. 10 km 0,089 mp po 1500 zł	133,50 „
Razem koszt materiałów	226,60 zł

Robocizna

1. Wykon. kołków jak przy ubez. kieszka-mi szt. 6	18,02 zł
2. Zabicie 6 szt. kołków jak przy ub. kieszk.	14,55 „
3. Założenie faszyny za kołki z dociśnięciem przy pomocy kołków i uszczelnieniem darniną godzin $0,2 \times 2 \times 57,75$ zł =	23,10 „
4. Dodatek za pracę w wodzie 25% poz. 2 i 3	9,41 „

Razem koszt robocizny . 65,08 zł

Ogółem koszt materiałów i robocizny 291,68 zł w starej walucie, co stanowi $291,68 \times 0,03 = 8,75$ zł w nowej walucie.

Oszczędność w stosunku do ubezpieczenia kiszka-mi wynosi 10,10 zł — 8,75 zł = 1,35 zł na 1 mb cieku, co stanowi 13,37%, a wyraża się kwotą 1350 zł. na 1 km cieku.

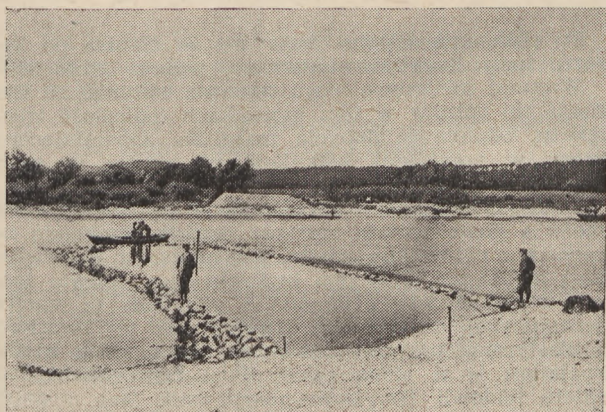
Budowle regulacyjne faszynowo-nasypowe

Redakcja zamieszcza opis budowli regulacyjnej faszynowo-nasypowej, nadesłany przez techn. Aleksandra Walentynowicza z P.Z.W. Głogów.

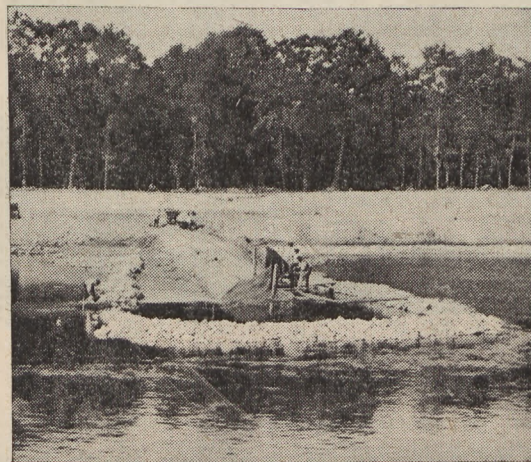
Opisana budowla, jako znacznie oszczędniejsza w porównaniu ze stosowanymi u nas budowlami czysto faszynowymi, może w pewnych warunkach znaleźć szersze zastosowanie.

Autor w czasie swej pracy przy odbudowie regulacji rz. Odry napotkał na typ budowli regulacyjnej, niespotykany na innych polskich drogach wodnych. W pewnych warunkach typ ten, nazwany budowlą faszynowo-nasypową, może się okazać korzystny zarówno pod względem technicznym, jak i gospodarczym.

Budowla regulacyjna faszynowo-nasypowa (podłużnica lub poprzeczka) składa się z obwiednicy (rys. 1), której poziom wykonany jest równo ze stanem zwierciadła wody, panującego w czasie wykonywania robót.



Rys. 1.



Rys. 2.

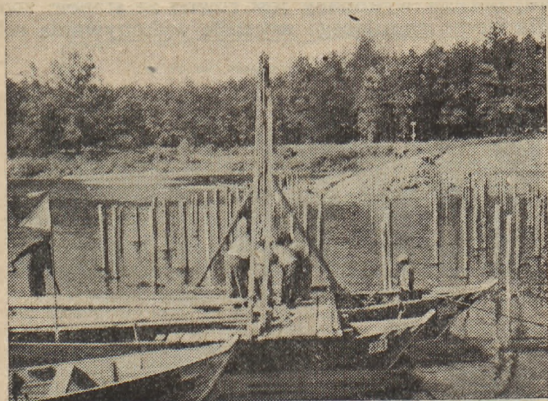
Przestrzeń między równoległymi odcinkami obwiednicy i nad obwiednicą, aż do projektowanego poziomu budowli regulacyjnych, jest zasypana i uformowana jako przekrój trapezowy z materiału wypełniającego (żwir, gruz, kamień, w ostateczności — piasek). Następnie całą budowlę należy obrukować w sposób powszechnie przyjęty na robotach regulacyjnych.

Sposób wykonania obwiednicy jest odmienny od wykonania normalnej faszynady (warstw zatapianych), pozwala on bowiem na pewne oszczędności.



Rys. 3.

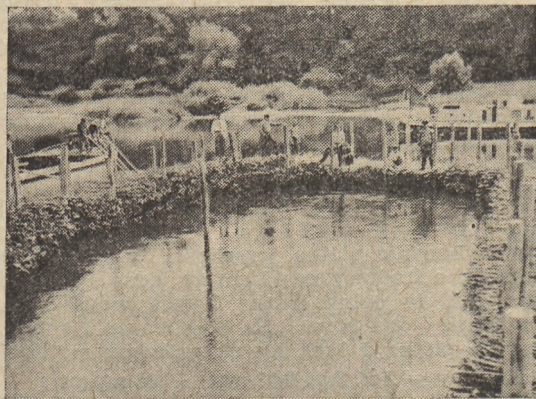
Dla wykonania obwiednicy wbijamy w odstępach co 3,0 m kafarkiem lub ręczną babą potrójny rząd pali $\varnothing$ 12 — 15 cm, o długości zależnej od głębokości wody (rys. 2); do pali tych przymocowujemy drutem $\varnothing$ 3 mm 3 kieszki faszynowe, ułożone poziomo równo ze zwierciadłem wody. Drut nie powinien być owinięty dokoła pali zbyt ściśle, gdyż wywołałoby to później trudności przy zatapianiu obwiednicy. Końce drutów należy umocować do główek pali. Na kioskach układamy warstwę faszyny, miotłami na zewnątrz. Grubość warstwy winna przekraczać głębokość wody w danym miejscu (rys. 3). W dalszym ciągu zatapiamy faszynę narzutem kamiennym i stopniowo obciążając, zwalnimy podtrzymujące ją druty.



Rys. 4.

Po zatopieniu faszyny nawozimy środek budowli materiałem wypełniającym (rys. 4 i 5), w dalszym ciągu nadsypujemy całą budowlę do projektowanego po-

ziomu, wykształcając prawidłowy, trapezowy przekrój poprzeczny. Ostatnią czynnością będzie obrukowanie budowli (rys. 6).



Rys. 5.

Porównyując koszt budowli regulacyjnej o szerokości korony 2,0 m, wysokości od dna rzeki 2,0 m i skarpach 1:1,5, otrzymamy, że dla 10 mb tamy faszynadowej potrzeba: 19 mp chrustu, 120 palików, 2,7 kg drutu, 4 godz. tamiarza i 41,5 godz. robotnika.

Zapotrzebowanie materiałów i robocizny dla 10 mb tamy faszynowo-nasypowej o podobnych wymiarach ale szerszej koronie (4 m) wyniesie: 13 mp chrustu, 0,3 kg drutu, 1 godz. tamiarza, 25 godz. robotników.



Rys. 6.

Po obliczeniu kosztu okaże się, że różnica na korzyść tamy faszynowo-nasypowej wynosi około 30%.

Warunki miejscowe mogą znacznie wpłynąć na wahań tej różnicy w obu kierunkach (odległość transportu, odpłatność nabycia materiału wypełniającego, który w powyższej kalkulacji nie został w ogóle uwzględniony itd.).

Budowla regulacyjna typu faszynowo-nasypowego może z powodzeniem zastąpić zwykłą faszynadę na rzekach o niewielkim spadku i w miejscach o niewielkiej głębokości. Jest ona budowlą niewątpliwie tańszą w porównaniu z tamami z faszynady (z warstw zatapianych), ale też nie posiada ona tej zwartości i elastyczności, jaką zapewniają faszynadzie kieszki, spajające je w jedną całość. Poza tym niewątpliwą zaletą budowli faszynowo-nasypowych jest możliwość ich budowy prawie bez udziału wykwalifikowanych tamiarzy, których brak daje się odczuwać coraz bardziej na drogach wodnych.

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

INŻ. JAN ŻMIHORSKI

Pomiary sprawności i strat w siłowniach wodnych

Stan techniczny siłowni wodnych będących w eksploatacji może być scharakteryzowany sprawnościami zespołów zainstalowanych (γ_z) oraz sprawnościami samych turbin (γ_t). Sprawność zespołu wyrażona jest stosunkiem mocy efektywnej na zaciskach generatora (N_{ef}) do mocy surowej, jaką posiada woda na wlocie przed kratami (N_m) w optymalnych reżimach pracy agregatu. Sprawność turbiny wyraża się stosunkiem mocy turbiny na sprzęgle (N_s) do mocy surowej strumienia wodnego, pomniejszonej o niektóre straty spowodowane ubytkiem spadku i wody w postaci przecieków, o czym będzie mowa poniżej. Ogólnie mówiąc, sprawność turbiny (γ_t) określana jest konwencjonalnie przez wytwórców.

Siłownie wodne podzielić można na cztery typy: I — siłownie na niskich spadach bez kanałów doprowadzających; II — siłownie na spadach średnich i wysokich bez kanałów doprowadzających (przy zaporach); III — siłownie na niskich spadach z kanałami doprowadzającymi; IV — siłownie z kanałami doprowadzającymi i przegrodą średniej lub dużej wielkości. Kanały doprowadzające zaś dzielimy na kanały otwarte i sztolnie lub rurociągi pod ciśnieniem.

W Polsce posiadamy przeważnie zakłady I i III typu; jest również kilka obiektów typu II na spadach średnich i wysokich; nie ma natomiast wcale obiektów typu IV.

Turbiny instalowane w tych siłowniach są typu Francis'a i Kaplana, rzadziej śmigłowe. Stosunkowo małe zróżnicowanie typów siłowni i ich wyposażenia pozwala na przyjęcie niezbyt skomplikowanych i zróżnicowanych metod pomiarów i przygotowań. W dalszym ciągu omawiane będą w formie ogólnej straty w agregacie oraz sprawność zespołu i turbiny.

Różnica pomiędzy mocą efektywną (N_{ef}) i mocą surową strumienia wodnego na wlocie przed kratami (N_m) spowodowana jest stratami, które podzielić można na trzy grupy:

1. Straty spadu:

- H_1 — na kratkach (ujęcie wody);
- H_2 — w rurociągach i zaworach;
- H_3 — w spiralach;
- H_4 — w aparacie kierowniczym i wirniku;
- H_5 — w rurze ssawnej.

2. Straty wody — (o ile pobierana jest z górnego zbiornika już poza przekrojem pomiarowym, licząc w kierunku turbiny):

- Q_1 — przecieki przez kierownicę, wirnik, pierścienie labiryntowe, czopy i dławice;
- Q_2 — woda na chłodzenie łożysk turbiny;
- Q_3 — woda na chłodzenie łożysk generatora i koła zamachowego;
- Q_4 — woda na chłodzenie reduktora;
- Q_5 — woda na chłodzenie uzwojenia generatora;
- Q_6 — woda na chłodzenie regulatora (oleju);
- Q_7 — straty przez szczeliny wewnętrzne i w fundamentach.

3. Straty mocy:

- N_1 — tarcie wieńca wirnika o wodę;
- N_2 — tarcie w łożyskach turbiny;

- N_3 — tarcie w łożyskach generatora i koła zamachowego;
- N_4 — straty w reduktorze;
- N_5 — straty w uzwojeniu generatora;
- N_6 — moc pompy do oleju (wody) dla łożysk turbiny;
- N_7 — moc pompy do oleju dla łożysk generatora i koła zamachowego;
- N_8 — moc pompy do chłodzenia generatora;
- N_9 — moc pompy olejowej w reduktorze;
- N_{10} — moc napędu regulatora;
- N_{11} — moc wentylacji koła zamachowego.

Używając powyższych oznaczeń napisać można wzory na obie sprawności:

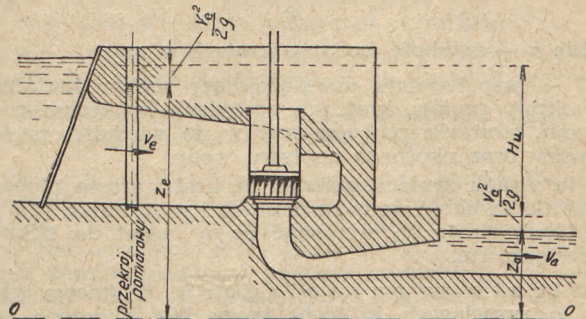
$$\gamma_z = \frac{N_{ef}}{N_m} = \frac{N_{ef}}{\frac{\gamma}{75} O(H_u + H_1 + H_2)} \quad (1)$$

$$\gamma_t = \frac{N_{ef} + N_3 + N_4 + N_5 + N_7 + N_8 + N_9 + N_{10} + N_{11}}{\frac{\gamma}{75} H_u (Q - Q_3 - Q_4 - Q_5 - Q_6 - Q_7)} \quad (2)$$

gdzie:

N_{ef} — moc na zaciskach generatora w KM;

Q — ilość wody doprowadzona do turbiny przez przekrój pomiarowy w m³/sek.



Rys 1.

Pomiar spadku użytecznego H_u w siłowniach na niskich spadach.

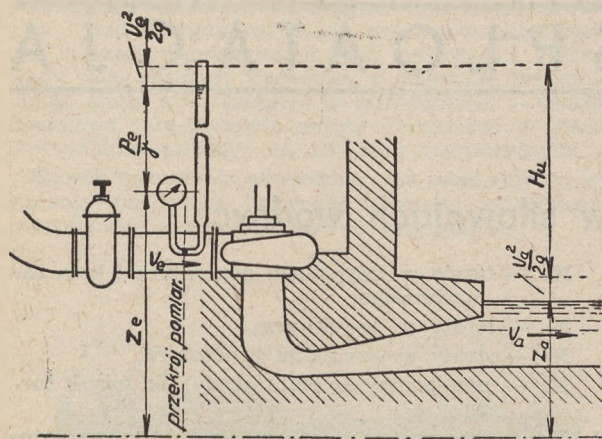
H_u — spadek użyteczny w m mierzony przed wejściem wody na turbinę, którego określenie podane jest na rys 1 i 2 oraz we wzorach:

$$H_u = z_e - z_a + \frac{v_e^2 - v_a^2}{2g} \quad (\text{wg rys. 1}) \quad (3)$$

$$H_u = z_e - z_a + \frac{p_e}{\gamma} + \frac{v_e^2 - v_a^2}{2g} \quad (\text{wg rys. 2}) \quad (4)$$

γ — ciężar właściwy wody w kg/m³.

Analizując wzór na sprawność turbiny (2) można powiedzieć, iż turbinę obciążają (pomniejszają jej sprawność) tylko straty mocy N_1 , N_2 i N_6 , wszystkie straty spadku z wyjątkiem H_1 i H_2 oraz straty wody Q_1 i Q_2 .



Rys. 2.
Pomiar spadcu użytecznego H_u w siłowniach na spadach średnich i wysokich.

W przypadku wspólnych łożysk generatora z turbiną (albo koła zamachowego z turbiną), przyjęto liczyć, iż turbinę obciążają tylko te straty tarcia (N'_2) albo te straty wody (Q'_2), które wynikają z podziału sumarycznej straty we wspólnym łożysku na straty z obciążenia turbiny i obciążenia generatora (np. łożysko oporowe w układzie pionowym agregatu).

Używając oznaczeń na straty można oznaczyć moc efektywną na zaciskach generatora wzorem:

$$N_{ef} = \frac{\gamma}{75} (Q - \sum_{i=1}^n Q_i) (H_u - H_3 - H_4 - H_5) - \sum_{i=1}^{11} N_i = N_m - N_{strat} \dots (5)$$

Straty na kratkach H_1 — w dobrze zaprojektowanych i oczyszczanych urządzeniach nie przekraczają kilku cm i wyrażają się wzorem:

$$H_1 = \zeta \frac{v^2}{2g} \dots (6)$$

gdzie v — szybkość wody na kratkach w m;

ζ — współczynnik uwzględniający wpływ kształtu przekroju prętów, krat, ich pochylenie względem poziomu, stosunek grubości prętów do wielkości przeswitów oraz ukośnego napływu wody.

Na skutek zanieczyszczenia się krat wzrasta nieproporcjonalnie szybkość wody na kratkach i w pewnych przypadkach straty H_1 wzrosnąć mogą nawet do kilkunastu cm.

Straty w rurociągach H_2 (mowa tylko o rurociągach krótkich) mogą być obliczone ze wzorów empirycznych, jednakże z uwagi na zakłócenia, jakie w nich występują z powodu obecności zaworów, właściwsze jest pomierzenie tych strat sposobem doświadczalnym, instalując na wlocie do spirali poza zaworem precyzyjny manometr sprężynowy lub ciężarowy (jak na rys. 2). Różnica wskazań manometru w chwilach postoju turbiny (kierownicze, łopatki zamknięte) i w czasie normalnej pracy wyraża się ubytkiem spadcu statycznego H_{stat} na rzecz energii kinetycznej wody i strat tarcia w rurociągu:

$$H_{stat} = \frac{P_e}{\gamma} + \frac{v_e^2}{2g} + H_2 \dots (7)$$

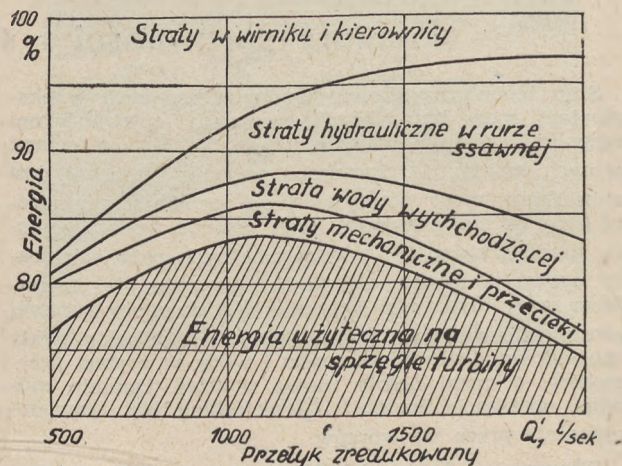
gdzie

P_e — ciśnienie pomierzone na wlocie przy pracy agregatu;

v_e — szybkość wody w punkcie pomiaru ciśnienia w m/sek.

Znając H_{stat} (pomierzone tym samym manometrem), przekrój rurociągu oraz przepływ w chwili pomiaru, łatwo znaleźć stratę H_2 .

Straty w spirali (H_3) kierownicy i wirniku (H_4) nie można praktycznie wyodrębnić, gdyż są b. złożone. Straty w spirali są stosunkowo b. małe, w kierownicy natomiast i w wirniku znaczne i silnie zmienne w zależności od zredukowanego przepływu (Q'_1 — przepływ zredukowany jest to przepływ geometrycznie podobnej turbiny o średnicy



Rys. 3.
Wykres strat w modelowym wirniku turbiny Kaplana.

1 m i przy spadzie 1 m). Na rys. 3 pokazane są wyniki pomiarów strat w turbinie modelowej Kaplana: $n_s = 550 - 600$; $D = 460$ mm w funkcji Q'_1 . Widoczna jest silna zmienność strat w wirniku i kierownicy. Straty te spowodowane są głównie przez tarcie wody na łopatkach oraz przez tzw. uderzenia wodne przy wlocie na łopatki wirnika, które są tym większe, im bardziej reżimy chwilowej pracy oddalone są od reżimów nominalnych, szczególnie zaś są znaczne w turbinach o pojedynczej regulacji.

Straty w rurze ssawnej (H_5) — w przeciwieństwie do strat w spirali są bardzo duże, podobnie jak w wirniku, z tą tylko różnicą, że wzrastają ze wzrostem Q'_1 , podczas gdy straty w wirniku maleją na ogół ze wzrostem Q'_1 . Podzielić można je na dwa rodzaje: straty hydrauliczne (h) i straty wody wychodzącej ($\frac{v_3^2}{2g}$). Stosunek energii odzyskanej w rurze ssawnej do energii wprowadzonej do rury ssawnej (energia kinetyczna wody wychodzącej z wirnika) wyraża sprawność rury ssawnej:

$$\eta_s = \frac{\frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_3^2}{2g}}{\frac{v_2^2}{2g}} + h \dots (8)$$

Aby zmniejszyć straty rury ssawnej należy powiększyć jej sprawność przez zmniejszenie do minimum szybkości wody wychodzącej z rury ssawnej (v_3) oraz przez zmniejszenie strat hydraulicznych. Te ostatnie zależą od geometrycznego kształtu rury ssawnej.

Straty $\frac{v_3^2}{2g}$ nie powinny być większe od (0,01—0,02) H_u .

Natomiast energia kinetyczna wody opuszczającej

wirnik $\frac{v_1^2}{2g}$ silnie zmienia się wraz z szybkobieżnością

i chwilowym przepływem turbiny. Wpływ szybkobieżności pokazuje tablica:

n_s	75	100	150	200	250	300	350	400	600	800	
$\frac{v_1^2}{2gH_u}$	4	4	6	9	12	14	17	19	28	35	% od H_u

Z powodu b. dużych pozornych strat w wirnikach turbin szybkoobrotowych, te ostatnie muszą mieć szczególnie starannie opracowany kształt rury ssawnej, tak aby turbina mogła odzyskać praktyczne maksimum niewykorzystanej przez wirnik energii.

Wpływ chwilowego przetyku na straty w rurze ssawnej widać na rys. 3. Porównując je ze stratami na wirniku widzimy, iż kształt łopatek wirnika w turbinach szybkoobrotowych ma znacznie mniejsze znaczenie dla (sprawności) turbiny niż kształt rury ssawnej.

Straty w rurze ssawnej (H_s) można obliczyć wychodząc z równania Bernoulli'ego dla strumienia wodnego w rurze ssawnej:

$$H_s + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{p_a}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + h \quad (9)$$

gdzie H_s — wysokość ssania w m;

p_1 — ciśnienie w przekroju rury ssawnej tuż poniżej wirnika w kg/m^2 ;

p_a — ciśnienie atmosferyczne w poziomie dolnej wody w kg/m^2 .

Straty rury ssawnej:

$$\frac{v_1^2}{2g} + h = H_s + \frac{v_2^2}{2g} - \frac{p_a - p_1}{\gamma} \quad (9a)$$

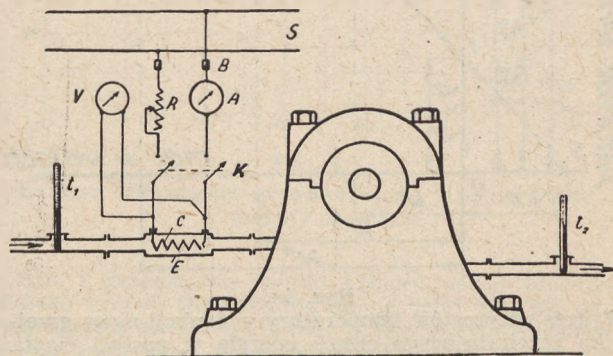
Stratami wodnymi nazywamy te ilości wody, które przeszły przez przekrój pomiarowy (uwzględnione zostały w obliczeniu) ale nie przeszły przez wirnik, omijając go przy przejściu z górnego do dolnego poziomu. W starszych typach turbin największą pozycję w tej grupie stanowią straty Q_1 . Pozostałe straty nawet łącznie wzięte mają mniejsze znaczenie i dają się łatwo obliczyć z wyj. straty (Q_1). Na te ostatnie należy zwrócić szczególną uwagę w siłowniach starszych, gdzie może się zdarzyć, iż po wielu latach pracy woda wymyła w fundamentach (szczególnie w chudych betonach) szczeliny i otwory, przez które ucieka w wielkiej ilości pomijając wirnik.

Przy badaniu zakładów wielozespołowych należy uwzględnić te ilości wody, które przeszły przez przekrój pomiarowy jako przecieki przez inne turbiny. Jest to ważne, jeżeli się zważy, iż przecieki te w starszych turbinach są niekiedy tak wielkie, iż przy zamkniętej kierownicy obracają wirnik. Straty przecieków przez aparat kierowniczy i wirnik można z pewnym przybliżeniem wyznaczyć obserwując po zamknięciu i uszczelnieniu zasuw oraz po zamknięciu kierownicy obniżanie się zwierciadła wody z przesłoni między zasuwami a kierownicą. O ile wirniki osadzone są na dnie betonowych komór, pomiar taki można przeprowadzić bardzo dokładnie.

Straty mocy N_1 — są dosyć znaczne, zwłaszcza przy francisach. Przedstawia się je zazwyczaj łącznie ze stratami w wirniku (rys. 3).

Straty tarcia w łożyskach i reaktorach (N_2, N_3, N_4) można w przybliżeniu obliczyć przyjmując odpowiednie współczynniki tarcia i sprawności w zależności od ich typu i konstrukcji. Przy poważniejszych siłach tarcia wskazane byłoby pomierzenie tych strat w sposób doświadczalny. Rys. 4 i rys. 4a przedstawiają prosty i dokładny sposób pomiaru strat tarcia w łożyskach bez pomiaru ilości cieczy chłodzącej. Do ciśnieniowego przewodu olejowego podłączony jest grzejnik E. Nie nagrzewając sztucznie oleju, po ustabilizowaniu się różnicy temperatur ($t_2 - t_1$) na wlocie i wylocie do badanego źródła strat tarcia, наносimy na wykres przyrostów temperatur w funkcji mocy grzejnika przekazującego energię

cieplną cieczy ($\Delta t = f/W$) różnicę temp. ($t_2 - t_1$) dla odciętej równej zeru. Następnie włączając prąd przez regulację oporu R i pomiar prądu (A) i napięcia (V) nastawiamy ściśle określoną moc grzejną spirali W'. Wskutek podgrzewania oleju po pewnym czasie ustali się nowa różnica temperatur ($t' - t'_1$), którą odniesiemy na wykres w punkcie odciętej równej mocy grzejnej W' we watach. Otrzymujemy drugi punkt szukanej krzywej (2) itd. Po wykreśleniu odcinka krzywej z prawej strony osi rzędnych ekstrapolujemy krzywą w lewo aż do przecięcia się z ujemną osią odciętych. Odcinek X swoją długością przedstawia moc tarcia straconą w łożysku — we watach.



Rys. 4.
Pomiar strat w łożysku.

Straty w uzwojeniu generatora (N_5) — można obliczyć przez pomiar oporności uzwojenia, wychodząc z założenia, iż zamieniają się na ciepło ($I^2 R$) albo też można bezpośrednio pomierzyć ilość wydzielonego przez generator ciepła w punktach badanych obciążeni. Straty:

$$N_5 = w \cdot c (t_2 - t_1) \frac{427}{75} \text{ KM} \quad (10)$$

gdzie:

w — ilość powietrza wentylacji w m^3/sek ;

c — ciepło właściwe powietrza w $\text{kcal/m}^3 10^\circ\text{C}$;

$t_2 - t_1$ — przyrost temperatury powietrza w $^\circ\text{C}$.

W analogiczny sposób można pomierzyć stratę N_5 przy wodnym chłodzeniu generatora.

Straty poboru mocy N_6, N_7, N_8 i N_9 określić można przez założenie sprawności pomp. O ile posiadają one napęd pośredni, wówczas możliwe jest określenie mocy przez napęd z obcego źródła (np. pompy napędzane paskami klinowymi). To samo dotyczy mocy pobieranej przez regulator, o ile nie posiada on danych firmowych. (N_{10}).

Moc wentylacji odkrytego koła zamachowego (N_{11}) może być w starszych siłowniach o mniejszej mocy efektywnej pokaźną wielkością, szczególnie w turbozespołach z przekładnią. Obliczyć ją można wg wzoru:

$$N_{11} = \frac{2}{10^6} D_a^2 \cdot v_a^2 \cdot \gamma_p \cdot \left(1 + 1,8 \frac{B}{D_a}\right) \text{ KW} \quad (11)$$

gdzie:

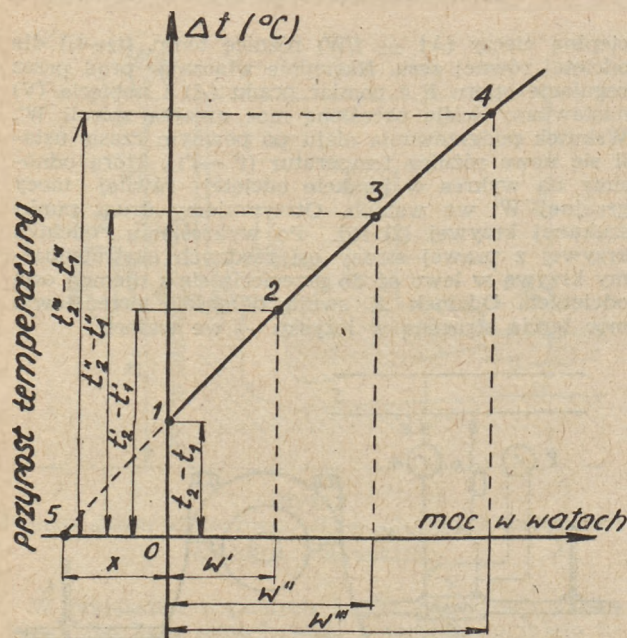
D_a — średnica zewnętrzna koła zamachowego w m;

v_a — szybkość obwodowa wieńca koła zamachowego w m/sek;

B — szerokość wieńca w m;

$\gamma_p = 1,2$ — ciężar właściwy powietrza w kg/m^3 .

Aby ułatwić pomiar sprawności turbiny należy dążyć do eliminowania źródeł błędów, odłączając od turbiny wszystkie mechanizmy napędzane przez nią, a nie koniecznie potrzebne w stosunkowo krótkim okresie pomiaru.



Rys. 4a.

Wykres przyrostów temperatury w funkcji mocy grzejnika przekazującego cieczy energię w postaci ciepła.

Zasadnicze zadanie pomiarów sprawności η_z i η_t polega na wyznaczeniu krzywych tych sprawności w funkcji mocy:

$$\eta_z = f_1(N_{ef}) \text{ i } \eta_t = f_2(N_t)$$

gdzie N_t równa się wartości licznika we wzorze na sprawność turbiny (2).

Krzywe te różnią się między sobą b. nieznacznie (o ile w zakładzie nie ma większych przecieków wody). Krzywa η_z leży nieco poniżej krzywej η_t , ponieważ w tej ostatniej nie uwzględnia się wszystkich strat, które są prawie stałe przy zmianie obciążeń.

Mając krzywą $\eta_z = f_1(N_{ef})$ oraz pomierzone te straty, które występują we wzorze na sprawność turbiny (2), łatwo wykreślić krzywą sprawności η_t .

Znajomość krzywych sprawności ma zasadnicze znaczenie dla ekonomicznej eksploatacji zakładu wodnego, umożliwiając one bowiem takie rozłożenie obciążenia na istniejące agregaty, aby pracowały w strech swoich optymalnych sprawności, lub też posiadały w każdej porze pewien stopień rezerwy dla rzęźcia nagłych obciążeń.

Sam pomiar sprawności polega na wielokrotnym, jednoczesnym mierzeniu, przy różnych zasadniczych obciążeniach, lecz w okresach ich pełnej stabilizacji, trzech wielkości Q , H_u i N_{ef} . Straty mocy i przecieków wchodzące we wzór na sprawność turbiny winny być ustalone przed albo po pomiarze, jednakże w podobnych warunkach pracy agregatu.

Pomiar mocy N_{ef} dokonywa się zwykle na zaciskach generatora. O ile to jest nie możliwe, to należy w wyniku uwzględnić dodatkowe straty, jakie mają miejsce między zaciskami a punktem pomiaru.

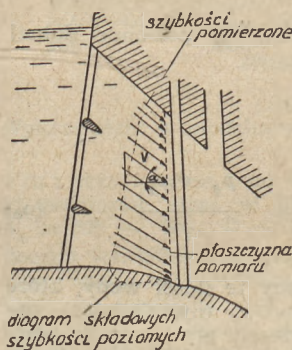
Pomiar spadku użytecznego H_u wykonuje się przy pomocy wodowskazów stykowych ustawionych na otwartych zwierciadłach wody, albo w studzienkach połączonych i wnękach (rys. 1 i 7) o ile fale przeszkadzają w wykonaniu pomiaru na wykonaniu pomiaru na wolnym zwierciadle. W zakładach, w których turbiny zasilane są rurociągami (rys. 2) najwygodniej jest użyć do pomiaru precyzyjnych manometrów sprężynowych albo ciężarowych podłączonych do rurociągu pomiędzy zaworem a spiralą.

W przypadku, gdy chcemy porównać otrzymane wyniki pomiaru z krzywą gwarancyjną sprawności danej turbiny, a poszczególne pomiary odbywały się przy różnych spadach (krzywe sprawności wyznaczane są dla stałych spadów) wskutek wahań poziomów, na-

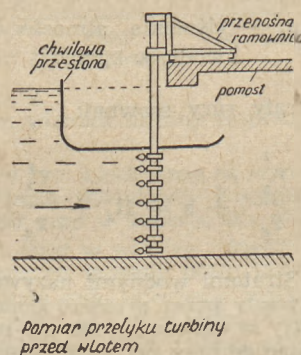
leży wyniki pomiarów przeliczyć na średni spad, wyznaczyć krzywą sprawności i porównać ją z krzywą gwarancyjną zredukowaną do tego samego spadu.

Pomiary ilości wody Q sprawiają najwięcej trudności. W naszych siłowniach z małymi wyjątkami prawie wszędzie daje się zastosować młynkowa metoda pomiaru po mniejszym albo większym nakładzie pracy na przygotowanie przekroju pomiarowego. Metoda ta jest ze wszystkich najdokładniejszą i najpewniejszą. Przekrój pomiarowy może być wybrany w dowolnym miejscu, tj. na kanale doprowadzającym, w obrębie wlotów do siłowni, na wylocie z rur ssawnych i na kanale odprowadzającym, byle między przekrojem pomiarowym a turbiną nie było żadnych odpływów, ani dopływów wody.

Najkorzystniej jest urządzić przekrój pomiarowy w obrębie wlotów np. w płaszczyźnie zasuw lub zastawek, wykorzystując wnęki jako prowadnice dla ramownic wielomłynkowych. Tak obrany przekrój ma bardzo dobre prowadzenie wody oraz daje największą pewność, iż na drodze między przekrojem a turbiną nie ma niespostrzeżonych przypliwów ani ubytków wody. Rysunki 5, 6 i 7 pokazują trzy typowe w naszych

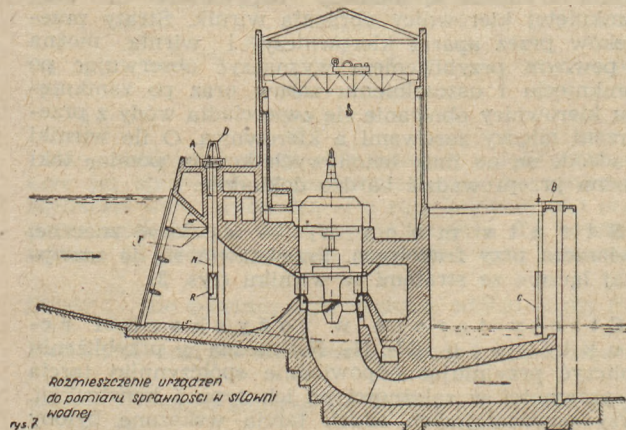


Rys. 5.
Pomiar przełyku turbiny na wlocie.



Rys. 6.
Pomiar przełyku turbiny przed wlotem.

warunkach sposoby wykonania pomiaru wody w obrębie wlotów turbinowych. Na rys. 7 pokazane jest zainstalowanie specjalnej przesłony na okres pomiaru (T) celem nadania strugom wody prawidłowego kierunku napływu na przekrój pomiarowy (młynki nowoczesne, w przypadku ukośnego napływu do 10° , mierzą składową osiową szybkość z dokładnością do 1%). Rys. 5 przedstawia sposób pomiaru wody na wlocie tak silnie ukośnym, iż nie możliwe jest stosowanie kierownic jak na rys. 7. W takim przypadku przed



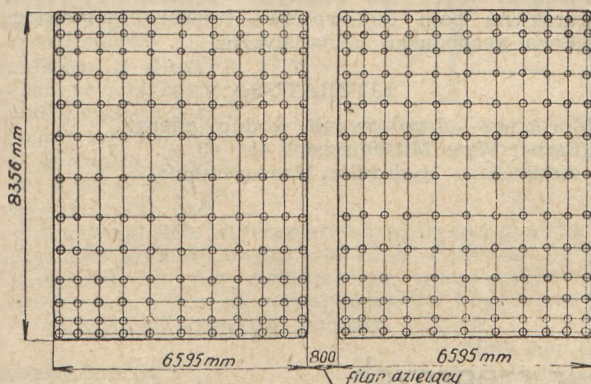
Rys. 7.

pomiarem szybkości wykonuje się wstępne pomiary kierunku strug na różnych poziomach przy pomocy specjalnego urządzenia w postaci chorągiewki, mogącej się obracać wokół poziomego czopa. Przyrząd taki zanurzamy na różnych poziomach, naskutek nastawiania się chorągiewki równolegle do lokalnych kierun-

ków strug i elektrycznego przekazywania na powierzchnię każdorazowej pozycji chorągiewki, bardzo dokładnie wyznacza na całym przekroju rzeczywisty kierunek strug. Mając w ten sposób wyznaczone kierunki strug, dokonuje się pomiaru szybkości wody ramownicą wielomłynkową, w której drążek mocujący młynki jest obracalny, tak, że na każdym poziomie można ustawić młynki równolegle do znanych już kierunków strug. Znając wielkość bezwzględnej szybkości (v) i ich kąty pochylenia (α) można z łatwością sporządzić diagram składowych poziomych szybkości ($v \cdot \cos \alpha$), a tym samym obliczyć przepływ.

Dla małych przekrojów pomiarowych, jakie zdarzają się na wlotach siłowni na niskie spady, można niekiedy użyć zespołu młynków na pionowym drążku (rys. 6) przymocowanym do przesuwnej ramownicy. Na rysunku tym widoczna jest chwilowa przesłona, której zadaniem jest zwiększenie szybkości w przekroju pomiarowym. Wpływa to bardzo korzystnie na dokładność pomiaru, gdyż optymalna szybkość leży w granicach 1–1,5 m/sek.

Rys. 7, 8 i 9 przedstawiają przykład pomiaru krzywej sprawności wielkiej turbiny Kaplana 11250 kVA, 100 m³/sek) celem porównania jej z krzywą gwarancyjną. Pomiaru spad (rys. 7) dokonano wodowskazami stykowymi przyjmując poziomy A i B jako wyjściowe. Przekrój pomiarowy urządzono w przekroju



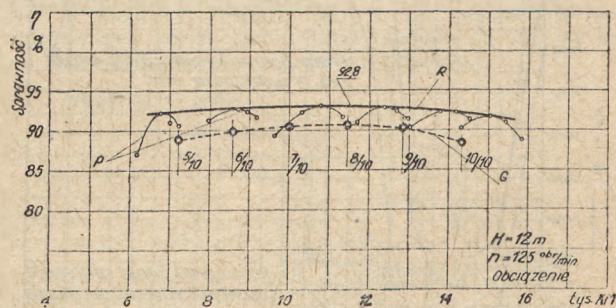
Rys. 8.

K rozmieszczenie punktów pomiarowych w przekroju wlotowym z filarem dzielącym.

zastawek, wykorzystując ich wnętrza jako przewodnice dla ramownicy wielomłynkowej (R). Ponieważ wlot do zespołu przedzielony był filarem (rys. 8) pomiar odbywał się równocześnie w obu połowach dwoma zespołami młynków. Pomiar sprawności turbiny Kaplana sprowadza się do wyznaczenia szeregu krzywych śmigłowych P (rys. 9). Aby wyznaczyć te krzywe należy rozwiązać stałe połączenie między łopatkami wirnika a łopatkami kierownicy, następnie, ustalając łopatkę wirnika w pewnym niezmiennym położeniu, zmieniać obciążenia turbiny za pomocą otwarć kierownicy i mierzyć każdorazowo spadek i przepływ. Na rys. 9 każda krzywa śmigłowa otrzymana była przez wyznaczenie czterech punktów.

Ustalając kolejno łopatkę wirnika w coraz to innych połączeniach i zmieniając obciążenie łopatkami kierownicy otrzymano sześć krzywych śmigłowych. Krzywa opisana na gromadzie krzywych śmigłowych (R) jest poszukiwaną krzywą, obrazującą możliwy przebieg sprawności badanej turbiny. W rzeczywistości krzywa tak otrzymana może się różnić od krzywej otrzymanej przez pomiar sprawności bez rozwiązania układu połączeń: wirnik—kierownica, ponieważ połączenie wirnika z kierownicą wykonane bywa na podstawie wyników badań modelowych i obliczeń, a nie przez próby w rzeczywistych warunkach pracy turbiny. Poważniejszych różnic należy się spodziewać w starszych typach Kaplana. O ile jednak pominie my te ewent. różnice można bardzo znacznie uprościć

wyznaczenie krzywej sprawności Kaplanów, wykonując pomiary bez rozwiązywania układu wirnik—kierownica, tzn. przy jednoczesnej podwójnej regulacji. Tak uproszczony przebieg pomiarów nie różni się niczym od pomiarów sprawności w turbinach śmigłowych i Francisa.



Rys. 9.

Krzywe sprawności gwarantowanej i rzeczywistej turbiny Kaplana.

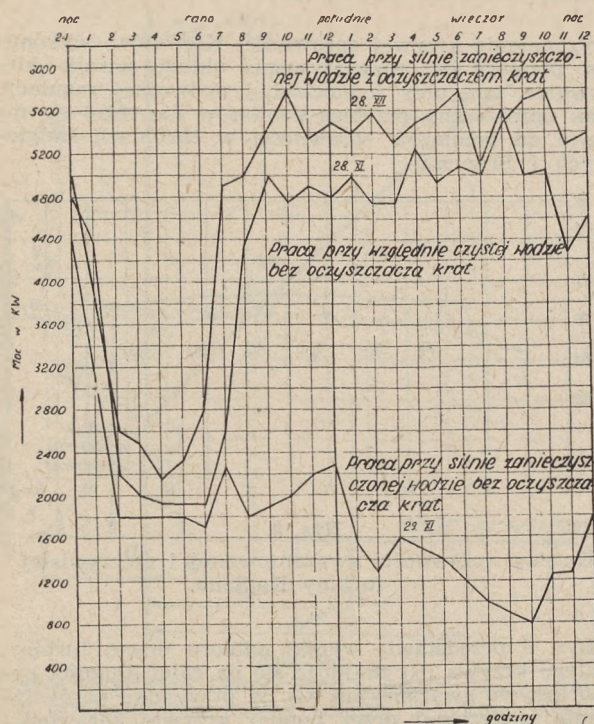
Rys. 9 przedstawia wyniki odbioru nowej turbiny, dlatego krzywa (R) znajduje się na całej długości ponad krzywą gwarancyjną (G). W przypadku porównywania znalezionej przez pomiar krzywej sprawności starszych turbin z ich krzywymi gwarancyjnymi (o ile takie się dochowały) będą one leżeć znacznie poniżej tych ostatnich, a jeszcze bardziej niekorzystnie wyglądałoby porównanie otrzymanej krzywej z krzywymi nowoczesnych turbin na dane warunki.

W przykładzie pokazanym na rys. 7, 8 i 9 dla wykonania krzywej jednej krzywej (dla $H = 12$ m) wykresiono 6 krzywych śmigłowych z których każda wyznaczona była czterema obciążeniami. Razem wykonano więc 24 punkty pomiaru sprawności. Spadek regulowano za pomocą regulacyjnej jazu. Generator był włączony równolegle do sieci przy cos ϕ wyregulowanym możliwie do jedności. Przez cały czas pomiaru jednego obciążenia regulacja turbiny była zablokowana, tak, że obciążenie turbiny utrzymywało się niezmiennie. Sposób rozkładu punktów pomiarowych widoczny jest na rys. 8. Na każdej ramie zamocowanych było 11 młynków, połączonych kablem z chronografem. Rama nośna zawieszona była na linach i bębnie (D) i ustalana ręcznie na trzynastu poziomach. Przełącznik umożliwiał podłączenie do chronografu na zmianę to jednej to drugiej ramownicy (gdy jedna wykonywała pomiar, druga zmieniała pozycję). Obliczenie ilości wody dokonano na podstawie odczytów z pasków chronografu przez liczenie zanotowanych sygnałów co do ilości i czasu. Otrzymano stąd 6864 szybkości, z których utworzono i splanimetrowano 672 powierzchniowe diagramy.

Przy mniejszych ilościach wody i przy bezpośrednim wyznaczaniu krzywej sprawności (bez rozwiązywania połączenia wirnik—kierownica w Kaplanach) ilość pomierzonych punktowych szybkości jest bez porównania mniejsza (już z czterech punktów można wyznaczyć przybliżoną krzywą).

Badając zakład należy zwrócić uwagę na dwa niepożądane zjawiska, będące niekiedy przyczyną poważnych strat w rocznej produkcji zakładu i sprawności zespołu; mianowicie: nierównomierność napływu wody na poszczególne turbozespoły, oraz zanieczyszczanie się krat. Nierównomierność napływu jest przyczyną wadliwego doprowadzenia wody do wlotów i może spowodować to, iż niektóre z agregatów będą pracować stale poważnie niedociążone. Usunięcie tego zjawiska jest niemożliwe zazwyczaj bez poważniejszej przebudowy doprowadzenia wody.

Wpływ zanieczyszczenia krat na produkcję obrazuje rys. 10. Przedstawia on wykres dobowej produkcji w trzech różnych dniach przed i po zainstalowaniu maszyny do oczyszczania krat. 28.XI zakład składający się z dziewięciu agregatów wyprodukował, pracując czystą wodą bez maszyny do czyszczenia krat, 102.490 kWh, 29.XI raptownie podwyższył się poziom



Rys. 10.

Wpływ zanieczyszczenia się krat na produkcję dobową siłowni.

wody wskutek opadów i zwiększył się znacznie stopień jej zanieczyszczenia, tak, iż wlot do jednej turbiny został całkowicie zatkany, a wloty inne znacznie

zmniejszyły przepust wody. Za tę dobę wyrobiono tylko 43.040 kWh. Zainstalowano oczyszczacz k.at. Przy następnym podniesieniu się wody był on już czynny i w dniu 28.XII przy dużym zanieczyszczeniu wody wyprodukowano 115.279 kWh.

Mówiąc o konieczności wykonywania pomiarów sprawności, nie należy rozumieć badania wszystkich siłowni bez wyjątku. Akcja taka winna być przemysłowa i zorganizowana. Należałoby pominąć (przynajmniej w pierwszym okresie) zakłady nowsze jak też i starsze o mniejszej mocy, co do których nie ma żadnych widoków na osiągnięcie większego efektu w poprawieniu sprawności i produkcji. Również należałoby pominąć obiekty, w których wykonanie pomiaru wymagałoby większego nakładu pieniężnego na przygotowania.

Do badania winny być wytypowane w pierwszym rzędzie siłownie starszego typu o większej mocy i produkcji, które posiadają korzystne, ale nie zupełnie wykorzystane warunki techniczne oraz hydrologiczno-topograficzne. Decydować winna obserwacja i wstępna analiza warunków, w jakich się odbywa eksploatacja.

Jednakże w rzeczywistości powinny być znane warunki eksploatacji każdego czynnego zakładu. Poza korzyściami natury ekonomicznej pomiary posiadają duże znaczenie dydaktyczne dla personelu pomocniczego z siłowni (zazwyczaj nieprzećiążonego pracą i bez kwalifikacji). Sprawa ta nie powinna być bez znaczenia, wobec tak bogatych perspektyw, jakie stwarza na polu budownictwa hydroenergetycznego planowa gospodarka socjalistyczna.

LITERATURA:

- Morozow — Ispolzowanie wodnoj energii.
„Escher Wyss Mitteilungen“ 48/ 49.
H. Addison — Hydraulic Measurements.

Inż. MIECZYŚLAW SEBASTYAN

Wolna burta statków rzecznych

Potrzeba należytego wyzyskania środków transportu w gospodarce planowej zwraca uwagę w żegludze śródlądowej na sprawę wolnej burty. Niski na ogół stopień załadowania barek sprawia, że ich rzeczywista wolna burta jest bardzo wysoka, co z drugiej strony zaciemnia aspekt bezpieczeństwa żeglugowego. Poniższy artykuł naświetla sprawę wolnej burty w oparciu o liczne przykłady życiowe i praktykę żeglugową. Drukujemy go mimo pewnych braków wynikających z pominięcia przepisów polskich wydanych w okresie międzywojennym, sądząc, że artykuł ten, jak i ewent. dalsze wypowiedzi fachowców przyczynią się do właściwego uregulowania zagadnienia wolnej burty w obecnych warunkach żeglugi śródlądowej w Polsce.

Konieczność ścisłego określenia wysokości wolnej burty dla różnych typów statków rzecznych i różnych dróg wodnych narzucają następujące potrzeby:

- bezpieczeństwo załogi i przewożonego towaru,
- bezpieczeństwo statku,
- zapewnienie ciągłości żeglugi na uczęszczanych drogach wodnych,
- względy konstrukcyjne
- pomierzanie nośności barek,
- opłaty.

Mówiąc o wolnej burcie, zadajemy sobie pytanie, czy pojęcie to jest jasne i czy w każdym wypadku potrafimy je ściśle określić. Na kilku przykładach postaram się je objaśnić.

Zdawałoby się, że definicję wolnej burty znajdziemy w przepisach klasyfikacji i przepisach budowy barek, wydanych przez Polski Rejestr Statków. Określenia jednak tego pojęcia nie znajdujemy tam.

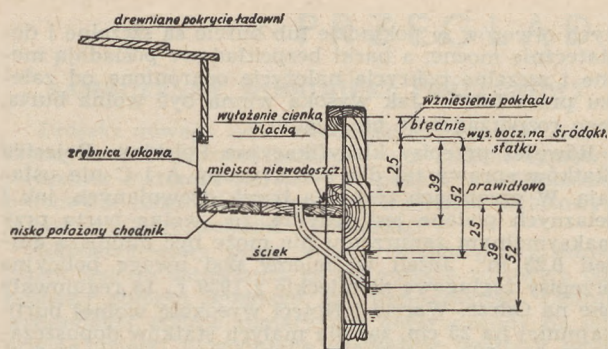
W literaturze niemieckiej spotykamy się z następującym określeniem: „Wolna burta jest to odległość górnej krawędzi pokładu od linii wodnej mierzona pośrodku, z boku statku“ (Hütte tom IV, str. 3 z 1938 r.).

Teubert zaś określa wolną burtę jeszcze bardziej lakonicznie, a mianowicie: „Wysokość pokładu ponad górną wodnicę nazywamy wolną burtą“ (Teubert, Die Binnenschiffahrt, str. 389 z 1932 r.). Określenia te nie są ściśle i można je różnie interpretować.

Poniżej podaję przykłady, jak przy różnej konstrukcji statku wolna burta winna być określona. Z przedstawionych rysunków widać, że pomiaru wolnej burty winno dokonywać się od pokładu, względnie od najniższej położonego otworu, względnie miejsca, przez który woda może dostać się do wnętrza statku. Pojęcie więc wolnej burty określiłbym następująco:

„Wolną burtą nazywamy tę część burty wyrażoną w centymetrach, która jest mierzona w pośrodku statku od górnej wodnicy do górnej krawędzi burty albo dolnej krawędzi najniższej położonych nieuszczelnionych otworów, przez które woda może dostać się do wnętrza statku“.

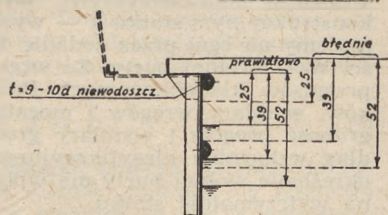
Z tego wynika, że pojęcie wolnej burty jest związane również z pojęciem górnej wodnicy. Załączone rysunki najlepiej określają to wyjaśnią. (Na rysunkach zaznaczono 3 różne wielkości wolnej burty 25, 39 i 52 cm). Rysunki uwzględniają różne typy barek spotykanych na polskich drogach wodnych.



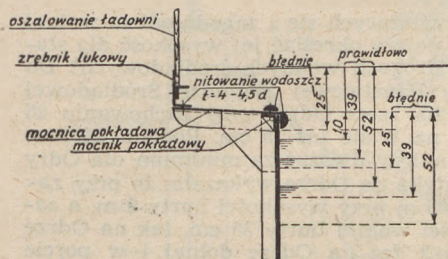
Rys. 1. Barka kryta z nisko położonym chodnikiem.

Rys. 1. — Barka drewniana, kryta, posiadająca w części dziobowej chodnik położony poniżej linii największego zanurzenia, jakie byłoby dopuszczalne dla środkowej części barki. Nisko położony chodnik posiada ścieki dla wody, miejsca łączenia zębicy z pokładem nie jest szczelne. Wolną burtę należy więc liczyć nie od górnej krawędzi nadburcia, lecz od górnej, wodoszczelnej krawędzi chodnika.

Rys. 2. — Barka posiada w celu wzmocnienia wiązań podłużnych mocnik z żelaza żelowego. Połączenie między mocnikiem a poszyciem zewnętrznym wykonane jest przy pomocy nitowania o podziałce równej 9 do 10 d (średnica nita), chociaż ze względów wytrzymałościowych odstęp nitów nie powinien wynosić więcej niż 4,5 d. Ponieważ opisane połączenie nie jest wodoszczelne, wolna burta może być liczona tylko od górnej krawędzi poszycia, a nie od najwyższej krawędzi mocnika.

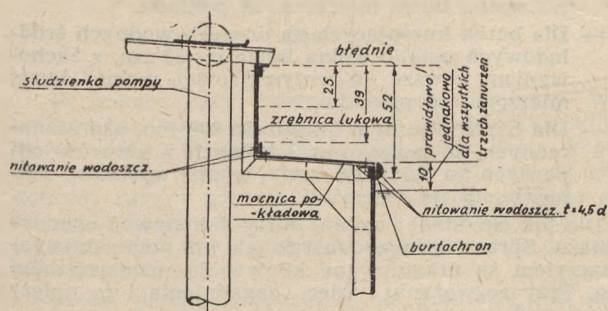


Rys. 2. Barka kryta typu magdeburskiego z wysoko położonym chodnikiem.



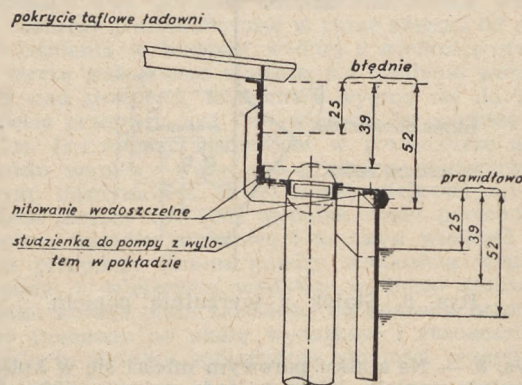
Rys. 3. Barka typu wrocławskiego (kryta).

utowane w odstępach 4—4,5 d. W tym wypadku wolna burta nie powinna być mierzona od pokładu, lecz od górnej krawędzi zębicy z zastrzeżeniem, że wyznaczona linia największego zanurzenia winna się znajdować co najmniej o 10 cm poniżej pokładu.



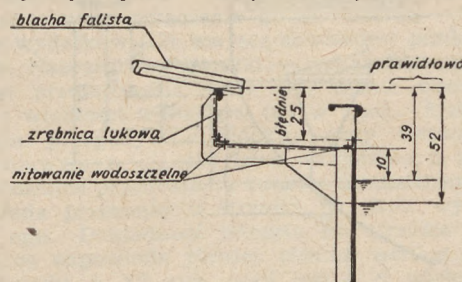
Rys. 4. Barka z wysoką zębicą lukową (studzienka pompy z wylotem w pokryciu ładowni).

Rys. 4. — Barka kryta z szeroką mocnicą pokładową i wysoką zębicą lukową ciągłą. Wszystkie części aż do wycięć w zębicy na rynienki ściekowe pokrycia ładowni są wodoszczelne. Otwory do osadzania pomp odwodniających znajdują się w pokryciu ładowni. W danym wypadku winno się liczyć wolną burtę od dolnej krawędzi wyżej wspomnianych wycięć w zębicy, z takim samym jak poprzednio zastrzeżeniem, co do zachowania odstępu 10 cm, od linii największego zanurzenia do pokładu.



Rys. 5. Barka z wysoką zębicą lukową.

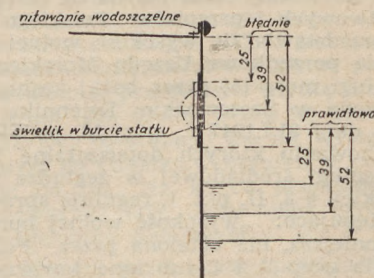
Rys. 5. — W tej barce otwory do osadzania pomp nie znajdują się w pokryciu ładowni, lecz w mocnicy pokładowej. Otwory są zaopatrzone w przykrywy wkręcane, które zapewniają dostateczną szczelność. Ze względu jednak na to, że przy głęboko zanurzonej barce i przelewającej się wodzie nie można korzystać ze studzienek odwodniających, wolną burtę pomimo wysokiej zębicy winno się liczyć tylko od pokładu.



Rys. 6. Statek towarowy z lukami w pokładzie.

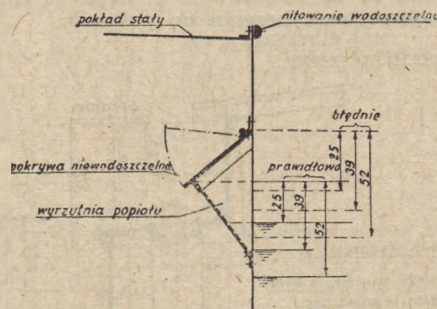
Rys. 6. — Barka motorowa ze stałym pokładem stalowym posiada oddzielne luki. Zębice luków są wodoszczelne. W pokładzie statku nie są przewidziane większe otwory poza małymi szczelnymi zamykanymi na gwint otworami dla zbiorników oleju gazowego. Tak samo zębice wejść do kajut, maszynowni itp. mają wysokość co najmniej taką jak zębice lukowe. W tym wypadku wolną burtę należy liczyć od górnego brzegu zębicy, a nie od pokładu. Jeżeli jednak zębice wejść są niższe, to wówczas miarodajnym winien być brzeg tych zębicy. Natomiast jeśli w pokładzie są większe otwory, np. magazynki między ładowniami nie zamknięte zębicą, otwory na bunkier itp., to wtedy miarodajną jest krawędź pokładu.

Rys. 7. — Statek jest zaopatrzony w świetliki (iluminatory) burtowe, które mogą być całe lub otwierane. W tym wypadku winno się liczyć wolną burtę od dolnej krawędzi iluminatora, a nie od pokładu względnie zębicy, ponieważ przy uszkodzeniu szkła świetlika na-



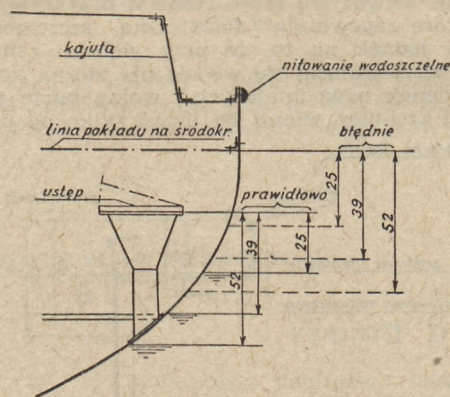
Rys. 7. Statek ze świetlikami w burcie.

ależy się obawiać przedostania się wody do wnętrza. Jednak w wypadku, gdy świetliki burtowe zaopatrzone są w wodoszczelne przykrywy ochronne, albo gdy są do dyspozycji potrzebne uszczelnienia, jak drewniane korki, tak że w wypadku uszkodzenia szkła otwór może być szczelnie zamknięty, to wówczas należy liczyć wolną burtę od pokładu, względnie od górnej krawędzi zrębnicy ładowni.



Rys. 8. Statek z wyrzutnią popiołu.

Rys. 8. — Na statku parowym mieści się w kotłowni wyrzutnia popiołu, która posiada pokrywę, nie zamkniętą jednak wodoszczelnie. Wolną burtę należy liczyć od najniższej krawędzi otworu wyrzutni. Od pokładu może być liczona wolna burta wówczas, gdy pokrywa wyrzutni popiołu może być szczelnie zamknięta.



Rys. 9.

Rys. 9. — Na statkach, w których uszczelnienie jest niżej położone niż pokład lub inny element miarodajny do określenia wolnej burty, należy brać pod uwagę najwyższą absolutnie szczelną krawędź uszczelnienia. Wyjątek od tego mogą stanowić zamykające się szczelnie uszczelnienia z pompą.

Przy określaniu wolnej burty należy zwrócić uwagę, czy pokład na dziobie względnie na rufie nie jest położony niżej niż w pośrodku statku, jak również rozważyć położenie otworów i kluz kotwicznych. Otwory te jednak nie powinny być brane pod uwagę w wypadku, gdy istnieje możliwość ich szczelnego zamknięcia przy pełnym ładunku. Powyższe przykłady dostatecznie obrazują, jak wolną burtę winno się określać.

Rozważmy teraz jak na tle rozporządzeń władz państwowych i przepisów Polskiego Rejestru Statków przedstawia się wysokość wolnej burty. Rozporządzenie porządkowe Urzędu Morskiego o uprawianiu żegludgi morskiej przez barki żeglugi śródlądowej, ogłoszone w Szczecińskim Dzienniku Wojewódzkim Nr 2 z dnia 31.I.1947 r., poz. 16, podaje warunki, przy zachowaniu których dopuszczalne jest używanie barek żeglugi śródlądowej w żegludze przybrzeżnej i morskiej. § 3, II, pkt. 1, reguluje sprawę wolnej burty następująco: „wysokość wolnej burty barki jest nie mniejsza, niż ustalona przez Polski Rejestr Statków dla grup A i C lub inne towarzystwa klasyfikacyjne i wskazania w klauzuli tych towarzystw, stwierdzające przydatność barki do żeglugi morskiej”. Pkt. 2 brzmi: „Pokrycia i zamknięcia luk ładownych oraz in-

nych otworów w pokładzie lub burcie są szczelne i dostatecznie mocne, a barki bezpokładowe posiadają mocne i szczelne pokrycia należycie ochronione od zalewu przez fale”. Jak wysoka winna być wolna burta, tego rozporządzenie nie reguluje.

Również przepisy klasyfikacyjne Polskiego Rejestru Statków sprawy tej dla barek grupy A i C nie ustalają. W przepisach tych dla barek drewnianych, jak i żelaznych podane jest jedynie, że „wolna burta przy maksymalnym zanurzeniu nie może być mniejsza aniżeli 0,25 m”. Jeżeli weźmiemy pod uwagę policyjne przepisy żeglugowe niemieckie z 1939 r., to regulowały one na Odrze, Warcie i Noteci wysokość wolnej burty najmniej na 25 cm, zaś dla małych statków dopuszczały 15 cm. Dla statków małych, w komunikacji lokalnej, władze policyjne wodnej miały prawo wysokość tę nawet zmniejszyć (Deutsche Binnenschiffahrt Polizeiverordnung str. 140 z 1939 r.).

Jak z ustnych informacji wiadomo, wysokość wolnej burty dla Zalewu Szczecińskiego wynosiła 52 cm, dla Zalewu Wiślanego najmniejsza wolna burta wynosiła również 52 cm.

Na początku artykułu zwróciłem uwagę na konieczność określenia wysokości wolnej burty dla poszczególnych odcinków czy rejonów dróg wodnych ze względów konstrukcyjnych. Przy danym zanurzeniu konstrukcyjnym statku T — wysokość boczną H otrzymujemy na ogół przez dodanie do zanurzenia wysokości W — wolnej burty. Ze względu na to, że według przepisów klasyfikacyjnych Polskiego Rejestru Statków, wymiary wręgów i mocników progowych oraz grubość progów i wymiary groduły wyznacza się według wskaźnika klasyfikacyjnego „B x H”, właściwe określenie wolnej burty ma wpływ tak na koszt, jak i na wytrzymałość statku.

Nie są mi znane dokładnie przepisy o wymierzaniu tonażu barek, ale pomiary te są również uzależnione od wysokości wolnej burty. Sprawy te są, jak mi wiadomo, uregulowane konwencją międzynarodową. W Niemczech, jeżeli nie była wymagana wyższa wolna burta, pomiaru barek dokonywano w ten sposób, że wymierzanie przeprowadzano dla najmniejszej dopuszczalnej wolnej burty na niemieckich drogach, a mianowicie 20 cm dla barek otwartych i 15 cm dla barek krytych (Teubert, Die Binnenschiffahrt, str. 399 z 1932 r.).

Jak na tle tych wiążących się z zagadnieniem wolnej burty problemów należy określać jej wysokość dla statków na polskich drogach wodnych śródlądowych? Do obecnej chwili w Państwowej Żegludze Śródlądowej mierzy się barki na rzece Odrze przy zachowaniu 25 cm wolnej burty, na Wiśle zaś 35 cm. Podane wielkości wolnej burty należy uważać za minimum dla Odry wzgl. Wisły. Praktyka na Odrze wykazała, że przy zanurzeniu barki 1,65 m przy wysokości burty 2 m, a zatem przy wysokości wolnej burty 35 cm, tak na Odrze skanalizowanej, jak też na Odrze dolnej i w porcie szczecińskim barki przy silnym wietrze nabierały wody, a jedna barka o wysokości burty 199 cm zanurzona na 164 cm zatonała koło Dobrzecza w 1948 r.

Proponuję ustalić wysokość wolnej burty dla statków żeglugi śródlądowej następująco:

- Dla taboru z klasą A i C, a więc zdalnych do kursowania na Zalewie Szczecińskim, Wiślanym i jeziorach, wolna burta winna wynosić 52 cm, przy czym zawsze musi być zachowana 10-centymetrowa wolna burta mierzona od pokładu.
- Dla barek kursujących na drogach wodnych śródlądowych ustalić wolną burtę na 35 cm, z zachowaniem zawsze 10-centymetrowej wolnej burty mierzony od pokładu.
- Dla barek o małym tonażu do 200 ton, a przeznaczonych do przewozów lokalnych i towarów odpornych na działanie wody, ustalić wysokość wolnej burty na 15 cm.

Dla tak określonej wolnej burty dokonywać pomiaru tonażu. Sprawy pomiaru barek jak już poprzednio zaznaczyłem są uregulowane konwencją międzynarodową. Przy rozważaniu więc zagadnienia i to należy wziąć pod uwagę.

Sądzę, że wypowiedzi czytelników na ten temat pozwolą rozwiązać definitywnie to ważne zagadnienie w żegludze śródlądowej.

PRZEGŁĄD WYDAWNICTW

SAMOCZYNNY WODOMIERZ PRZEPONOWY

Projekt nowego typu wodomierza, zwanego „Samoczynnym wodomierzem przeponowym“ („Diafragmowy wodomierz awtomat DWAG-1“) podaje inż. Głubszew, pracownik Krasnodarskiego Krajwodchozu w lutowym numerze „Gidrotiechniki i Melioracji“.

Skonstruowany przez autora wodomierz przeznaczony jest do ustawiania go na wylocie rurowym odnośnego obiektu wodnego lub samodzielnie. Licznik wodomierza podaje sumaryczny dopływ wody na oddzielne działki nawodniane, pokazuje wydatek wody w 1/sek i różnice ciśnień piezometrycznych.

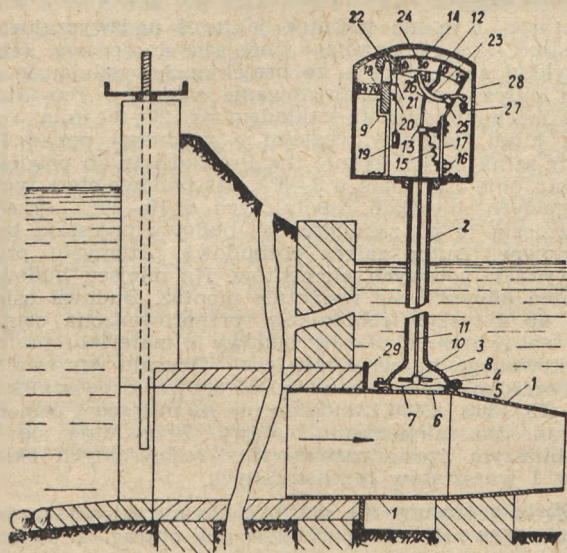
Doświadczalny wzorec tego wodomierza wykonany został przez Krasnodarski Krajwodchoz w 1949 r. i zbadany w Kubańskim ryżowym systemie irygacyjnym. Po wykaniu wielu zalet wodomierz ten został w 1950 r. oddany do eksploatacji.

* * *

Samoczynny wodomierz przeponowy składa się ze stożkowej nasadki wykonanej z blachy żelaznej 3–5 mm, nakładanej na dolny koniec rury żelbetowej, która stanowi wylot wody. Długość nasadki równa się wewnętrznej średnicy rury wylotowej. Stosunek średnicy wyjściowej (d) i wejściowej (D) nasadki określa się równaniem

$$1,35 \quad d = D \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

Na okrągłą rurę nasadki, powyżej załomu stożkowato zbiegających się ścianek, ustawia się piezometryczną rurę żelazną o średnicy 50 mm z rozszerzonym końcem (3) o średnicy wewnętrznej 150 mm. Wysokość rury piezometrycznej 1000 mm. Rura ta dolnym swym końcem (3) przymocowana jest do nasadki czterema sworzniami śrubowymi (4) za pomocą odpowiedniego gniazda (5) o średnicy 150 mm, przylutowanego oddzielnie do żelaznej rury nasadki.



Rys. 1.

W ścianie rury powyżej nasadki, między wewnętrznymi ściankami gniazda (5) wywierca się kilka otworów (6) o średnicy po 10 mm, przez które wchodzi woda do rury piezometrycznej. Między dolnym końcem rury i górnym końcem gniazda wkłada się mosiężną karbowaną przeponę (7) o średnicy 150 mm i grubości 0,2 mm, zamykającą dostęp wody do rury piezometrycznej.

Brzegi przepony oparte są na gumowej lub tekturowej nasyconej oliwą warstwie izolacyjnej. Rura piezometryczna powyżej przepony łączy się z dolnym stanowiskiem dwoma symetrycznymi otworami (8)

o wym. 100×50 mm. Według zasady naczyń połączonych woda z dolnego stanowiska upustu, wchodzi przez otwory powyżej przepony do rury piezometrycznej, staje w niej na poziomie stanowiska dolnego. W ten sposób przepona przyjmuje z dołu ciśnienie równe ciśnieniu piezometrycznemu w rurze, a z góry ciśnienie równe ciśnieniu warstwy wody nad przeponą o wys. poziomu dolnego stanowiska. Ponieważ ciśnienie piezometryczne w rurze zależy od ogólnego ciśnienia w budowlu wodnej i wielkości otworu pod tarczą jest zawsze większe, niż ciśnienie warstwy wody nad przeponą, to takowa wygina się do góry. Wygięcie przepony jest tym większe, im większa jest różnica (z_1) między ciśnieniem w piezometrze a ciśnieniem warstwy wody nad przeponą w stanowisku dolnym. Jasnym jest, że tej samej wielkości (z_1) odpowiada zawsze ten sam wydatek wody przechodzącej przez nasadkę stożkową i ta sama wielkość wygięcia przepony. Zatem między wielkością wygięcia przepony i wielkością wydatku wodnego stożkowej nasadki istnieje stała zależność, co pozwala przenieść ruchy przepony na skalę wydatków i zaznaczyć na specjalnym liczniku sumaryczne objętości przepływającej wody.

Zasada niniejszego wodomierza polega na wykorzystaniu przepony jako przenośnika różnicy ciśnień (z_1) na skalę wydatków i na licznik, pracujący za pomocą mechanizmu zegarowego (9).

Zasada konstrukcyjna została urzeczywistniona w sposób następujący. W środku przepony wstawia się cylindryczne gniazdo (10), w którym ustawia się pionowy stojak (11) z lekkiej rurki mosiężnej o średnicy 5 mm połączonej z gniazdem (10) za pomocą zawiasu. Górny koniec stojaka posiada otwór dla zawiasowego połączenia go ze strzałką — wskaźnikiem wydatków (12), mającą zawiasowy punkt oparcia (13). Naprzeciwko strzałki — wskaźnika umocowana jest przetarowana skala (14) różnic ciśnień (z_1) w cm i wielkości wydatków (Q) w 1/sek. Maksimum wygięcia przepony (w środku), przy największym obliczeniowym $z_1 = 400$ mm, otrzymano 5 mm, co przy podziale przeniesienia ruchów mechanizmu (1:30) odpowiada przesunięciu strzałki na skali wydatków o 150 mm. Dokładność odczytu na strzałce wynosi 1 mm, co odpowiada różnicy ciśnień według przyjętej podziałki $\pm 2,7$ mm, czyli jest $4 \times$ większa, niż dokładność zwykłego odczytu na łacie ustawionej na nasadce.

Dla zabezpieczenia dokładnej pracy przepony przymocowana jest do końca stojaka spiralna sprężyna (15) z końcem zamocowanym w specjalnym regulatory (16), poruszającym się wzdłuż płytkowej podpory (17). Sprężyna ta hamuje wygięcie przepony i nie dopuszcza do skoków w ruchach strzałki-wskaźnika.

Skala (14) jest podstawą dla przepuszczania przez wylot planowego wydatku i dla kontroli ilości dostarczanej wody. Dla określenia tej ilości stosuje się specjalny licznik (18), który wprawia się w ruch mechanizmem zegarowym za pomocą kółka zębatego. Mechanizm ten posiada wahadło w postaci miedzianego cylindrycznego ciężarka o średnicy 11 mm i wys. 47 mm, zawieszono go na cienkim sznurze przechodzącym przez widełki (20) mechanizmu zegarowego. Oś wahadła (21) przechodzi przez krążek (22) i jest połączona ze specjalną przekładnią metalową (23) za pomocą śruby (24). Przekładnia przedstawia płytkę metalową z osią w centrum (25). Dolny brzeg tej przekładni ma postać krzywej opierającej się na występie (26) przymocowanym do strzałki-wskaźnika w połowie długości licząc od osi. Na końcu przekładni zawieszona jest przeciwwaga (27), ułatwiająca przesunięcia wahadła w kierunku pionowym.

Długość ramienia dźwigni przeciwwagi przekładni i położenie samej przeciwwagi w stosunku do osi obrotu przekładni obrona jest tak, aby dla obrotu

przekładni potrzebny był nieznaczny wysiłek, nie wpływający na ruch strzałki-wskaźnika wydatków wodnych. Sama przekładnia (23) wiążąca pracę przepony i wahadła zegarowego z pracą licznika odpływu pracuje w sposób następujący.

Ze wzrostem wydatków na wylocie wodomierza (zaczynając od zera) przepona wygina się do góry i odchyła strzałkę w prawo. Przy tym krążek (26) ślizga się wzdłuż dolnego brzegu przekładni, obracając się około osi obrotu. Śruba (24) przekładni odchyła się w prawo i pociąga koniec wahadła, skracając je proporcjonalnie do zmian wydatku wody i zmuszając licznik odpływu do przyspieszenia swego ruchu. Przy zmniejszeniu wydatku strzałka odchyła się w lewo, przekładnia zwalnia się i wahadło opuszcza się w dół, zwalniając swój ruch oraz ruch licznika.

Przy położeniu strzałki na zerze wydatków wahadło nie zatrzymuje się, zaś odczyty na liczniku odpływu należy odejmować od wielkości ogólnych odczytów.

Mechanizm wodomierza mieści się w metalowym futerał (28) z okienkami obserwacyjnymi. Futerał ten może być zdejmowany dla kontroli i czyszczenia całego urządzenia. Po ukończonej czynności wodomierz razem z rurą piezometryczną zostaje zdjęty; pozostawia się jedynie stożkową nasadkę z gniazdem.

Poszczególne części składowe wodomierza oprócz skali wydatków i przekładni nie ulegają zmianom przy różnych wymiarach nasadki. Należy tylko mieć kilka różnych przekładni, stosownie do różnych średnic nasadek.

Opisany wodomierz może być stosowany na sztucznych ciekach wodnych i kanałach z mało zmieniającym się przekrojem. W wypadku istnienia zmiennej cofki wodomierz ustawia się bez nasadki stożkowej na żelaznym pału rurowym.

Bez mechanizmu zegarowego, licznika odpływów i przekładni wodomierz staje się przyrządem nawpółsamoczynnym, wykazującym wydatki wodne w 1/sek.

Objętość wody przechodzącej przez wylot, zapożyczony w niniejszy wodomierz określa się wzorem

$$S = k (m - n \cdot t) \quad (2)$$

gdzie: S — objętość wody w m^3 za okres t ,

k — współczynnik podziałki licznika,

m — różnica odczytów licznika w okresie t ,

n — różnica odczytów licznika w ciągu 1 sek. przy zerowym wydatku wodomierza,

— czas w sek. między dwoma odczytami na liczniku.

Licznik odpływów powinien być zaprojektowany ze współczynnikiem $k = 1$; wówczas wzór (2) przyjmuje postać

$$S = m - n \cdot t \quad (3)$$

Wydatek wody w m^3 za dowolny okres t określa się wtedy przez odejmowanie objętości wody przy zerowym wydatku od odczytu na liczniku.

Wydatki wody w 1/sek, oraz różnice ciśnień (z_1) w cm mogą być sprawdzane za pomocą licznika według wzoru

$$Q = k (v - n) \quad (4)$$

lub przy $k = 1$

$$Q = v - n \quad (5)$$

gdzie: v — liczba podawana przez licznik dla 1 sek. stosownie do długości wahadła i wydatku nasadki wodomierza albo według innego wzoru

$$Q = \frac{S}{t} \quad (6)$$

Badania wodomierza były wykonane w laboratorium i przy normalnej pracy w terenie, przy różnej amplitudzie wahadła, różnym karbowaniu przepony itp. Badanie przyrządu przy pracy polegało na zestawieniu znalezionych odczytów na wodomierzu z odczytami na piezometrach ustawionych na stożkowej

nasadce i z wielkościami faktycznych wydatków na kanale poniżej wodomierza. Nawet przy niepomysłnych warunkach, dużych wahanach wydatków, wahadło pracowało dokładnie i bez przerw. Przepona, wahadło i cały licznik wykazały przy badaniu wielką czułość. Różnice między dziennymi wielkościami odpływu według licznika i kontrolnych piezometrów nasadki wynosiły średnio 0,3%, zaś praca przyrządu nie powodowała zamulania go.

Przez zastosowanie wodomierza DWAG-1 urzeczywistnia się planowe regulowanie ilości wody, zmniejsza się personel obserwatorów i osiąga się znaczne oszczędności.

(„Gidrotiechnika i Mielioracja“ 1951. Nr. 2).

Inż. Witold Girdwoyń

OBNIŻENIE KOSZTÓW BUDOWY SIŁOWNI WODNYCH

Obniżenie kosztów budownictwa wodnego, prowadzonego w Związku Radzieckim z niebywałym rozmachem może być osiągnięte:

- przez usunięcie wszelkiego rodzaju przerostów w projektach,
- przez obniżenie kosztów materiałów budowlanych i taryf przewozowych,
- przez obniżenie kosztów robocizny wskutek lepszej organizacji robót.

Autor zwraca uwagę na szereg istotnych zjawisk zachodzących w terenie i odpowiednie je komentuje.

Dobrze opracowane projekty organizacji budowy pozwalają uniknąć przeciągania terminów budowy. Ponieważ wydatki administracyjno-gospodarcze sięgają 5,3% kosztów, kryje się tu przeważnie źródło oszczędności.

Skrócenie czasów budowy (dla dużych siłowni wodnych przyjmuje się powszechnie 5 lat, średnich — 3—4 lat) jest możliwe przez zmniejszenie okresu przygotowawczego oraz usunięcie przerostów w projektach. Okres przygotowawczy przyjmowany zwykle dla dużych obiektów ok. 1 roku może być skrócony o 3—4 miesiące i to nie wskutek jakiegos nadzwyczajnego wysiłku, lecz racjonalnego podejścia do sprawy. Jako przykład autor podaje, że projektanci wysilają się w tym okresie na zaprojektowanie zakładów remontowo-mechanicznych (z nakładem ok. 20—30 mln. rubli), kilku tartaków, cegielni o produkcji ponad 10 mln. sztuk cegieł rocznie itp. Prowadzi to do powiększenia objętości robót o 3—5%, zaś budownictwo tymczasowych mieszkań robotniczych o 10—20%. Przedsięwzięcia te po zakończeniu budowy przestają być rentowne. Autor zaleca rozbudowę przemysłu prefabrykacji gotowych elementów. Na miejscu budowy winien odbywać się wyłącznie montaż. Budowa osiedla na 2 tysiące robotników, przeprowadzona ostatnio na jednym z placów budowy z materiału prefabrykowanego, zajęła 4 miesiące. Obecnie wprowadza się szeroko typowe zakłady betonowe z betoniarkami 425, 1200 i 2400 l, montowane na miejscu i demontowane po zakończeniu budowy. Przewiduje się w najbliższym czasie zastosowanie rozbieralnych składów i warsztatów mechanicznych.

Obecnie stosuje się już przesuwane kioski transformatorowe i całe podstacje dla obsługi własnych potrzeb budowy.

Tartaki, cegielnie i centralne zakłady remontowe muszą być projektowane przez przedsiębiorstwo prowadzące roboty na całym obszarze i obejmującym wszystkie place budowy.

Koszt osiedla robotniczego wynosił wg dotychczasowych kosztów 5—6% kosztu ogólnego i 10% od robocizny budowlano-montażowej. Jeżeli więc podnieść średnio wydajność o 10%, prowadzi to do oszczędności ok. 0,5% od kosztorysu ogólnego, a przy uwzględnieniu jeszcze innych czynników nawet do 1% od kosztów ogólnych.

Podniesienie wydajności można osiągnąć przez wprowadzanie nowych, bardziej skutecznych metod pracy, przez szeroko prowadzoną akcję współzawodnictwa, przy czym zaleca się wprowadzenie chrono-

metrażu przy studiowaniu poszczególnych typowych prac (metoda Kowalowa).

Dużą wagę przywiązuje autor do rozpowszechnienia stachanowskich instrumentów i przyrządów oraz do starannego doboru personalnego składu brygad, brygadierów itp. Kierownictwo robót powinno dążyć do rozpracowywania instrukcji technologicznej dla wszelkich prowadzonych prac, co pozwoli na zmniejszenie przestojów i jałowych strat czasu.

Mechanizacja w chwili obecnej przedstawia się następująco:

wykopy	80%
przygotowanie betonu	93%
układanie betonu	83%
montaż konstr. metalowej	90%
transport wewnętrzny	40%

Podwyższenie mechanizacji, zwłaszcza w pozycji transportu, jest bardzo celowe, gdyż oznacza to wg obliczeń autora, że blisko 10 miln. ton ciężarów przeobraża się bez zastosowania odpowiednich mechanizmów. Koniecznym jest szersze zastosowanie refulerów.

W walce o oszczędność materiałów osiągnięto oszczędność 25 kg cementu w 1 m³ betonu¹⁾ i ok. 45% metalu w konstrukcjach żelbetonowych. Stosuje się spawanie konstrukcji zbrojeń.

Ogólnie autor uznaje możliwość obniżenia dotychczasowych kosztów ogólnych o 25%, zaś kosztu robót budowlano-montażowych o 6%.

¹⁾ Plastycifcirowanyj cement
(Gidrotechniczeskoe Stroitelstwo Nr 2/1951).

B. R.

PODZIEMNE SIŁOWNIE WODNE

W 1907 r. została uruchomiona pierwsza podziemna siłownia wodno-elektryczna w Buchbergmuehle w Niemczech. Od tego czasu do chwili obecnej wybudowano lub znajduje się w budowie 60 siłowni tego rodzaju w różnych krajach świata i w różnych klimatach od równika do koła biegunowego, na różnych wysokościach od poziomu morza do 2000 m n.p.m., przy tym w różnych rodzajach gruntów skalnych. Rodzaj tych siłowni uważany jest za najekonomiczniejszy

Jako przykład można wziąć pod uwagę projekt siłowni Newa w ZSRR, która wykorzystuje spad 74 m i posiada moc 200 000 kW. Woda od ujęcia przebiega kanałem otwartym o wymiarach 11,25x9,45 i długości 110 metrów, następnie tunelem pod ciśnieniem o przekroju 6,40x7,95 i długości 2700 m, a w końcu znów kanałem otwartym 11,30x12,80 na długości 1210 m. Cztery pionowe rurociągi pod ciśnieniem o średnicy 4,50 m w odległości 11 metrów jeden od drugiego prowadzą wodę do 4 turbin pionowych o mocy 35.000 kW zainstalowanych pod ziemią. Odpływ odbywa się przy pomocy sztolni o przekroju trójkątnym 8,25x4,10,65, a następnie kanałem otwartym 11,90x8,25, na długości 725 m. Wykop, w którym są zainstalowane maszyny posiada szerokość 13,45 m i jest przykryty łukiem podtrzymującym górny teren. Ściany wykopu nie posiadają wyprawy. Szyb pionowy zawierający windy służy równocześnie do napowietrzania i do przeprowadzenia kabli elektrycznych.

* * *

Rozróżnia się na ogół 2 typy siłowni podziemnych, zależnie od ich lokalizacji: w pierwszym wypadku, najczęściej spotykanym w Szwecji, siłownia jest umieszczana przy ujęciu wody, a odprowadzanie wody odbywa się długim kanałem odpływowym, podczas gdy w drugim wypadku, najczęściej spotykanym w Szwajcarii i we Włoszech, siłownię umieszcza się przeważnie na końcu tunelu pod ciśnieniem, a kanał odpływowy wówczas jest krótki.

Porównując powyższe dwa typy siłowni podziemnych z urządzeniami zwykle używanymi w Ameryce, gdzie spotykamy długie rurociągi pod ciśnieniem, kominy wyrównawcze, kanały doprowadzające i siłownię, to typ siłowni podziemnej posiada szereg zalet, a mianowicie: obieg wody jest zawsze krótszy, straty na tarcie są mniejsze, w zimnych regionach funkcjonowanie nie jest skrzepowane obecnością lodów, a instalacja jest tańsza z punktu widzenia kosztów nakłado-

wych, gdyż wykorzystuje się skałę naturalną zamiast rurociągu pod ciśnieniem, zwykle bardzo kosztownych.

Sama siłownia jest 10—30% tańsza od siłowni na powierzchni ziemi. Koszt wykopów jest zawsze mniejszy od kosztu budowy, a utrzymanie siłowni sprowadza się do minimum. Ponadto w wypadku działań wojennych, siłownia taka jest zabezpieczona od bombardowania powietrznego, a nawet jeśli jest dostatecznie głęboka — od bomb atomowych.

Konstrukcje siłowni podziemnych od początku ich powstania, tj. od 1907 r. poważnie się zmieniły. Widać to wyraźnie z porównania pierwszej powstałej w Buchbergmuehle ze współczesnymi siłowniami podziemnymi.

W Buchbergmuehle, część spadu była wykorzystana w trzech turbinach poziomych Francis'a o mocy 930 kW każda, a wody odpływowe z pod tych turbin oraz woda z drugiego ujęcia były wykorzystane w 2 turbinach pionowych Francis'a o mocy 1.300 kW, umieszczonych na 60 m pod powierzchnią. Generatory zainstalowane na powierzchni ziemi były połączone z turbinami wałami 60-metrowymi. Z tego powodu były one umieszczone w szczelnych pomieszczeniach, które powiększały znacznie rozmiary siłowni.

W siłowniach nowoczesnych, takich jak Krangede (6x35.000 kW), Hojun (4x78.500 kW), Soverzene (4x60.000 kW), zespoły turbogeneratorów są typu pionowego z generatorami w części górnej. Taki układ pozwala na wykopy o szerokości stosunkowo niewielkiej od 9 do 12 m. Długość siłowni zależy od ilości zespołów. Najdłuższa jest w Innertkirchen w Szwajcarii, licząca 96,70 m.

Łuk siłowni podziemnych jest półkolisty lub elipsoidalny, mury są pokryte warstwą betonu albo są konserwowane w stanie surowym.

Transformatory mogą być umieszczane na powierzchni, albo w wykopie siłowni. Wentylacja odbywa się przez główną studnię albo przez przeznaczony do tego celu specjalny przewód.

Kanał odpływowy jest częścią instalacji najbardziej ważną, jeśli chodzi o usprawiedliwienie ekonomii realizowanej w siłowniach podziemnych. Koszty budowy zależą w dużej mierze od rodzaju gruntów, które dyktują konieczność zaniechania lub użycia wyprawy ścianek tunelu lub kanału.

Z drugiej strony amerykańskie metody wiercenia (forage) mniej się nadają do tego rodzaju robót aniżeli metody europejskie. Te ostatnie używają lżejszego sprzętu, który potrzebuje mniejszej konsumpcji powietrza sprężonego. Metoda szwedzka wydaje się być jedną z najlepszych.

Wykopy dla siłowni Cencenighe prowadzi się poziomo, następnie betonuje się łuk, następnie ściany boczne, a potem przystępuje się do wykopu pod fundamenty turbin i zespołów.

W Harspranget, w Szwecji, postępowano inaczej. Najprzód wywiercono 4 otwory (studnie) poczynając od tunelu wylotowego, następnie mały otwór pionowy od powierzchni terenu do poziomu pierwszych utworów. Następnie ten otwór został rozszerzony poczynając od poziomu sufitu siłowni. Z kolei obetonowano go w tym samym czasie, co siłownię.

Poniżej jest podane zestawienie siłowni podziemnych i ich rozmieszczenie na świecie.

Szwecja: Hjalta, Krangede, Jarpstrommeus, Forsmo, Norrforsen, Hornso i Hojun, o ogólnej mocy 2.400.000 kW.

Szwajcaria: Lavey, Oberhasli, Innertkirchen, Handeck II, Somvix, Luzzzone, Olivone i Biasca, o mocy 1.500.000 kW.

ZSRR: Kandalaksha, Newa, Sewan, Sulak oraz liczne na Syberii.

Italia: o mocy 2.000.000 kW.

Francja: 2 siłownie Brommat na Truyère i Baton.

Australia: o mocy 2.860.000 kW (w projekcie), w tym jedna siłownia czynna.

* * *

Doświadczenie wykazało, że dla danego miejsca budowa siłowni podziemnych ogólnie biorąc jest tańsza

od siłowni na powierzchni i że utrzymanie jej jest łatwiejsze i bardziej ekonomiczne. Jeśli siłownie podziemne nie uzyskały szerszego zastosowania, to prawdopodobnie dlatego, iż metoda wykopów (forage), powszechnie używana szczególnie w Ameryce, nie zupełnie nadaje się do tego rodzaju budowy.

Ze względu na bezpieczeństwo strategiczne można przewidywać, że w przyszłości nastąpi lepsza orientacja w kierunku budowy tego rodzaju konstrukcji.

(„La Technique Moderne — Construction“ Nr 7/50).

TRS

METODA KOLEJNYCH PRZYBLIŻEŃ (H. CROSSA)

Prof. dr inż. W. Poniz

Warszawa 1951. PWT.

Wydana ostatnio przez Instytut Techniki Budowlanej część pierwsza (elementarna) wymienionego w tytule podręcznika zawiera zasady ogólne oraz rozwiązywanie belek ciągłych i prostych ram jednokondygnacyjnych, jako ustrojów statycznie niewyznaczalnych, najczęściej spotykanych. Przeznaczona jest dla inżynierów, którzy z metodą Crossa spotykają się poraz pierwszy, z tego też powodu podręcznik zawiera szereg przykładów ułożonych według stopnia trudności, jak również podstawowe wiadomości ze statyki belek i ram.

Metoda kolejnych przybliżeń nie wymaga specjalnego przygotowania matematycznego i prowadzi do celu szybciej od innych metod, przy czym dokładność obliczenia zależy od ilości przybliżeń, a zatem może być regulowana zależnie od potrzeby. Metoda ta znajduje zastosowanie w obliczeniach belek ciągłych, układów ramowych, linii wpływowych statycznie niewyznaczalnych, naprężeń drugorzędnych w kratownicach, belek bezprzekątniowych (Vierendeela), wybożeń i drgań układów ramowych itp.

Zaletą metody jest to, że przy znajdowaniu momentów węzłowych, zamiast uciążliwego rozwiązywania układu równań o dużej ilości niewiadomych, stosujemy kolejne przybliżenia, prowadzące dużo szybciej do celu.

Przejrzysty układ rozdziałów, duża ilość rysunków i przykładów, sprawiają wrażenie dobrze opracowanego podręcznika. Załączone w końcu tablice momentów utwierdzenia dla belek o stałym momencie bezwładności przyczynią się niewątpliwie do ułatwienia obliczeń ustrojów statycznie niewyznaczalnych.

W przygotowaniu znajdują się dalsze części:

Część II. Rozwiązywanie ram, poświęcona głównie ramom wielokondygnacyjnym o węzłach sztywnych.

Część III. Ustroje o prętach o zmiennym przekroju.

Z. M.

ZAKŁADANIE KOLEKTORÓW KANALIZACYJNYCH Z BETONU PREFABRYKOWANEGO O DUŻEJ ŚREDNICY

Na stacji przepompowywania ścieków w Tracy do budowy kolektora burzowego zastosowano elementy prefabrykowane z betonu o wadze 65 ton każdy, długości 3,65 m, średnicy wewnętrznej 4,5/ m i grubości ścianek 38 cm.

Elementy te mają utworzyć 3 kolektory (przelewy, o długości 3x4,5 m. Każdy element posiada uzbrojenie złożone z cylindra stalowego z jedną lub dwoma warstwami prętów cylindrycznych.

Dla założenia tych elementów użyto 2 specjalnych koźłów, pozwalających podnieść jeden element i przetransportować go na miejsce ułożenia. Element podnosi się za pomocą stalowego pasa otaczającego cylinder ustawiony pionowo. Pas ściągnięty jest za pomocą hydraulicznych lewarów śrubowych, napędzanych oleją pod ciśnieniem 210 kg/cm². Silnik o mocy 125 kW napędzający pompę jest zmontowany na ko-

zie. Koźół ustawiony na kołach przeciąga się za pomocą traktora do miejsca zakładania elementu. Po przybyciu na miejsce element obraca się posługując się windą, umieszczoną na traktorze, który sprowadza go do położenia poziomego. Z kolei dźwig umieszcza go w oznaczonym miejscu.

Przy pomocy tej metody zakładano 25 elementów kolektora dziennego, tj. 1625 ton kanalizacji.

(„La Technique Moderne — Construction“ Nr 6/50).

TRS

PREFABRYKOWANE OSZALOWANIE DO ŻELAZO-BETONU

Do budowy jednego z murów oporowych zastosowano oszalowanie prefabrykowane z armaturą żelazną zaczepioną do oszalowania. Metoda ta umożliwiła poważne przyspieszenie robót.

Oszalowanie składa się z płyt klejonych o wymiarach 1,20x2,40 m i grubości 2 cm, związanych w elementy 8,50x7,30 m. Na leżące na ziemi płyty nakłada się uchwyty w kształcie litery „U” w odstępach 0,60 m i umieszcza się 5-centymetrowe sześciąny z betonu na powierzchni naoliwionej płyty, celem podtrzymania żelaza zbrojeniowego. Spojone między sobą pręty żelazne przymocowuje się do uchwytów w taki sposób, aby tworzyły sztywną kratę. Utworzony w ten sposób element szalowania waży trochę ponad 7000 kg.

Elementy te ustawia się za pomocą dźwigu wzdłuż pionowej ściany skalnej (która miała być pokryta betonem) na progach betonowych i utrzymywano je na miejscu za pomocą rozpórek i łuków rozporowych.

Beton, którego grubość definitywna musiała osiągnąć 38 do 40 cm, układany był z szybkością 92 m³ na dzień.

Po zdjęciu płyt, pozbawionych już prętów zbrojenia, które pozostały w betonie, szalowanie było ponownie uzbrajane w żelazo do nowej operacji.

Metoda ta pozwoliła na wyprawienie betonem muru o długości 30 m na tydzień.

(„La Technique Moderne — Construction“ Nr 5, 1950).

TRS

O ROZKŁADZIE SZYBKOŚCI PRZY BURZLIWYM RUCHU CIECZY W RURACH

Podając krytyce wzory Prandtla, Karmana i Taylora-Konakowa, autor (Kand. nauk techn. A. D. Altszul) uzasadnia nową, własną hipotezę w oparciu o dane doświadczalne otrzymane przez Nikuradze i wyprowadza następujący wzór:

$$\frac{u_{\max} - u}{ud} = \frac{1}{K} \left[\frac{1}{2} \ln \frac{1 + \sqrt{1 - \frac{y}{r}}}{1 - \sqrt{1 - \frac{y}{r}}} - \arctg \sqrt{1 - \frac{y}{r}} \right]$$

gdzie: u — szybkość w odległości y od ścianki

ud — szybkość dynamiczna

$u_{\max}$ — szybkość po osi rury

K — stała wyznaczona doświadczalnie

r — odległość od ścianki

y — promień przekroju rury.

Jak wynika z treści artykułu zarówno wzory Prandtla, jak Karmana i innych są szczególnymi wypadkami podanego wzoru.

Załączone wykresy podają stopień przybliżenia różnych wzorów do danych doświadczalnych. Z zestawienia wynika duża zgodność wzoru teoretycznego podanego przez autora z wynikami doświadczeń.

BR

(„Gidrotechnicheskoe Stroitelstwo“, Nr 1/1951).

NOWY TYP PROGU-PRZEPUSTU

Ciekawym urządzeniem hydrotechnicznym, służącym do pokonania nadmiernego spadku na kanałach melioracyjnych, jest przepust rurowy zaprojektowany przez inż. Kazijewa z Ministerstwa Gospodarki Wodnej Azerbejdżańskiej SSR.

W proponowanym typie prog-u-przepustu przejście wody z poziomu górnego do dolnego odbywa się przy pomocy rury (betonowej, żelbetowej, żeliwnej). W dolnym poziomie koniec rury wprowadzony jest do komory tłumiącej, której wnętrze jest cylindryczne. Strumień wody wchodzi do tej komory, opisuje półkole w płaszczyźnie pionowej i wychodzi kwadratowym otworem o powierzchni około 5—6 razy większej od przekroju rury. Komora tłumiąca jest nakryta płytą żelbetową. Z uwagi na możliwość wytworzenia się pod płytą próżni, przewiduje się zainstalowanie w płycie rurki o średnicy około 20 mm.

Skarpy studni uspokajającej umocnione są płytami żelbetowymi lub kamieniem.

Przy pracy przepustu tworzy się niewielki skok w postaci fontanny wychodzącej z komory. Skok ten wytwarza pewnego rodzaju odwróconą poduszkę wodną, powodującą zniszczenie nadmiernej ilości energii wody, a co za tym idzie pozwala na zmniejszenie długości poszuru.

Hydrauliczne obliczenie przepustu może być przeprowadzone tak, jak rurociągu pod ciśnieniem według wzoru

$$Q = \mu F \sqrt{2gh}$$

gdzie: Q — objętość przepływu w m^3/s ,

μ — współczynnik wydatku,

F — powierzchnia przekroju przepustu w m^2 ,

h — różnica zwierciadeł wody górnej i dolnej (parcie hydrostatyczne).

Przyjmując średnią wartość współczynnika wydatku $\mu = 0,75$ oraz jednakowe napełnienie kanału w górze i w dole, otrzymujemy wielkość wydatku:

$$Q = 0,75 \cdot \frac{3,14}{4} \cdot 0,50^2 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 2,5} =$$

$= 0,75 \cdot 0,785 \cdot 0,25 \cdot 4,43 \cdot 1,58 = 1,030 \text{ m}^3/s$, czyli około 10000 l/s.

Koszt budowy opisanego prog-u-przepustu, z uwagi na prostotę konstrukcji i małe objętości robót, jest około 3 razy mniejszy od kosztu budowy zwykłego prog-u.

Proponowany typ należałoby wypróbować w naszych warunkach celem sprawdzenia jego przydatności. („Gidrotechnika i Melioracja“, Nr 9/50).

Inż. Z. Mikulski

ZASADY ZDJĘĆ GEOLOGICZNYCH — Dr Józef Gołąb. Katowice 1951, PWT.

„Zasady zdjęć geologicznych“ — to książka przeznaczona dla praktycznego użytku geologów oraz uczniów szkół zawodowych. Wydanie jej podyktowane było koniecznością ułatwienia dokonywania w terenie zdjęć geologicznych, tak niezbędnych dla opracowania map geologicznych, jako podkładu do wszelkich poszukiwań bogactw mineralnych.

Układ książki oddaje tok pracy geologa w terenie od jej zapoczątkowania, polegającego na przygotowaniu odpowiedniego wyposażenia, do zakończenia, tj. zestawienia wyników badań.

Stosunkowo szeroko omawia autor badania hydrogeologiczne, traktowane zwykle przez geologów zbyt pobieżnie. Autor p'isze: „Ze względu na znaczenie gospodarcze uważamy za stosowne zwrócić uwagę na

większe niż dotychczas uwzględnianie zagadnień wody w terenie. Od geologa żąda się dziś nie tylko określenia budowy geologicznej podłoża, ale również zajęcia stanowiska w sprawach budownictwa co do warunków posadowienia szczególnie większych obiektów. Jednym z ważniejszych w tym zakresie zagadnień jest zjawisko wody gruntowej, które obecnie musi być uwzględnione na szczegółowych mapach geologicznych...“

W zakresie tych badań omówiono badanie źródeł z podaniem przyrządów służących do poznania ich właściwości, dalej badania wód gruntowych oraz osobno także badania torfowisk. Również sposób dokonywania odkrywek i wierceń znajduje miejsce w osobnym rozdziale.

Omawiając specjalne metody badań geologicznych, jak metody elektryczne, magnetyczne, sejsmiczne i grawimetryczne, wspomina autor o popularnym różdżkarstwie. Tu uzasadnia konieczność krytycznego przedstawienia tego problemu z uwagi na szkody, jakie metoda ta dotychczas wyrządziła.

W konkluzji podkreśla autor, iż: „Geolog pracujący w terenie powinien pamiętać o tym, że jego dane hydrogeologiczne są podstawą, na której będą się opierały dalsze badania specjalne“.

Zamieszczony na końcu podręcznika dodatek zawiera zestawienie norm pracy przy zdjęciach geologicznych, wzory, oznaczenia, znaki konwencjonalne itp.

Duża ilość fotografii i rysunków powoduje łatwość przyswojenia przedmiotu. Książka znajduje się bezwątpienia w rękach każdego geologa i hydrogeologa.

Z.M.

DORAŻNA POMOC WYPADKOWA — Dr med. Leonard Lisiecki. Katowice 1951. PWT.

Połudką do napisania niniejszej książki były doświadczenia i wyniki osiągnięte przez lekarza radiologicznego Sołomonowa, który twierdzi, że można znacznie zmniejszyć następstwa wypadków w pracy, jeżeli już w samym miejscu wypadku poszkodowany udzieli sobie racjonalnej pierwszej pomocy lub udzielił mu jej współtowarzysze pracy.

Książka zawiera w wstępie wskazówki dla ratujących, dotyczące zachowywania się wobec wypadku. Przed przejściem do właściwego tematu autor podaje podstawowe wiadomości o budowie i czynnościach ciała ludzkiego, wychodząc ze słusznego założenia, że wiadomości te są konieczne, aby umiejętnie i dobrze udzielić dorażnej pomocy w wypadkach nagłych.

W dalszej kolejności znajdujemy rozdział o technice opatrunków, ilustrowany bardzo przejrzystymi rysunkami sposobów bandażowania.

Duży rozdział poświęca autor omówieniu obrażeń ciała, rozróżniając obrażenia części miękkich (krwotoki, zakażenia, oparzenia), obrażenia układu kostnego (złamania, zwichnięcia, wykręcenia), obrażenia narządów wewnętrznych, jak mózgu, oczu, uszu, jamy ustnej, płuc itd.

Osobno potraktowano nagłe stany zagrażające życiu, gdzie podana została technika sztucznych oddychań, postępowanie w wypadku utonienia, czy przysypiania, wreszcie wypadki nagłych zachorowań.

W zakończeniu mamy szczegółowe wskazówki o przenoszeniu i transporcie chorych.

Zaletą książki jest duża ilość rysunków znakomicie ułatwiających zrozumienie i zastosowanie wskazówek; ponadto w wielu wypadkach podaje autor najczęściej spotykane błędy celem unikania tychże.

Książka wydana została w ramach „Biblioteki Górniczej“, mimo to znajduje zastosowanie w każdym zakładzie pracy, a także i w pracach terenowych hydrotechnicznych, gdzie nagłe wypadki zdarzać się mogą dość często.

Z.M.

Ś. P.

Prof. inż. KAZIMIERZ RODOWICZ

Dnia 12 kwietnia 1951 roku zmarł Prof. Inż. Kazimierz Rodowicz. Urodzony w Warszawie dn. 14.I.1885 r., ukończył w 1903 r. gimnazjum filologiczne w Kijowie i rozpoczął studia w Instytucie Inżynierów Komunikacji w Petersburgu. Po dwóch latach przeniósł się na Politechnikę w Karlsruhe, kończąc w niej studia w 1912 r. Specjalizuje się także w budownictwie wodnym, jako asystent prof. Rehbocka, po czym przenosi się do Lwowa na stanowisko asystenta przy zakładzie budownictwa wodnego Politechniki.

W 1919 r. wstąpił do służby państwowej w Ministerstwie Robót Publicznych w Warszawie, jako kierownik budowy Portu Handlowego na Pradze. W 1921 r. mianowany został naczelnikiem wydziału budowy w Generalnej Dyrekcji Dróg Wodnych, a w 1924 r. — dyrektorem dróg wodnych w Warszawie, pozostając na tym stanowisku do 1939 r. W okresie okupacji 1939—1944 pracował w zorganizowanym przez okupanta Urzędzie Dróg Wodnych jako referent do spraw Wisły.

Od 1921 r. jednocześnie pracował w Politechnice Warszawskiej, jako adiunkt przy zakładzie budownictwa wodnego, a od 1928 r. prowadzi wykłady zleczone z encyklopedii budownictwa wodnego.

W 1945 r., z chwilą wznowienia Politechniki Warszawskiej rozpoczyna wykłady, a dekretem z lipca 1946 r. zostaje mianowany Profesorem zwyczajnym Budownictwa Wodnego.

Od lipca 1945 r. zostaje powołany na stałego doradcę Rady Technicznej, przekształconej następnie na Radę Komunikacyjną Ministerstwa Komunikacji.

Od jesieni 1948 r. piastował funkcję dyrektora Inżynierskiego Kursu Hydrograficznego przy Politechnice Warszawskiej.

Od listopada 1949 r. był członkiem zwyczajnym Towarzystwa Naukowego Warszawskiego.

Od 1946 r. do 1950 r. był członkiem Komitetu Redakcyjnego czasopisma „Gospodarka Wodna”, piastując funkcję Przewodniczącego Komitetu.

Zmarły posiadał Krzyż Oficerski Orderu Odrodzenia Polski, otrzymany w 1928 r. i Złoty Krzyż Zasługi (1938 r.). Obydwa te odznaczenia otrzymał za pracę w dziedzinie budownictwa wodnego w Polsce.

Odszedł od nas Człowiek o wielkich zaletach umysłu i serca, wzorowy obywatel, nieskazitelny Polak,

zasłużony działacz na polu dróg wodnych i wysoce ceniony znawca w dziedzinie hydrotechniki.

Stanawszy przed 32 laty do pracy przy użegłownieniu Wisły, poświęcił się temu zadaniu z zapałem młodzieńca, a jednocześnie z właściwą sobie systematycznością i poważnym, nabytym uprzednio doświadczeniem naukowym. Studiował i poznawał Wisłę wszechstronnie zarówno jej hydrologię, jak i zachowanie się tej rzeki pod wpływem robót regulacyjnych, opracowując najbardziej odpowiednie dla kapryśnej Wisły typy budowli i metody ich stosowania. W związku z zajmowanym stanowiskiem zabiegał o powiększenie, stale obcinanych, kredytów na regulację Wisły, starając się przede wszystkim opierać jej niszczycielską działalność i wstrzymać rozmywanie brzegów. Projekt regulacji Wisły Środkowej, przedstawiający się dotychczas tylko w formie dość mglistej, zaczął przy Nim przybierać kształty konkretne, zwłaszcza na odcinku Warszawa — Modlin.

Z biegiem czasu nie było nad Wisłą miasta ani wioski, których kłopotów w walce z żywiołem wodnym nie poznał dokładnie. Nie było kępy, tamy czy brzegosłonu, o których nie mógłby dać szczegółowej relacji. Ale przede wszystkim nie było na Wiśle pracownika, którego by nie znał, który by Go nie obchodził, o którego by nie dbał. To też nie było w Polsce ważniejszej sprawy związanej z budownictwem wodnym, co do której nie zwracano by się o poradę do Zmarłego.

Przeszedłszy po wojnie do pracy profesorskiej, oddał się jej całkowicie, starając się przekazać młodszemu pokoleniu zdobyte doświadczenia. Nie zważając na coraz bardziej pogarszający się stan zdrowia, nie zaniedbywał pracy, wchodząc w każdy szczegół obowiązków, związanych z wychowaniem zastępu nowych sił inżynierskich. Ostatnio rozpoczął opracowanie podręcznika, obejmującego roboty regulacyjne i porty rzeczne. Niestety, praca ta, którą z właściwą sobie sumiennością chciał wykonać jak najlepiej, nie została doprowadzona do końca.

Ciężka praca podcięta nadwątłone chorobą siły. Nie ma Go już z nami, lecz pamięć o Nim pozostanie na długo u wszystkich Jego kolegów i współpracowników.

Cześć Jego pamięci!

Inż. Tadeusz Tillinger

K R O N I K A

Z V WALNEGO ZJAZDU DELEGATÓW STOWARZYSZENIA INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW KOMUNIKACJI RP

W dniach 6 i 7 maja br. odbył się w Białymstoku V Walny Zjazd Delegatów S.I. i T.K. przy udziale 105 delegatów z całego kraju.

W pierwszym dniu obrad, poświęconym sprawom organizacyjnym, poruszono w dyskusji szereg istotnych spraw, a w pierwszym rzędzie takie zagadnienia jak: uaktywnienie pracy członków Stowarzyszenia, współpraca ze Związkami Zawodowymi, udział w pracach Klubów Techniki i Racjonalizacji, obniżenie kosztów własnych, walka z marnotrawstwem materiałów, współpraca członków Stowarzyszenia z czasopismami technicznymi, szkolenie kadr, potrzebę uwzględnienia w odczytach zagadnień higieny i bezpieczeństwa pracy. W drugim dniu obrad wygłoszony został referat pt. „Zagadnienie zużycia paliw w transporcie”, opracowany pod kątem uzyskania najdalej idących oszczędności paliwa w transporcie kolejowym, drogowym i wodnym. Referat, ze względu na aktualne i istotne dla gospodarki narodowej zagadnienia uchwalono przesłać wszystkim Oddziałom do przedyskutowania.

Zjazd zalecił Zarządowi Głównemu podjęcie starań i prac nad zrewidowaniem obecnie obowiązujących przepisów organizacyjnych stowarzyszenia (statut, regulaminy).

Nowe formy organizacyjne powinny zapewnić:

- Uaktywnienie pracy członków.
- Związywanie pracy Stowarzyszenia z konkretnymi sprawami, wynikającymi z potrzeb zakładów pracy, w których są zatrudnieni członkowie.

Ponadto Zjazd uchwalił m. in.:

- Opracowanie w porozumieniu z administracją i odpowiednie podanie do wiadomości wykazu stanowisk w przedsiębiorstwach i urzędach komunikacyjnych, przewidzianych dla inżynierów i techników.
- Rozpracowanie i realizowanie metody wymiany doświadczeń technicznych, opartych na wprowadzeniu nowych form pracy przez wspólne narady na przodujących zakładach pracy i przez wycieczki.
- Opracowanie i wydanie wytycznych w sprawie współpracy członków Stowarzyszenia z ogniwami Związków Zawodowych w szczególności w zakresie spraw:
 - a) racjonalizatorstwa i współzawodnictwa,
 - b) narad technicznych i wytwórczych,
 - c) kwalifikowania pracowników na stanowiska techniczne.

W zakończeniu Zjazdu przyjęto jednomyślnie rezolucję następującej treści:

„Zebrań w dniu 6 i 7 maja roku 1951 w Białymstoku na Walnym Zjeździe delegatów S.I.T.K., świadomi wielkiej odpowiedzialności ciążyącej na inteligencji technicznej przy realizowaniu Planu 6-letniego w walce o Pokój, w myśl wytycznych nakreślonych przez VI Plenum KC PZPR, zobowiązujemy się w ramach szeroko zrozumiałego Frontu Narodowego do zmobilizowania sił technicznych do przedterminowego wykonania wraz z klasą robotniczą Planu 6-letniego — jako odpowiedź podjętym wojennym z obozu imperialistycznego w walce o Pokój.

Zjazd uchwala:

- Zmobilizować rezerwy sił technicznych do wykonania planu gospodarczego.
- Walczyć o dalsze obniżenie kosztów własnych produkcji przez usprawnienie metod technicznych pracy i wciąganie ogółu robotników w zagadnienia postępu technicznego.

- Prowadzić bezwzględną akcję tępienia marnotrawstwa i szkodnictwa gospodarczego na terenie zakładu pracy.
- Celem poprawienia wskaźników techniczno-ekonomicznych, prowadzić dalszą mechanizację produkcji.
- Zwiększyć współpracę sił technicznych przy analizie norm pracy.
- S.I.T.K. otoczy całkowitą opieką ruch racjonalizatorski poprzez uaktywnienie Klubów Techniki i Racjonalizacji, poprzez stałe doszkalanie przodowników i racjonalizatorów, oraz kierowanie myśli racjonalizatorskiej na wąskie przekroje produkcji.
- Członkowie S.I.T.K. nasilać akcję szkolenia zawodowego młodzieży i kobiet.
- Przenieść doświadczenia techniki radzieckiej do naszych zakładów pracy.

Zrealizowanie powyższych tez przyspieszy nasz marsz ku Socjalizmowi“.

Wybrany ponownie na Prezesa Zarządu Głównego kol. inż. Balicki Zygmunt podkreślił w podsumowaniu obrad zjazdowych potrzebę właściwego postawienia tak podstawowej sprawy w życiu Stowarzyszenia, jak uaktywnienie członków; potrzebę tę traktować należy jako obowiązek i jako pewnego rodzaju zamówienie społeczne do pracy Zarządu Głównego i Oddziałów.

R.

KURSY PRZYGOTOWAWCZE DO EGZAMINU NA STOPIEŃ INŻYNIERA

W grudniu 1949 r. rozpoczęły swą działalność Państwowe Komisje Weryfikacyjno-Egzaminacyjne przy Wyższych Uczelniach technicznych, aby na mocy Ustawy o stopniu inżyniera nadawać tytuł inżyniera tym pracownikom technicznym, którzy — dzięki swym umiejętnościom fachowym i nabytemu doświadczeniu w ciągu swej nieraz długoletniej pracy w przemyśle — stoją w rzeczywistości na poziomie inżynierskim i którzy w przedwojennej Polsce nie mieli możliwości ukończenia wyższych studiów technicznych, a tym samym uzyskania awansu społecznego.

Jak wykazały obserwacje członków Komisji Weryfikacyjno-Egzaminacyjnych większość kandydatów ubiegających się o tytuł inżyniera — pomimo dobrego opanowania zagadnień technicznych od strony praktyki, posiada znaczne braki w swych wiadomościach z zakresu przedmiotów teoretycznych i podstawowych, jak matematyka, fizyka, mechanika, chemia, wytrzymałość materiałów itd. Z szeregu przyczyn powodujących wstrzymywanie się techników-praktyków od ubiegania się, drogą zdawania egzaminu, o uzyskanie stopnia inżyniera — te właśnie braki i niedociągnięcia w wiadomościach z zakresu podstawowych przedmiotów teoretycznych były przyczyną główną. Powyższy stan rzeczy skłonił Naczelną Organizację Techniczną oraz zrzeszone w niej Stowarzyszenia branżowe do podjęcia już w końcu 1949 r. w myśl wytycznych V Plenum KC PZPR szeroko zakrojonej akcji doszkalania drogą uruchomienia 6-cio miesięcznych Kursów Przygotowawczych do egzaminu na stopień inżyniera dla osób uprawnionych w myśl „Ustawy o stopniu inżyniera“ do ubiegania się o tytuł inżyniera na podstawie egzaminu przed właściwymi Komisjami Weryfikacyjno-Egzaminacyjnymi. Celem i zadaniem tak pomyślnych kursów jest zarówno ułatwienie kandydatom pomyślnego złożenia egzaminu jak i podniesienie poziomu wiadomości z dziedziny techniki i rozszerzenia zakresu wiadomości ogólnych i teoretycznych.

Ogólna koncepcja Kursów.

Zasadniczą formą nauczania, przyjętą przez NOT dla doszkolenia kandydatów ubiegających się o stopień inżyniera, są kursy korespondencyjne, jako da-

jące możliwość przygotowania do egzaminu osób rozproszonych w terenie przy pomocy odpowiednio opracowanych skryptów. W niektórych przypadkach w środowiskach o wystarczającej liczbie słuchaczy i, o ile w danej specjalności nie został przewidziany kurs korespondencyjny, przewidziane są również kursy słuchowe, względnie kombinowane „słuchowo-korespondencyjne“.

Wychodząc z założenia, że przyjęci na kurs kandydaci posiadają już wystarczające kwalifikacje techniczne nabyte dzięki dłuższej praktyce z zakresu obranego zawodu — programy Kursów Przygotowawczych obejmują przede wszystkim przedmioty podstawowe i teoretyczne (jak matematyka, mechanika, fizyka, chemia, wytrzymałość materiałów, elektrotechnika itd.) oraz przedmioty o charakterze ekonomiczno-społecznym („Zagadnienia Polski Współczesnej“). Jednakże programy kursów uwzględniają również przedmioty specjalne dla danej gałęzi techniki lub przemysłu. Oprócz dostarczenia książek i skryptów przewidziane zostały w ramach trwania kursu rozmaite formy pomocy w nauce dla uczestników kursu jak: a) wykłady bezpośrednie, b) przerabianie zadań i ćwiczenia praktyczne w pracowniach i laboratoriach, c) korzystanie z poradni koleżeńskich w ośrodkach konsultacji, organizowanych przez Oddziały NOT w większych miastach wzgl. ośrodkach fabrycznych.

Czas trwania Kursu Przygotowawczego wynosi w zasadzie nie krócej niż 6 miesięcy, choć przy korespondencyjnej metodzie szkolenia okres studiów może ulec pewnemu przedłużeniu dla kursantów opóźniających się w studiach.

Za udział w kursie uczestnicy nie ponoszą żadnych opłat, ani nie opłacają wpisowego, a jedynie pokrywają w całości (ratalnie) bezpośrednie koszty opracowania, druku i dostarczenia skryptów oraz opłacają do zł. 60 miesięcznie w razie korzystania z wykładów bezpośrednich.

Całość akcji organizowania i prowadzenia kursów finansowana jest przez NOT drogą przyznawania odpowiednich subwencji z pozycji budżetu przeznaczonych na akcję szkolenia kadr technicznych.

Ze względów organizacyjnych i finansowych ilość uczestników poszczególnego kursu nie powinna przekraczać w zasadzie 600—700 osób. Zgodnie z zasadniczym założeniem na kursy przyjmowani są jedynie ci kandydaci, którzy odpowiadają warunkom przewidzianym w art. 7 „Ustawy“.

Przyjmowanie kandydatów na kursy kwalifikują specjalne komisje czynne przy Stowarzyszeniach branżowych NOT; komisje te muszą brać pod uwagę nie tylko stronę formalną wymagań „Ustawy“, lecz również w stosunku do kandydatów podchodzić z punktu widzenia społecznego, mając na względzie, że z dobrodziejstw „Ustawy“ powinny korzystać przede wszystkim jednostki, które w okresie przedwzrostowym nie mogły uzyskać stopnia inżyniera, bądź ze względu na warunki materialne, bądź ze względów społeczno-politycznych.

Zgłaszanie NOT wniosków na uruchomienie danego kursu, jak również opracowanie preliminarzy budżetowych, administrowanie i prowadzenie kursu należy do uprawnień i obowiązków Zarządów Głównych Stowarzyszeń NOT; Stowarzyszenia ponoszą odpowiedzialność za właściwy kierunek studiów i sprawność prowadzenia kursów na podstawie zatwierdzonych przez NOT programów i budżetów oraz za gospodarkę finansową i sprawozdawczość kursów.

Całość akcji prowadzona jest przez NOT w ścisłym porozumieniu i za zgodą Ministerstwa Szkół

Wyższych i Nauki. Opiniowanie programów, zakresu studiów, wartości skryptów należy do obowiązków Komisji Głównej NOT do spraw stopnia inżyniera — Podkomisja Kursów Przygotowawczych.

Należy wyraźnie zaznaczyć, że uczestnictwo w kursie nie daje uczestnikom żadnych specjalnych przywilejów i prerogatyw przy przystępowaniu do egzaminu przed Komisjami Weryfikacyjno-Egzaminacyjnymi: ci uczestnicy, którzy odrobili wszystkie przepisane programem Kursu ćwiczenia, repetycje i kollokwia, otrzymują jedynie świadectwo przesłuchania Kursu.

Dotychczasowe osiągnięcia NOT oraz zamierzenia na okres do końca 1951 r.

Do szerzej zorganizowanej akcji uruchamiania kursów NOT przystąpiła dopiero z początkiem II kwartału ubiegłego roku. W ciągu roku 1950 na 7 kursach studiowało ok. 1570 kandydatów. W I-szym półroczu 1951 r. ogólna liczba uczestników prowadzonych przez Stowarzyszenia branżowe NOT 7 kursów wynosiła już 2052 osób, przy czym wobec masowego zgłaszania się kandydatów z terenu całego kraju, łączna liczba uczestników, zakładając, że wszystkie zaplanowane na rok bieżący kursy zostaną uruchomione, wzrośnie do blisko 4300 osób.

Liczba osób, które po ukończeniu kursów uzyskały tytuł inżyniera na podstawie pomyślnego złożenia przed Komisjami W. E. była w r. 1950 jeszcze nieznaczna (18 osób) — a to z uwagi, że większość kursów zakończyła się dopiero pod koniec II-go półroczu 1951 r. Liczba absolwentów kursów przygotowawczych, którzy w I-ej połowie r. b. zgłosili się do egzaminu przed Komisjami W. E. wyniosła narazie z górą 200 osób, przy czym większość absolwentów kursów już zakończonych przystąpi do egzaminu pod koniec r. b., a absolwenci kursów zaplanowanych na II-gie półrocze zgłoszą się do egzaminu w r. 1952.

Zakładając ostrożnie, że z tych czy innych istotnych powodów ok. 40% ogólnej liczby uczestników kursów zrezygnuje z przystąpienia do ostatecznego egzaminu na stopień inżyniera — to jednak można konkretnie założyć, że kadry inżynierskie Polski Ludowej, dzięki akcji Kursów Przygotowawczych powiększą się w okresie lat 1950—1952 o około 3300 nowych inżynierów.

Akcja Kursów NOT w latach 1950/51.

W r. 1950/51 uruchomionych zostało 7 kursów przygotowawczych do egzaminu na stopień inżyniera przez następujące Stowarzyszenia branżowe:

- 1) SIMP,
- 2) Związek Mierniczych RP.,
- 3) SIT Przem. Chemicznego (Sekcja Ceramików),
- 4) SIT Przem. Węglowego,
- 5) SIT Przem. Włókienniczego,
- 6) SIT Przem. Roln.-Spoż.,
- 7) Stow. Elektryków Polskich.

Ogólna liczba uczestników kursów wynosiła ok. 2052 osoby. Z powyższej liczby 7 w/wym. kursów — 4 zostały już całkowicie zakończone, a reszta zakończy się na jesieni roku bieżącego. Na II-gie półrocze 1951 r. Naczelna Organizacja Techniczna w porozumieniu ze Stowarzyszeniami branżowymi zaplanowała uruchomienie szeregu innych kursów przygotowawczych przewidzianych dla ok. 2250 uczestników. Uruchomienie tych kursów uzależnione jest od otrzymania przez NOT dodatkowych kredytów ze Skarbu Państwa.

KOMISJA GŁÓWNA NOT DO SPRAW STOPNIA INŻYNIERA

Realizacja ustawy o stopniu inżyniera stawia przed NOT konieczność rozwiązywania całego szeregu zasadniczych zagadnień związanych z ustawą.

W celu skoordynowania poczynąń na tym odcinku została z dniem 9 maja 1951 r. powołana przez władze NOT Komisja Główna NOT do spraw Stopnia Inżyniera, jako organ NOT planujący, koordynujący i opiniujący ważniejsze kwestie związane z realizacją ustawy.

Do składu Komisji weszli przedstawiciele Stowarzyszeń branżowych NOT.

Zważywszy na społeczny aspekt spraw związanych z ustawą — Komisja NOT utrzymuje stałą współpracę z Centralną Radą Związków Zawodowych i Departamentem Studiów Technicznych Ministerstwa Szkół Wyższych i Nauki; delegaci tych instytucji biorą stały udział w obradach Komisji, co zapewnia stałą, jednolitą i zgodny kierunek poczynąń w sprawach Ustawy.

W myśl regulaminu działalność Komisji rozciąga się na następujące zagadnienia:

- a) sprawy dotyczące szkolenia kadr inżynierskich (Korespondencyjne Kursy, Przygotowawcze do egzaminu na stopień inżyniera przed Komisjami Weryf.-Egzaminacyjnymi),
- b) sprawy związane z Komisjami Weryf.-Egzaminacyjnymi,
- c) załatwianie odwoływań od decyzji Komisji Stowarzyszeń NOT kwalifikujących kandydatów do stopnia inżyniera,
- d) opiniowanie wniosków dotyczących uznania niektórych uczelni lub wydziałów za równorzędne z wymienionymi w art. 6 „Ustawy“.

Komisja Główna wyłoniła 2 Podkomisje:

- a) „Podkomisję Kursów Przygotowawczych“ oraz
- b) „Podkomisję Odwoławczą“.

Do zadań Podkomisji Kursów Przygotowawczych do egzaminu na stopień inżyniera należy opiniowanie

programów tych kursów, koordynowanie akcji wydawniczej skryptów oraz stała współpraca z Wydziałem Studiów Inżynierskich NOT w zakresie ustalania metod doszkalania kadr inżynierskich przy pomocy kursów.

Podkomisja Odwoławcza Komisji Głównnej do spraw Stopnia Inżyniera została powołana na I zebraniu Komisji Głównnej w dniu 7 czerwca rb. Zadaniem tej Podkomisji jest rozpatrywanie odwołań kandydatów do stopnia inżyniera od decyzji wydawanych przez Komisje Kwalifikacyjne Stowarzyszeń branżowych NOT w sprawie potwierdzania praktyk zawodowych tych kandydatów.

Komisje Kwalifikacyjne Stowarzyszeń branżowych w przypadkach wydawania negatywnych opinii powinny podać motywy odmowy potwierdzenia praktyki zawodowej kandydata, a następnie zaznaczyć, że zgodnie z niniejszym okólnikiem — kandydatowi przysługuje prawo odwołania się od tej decyzji do Podkomisji Odwoławczej Komisji Głównnej NOT do spraw Stopnia Inżyniera.

Przy powtórным opiniowaniu praktyki kandydata Komisja Kwalifikacyjna winna rozpatrywać wyłącznie pod kątem zaleceń i wytycznych Podkomisji Odwoławczej.

Podkomisja Odwoławcza potwierdza opinię Komisji Kwalifikacyjnej danego Stowarzyszenia, albo też ją uchyla, przesyłając Komisji Kwalifikacyjnej sprawę do ponownego rozpatrzenia, z jednoczesnym podaniem swych wytycznych i uwag na podstawie Ustawy o stopniu inżyniera.

Powtórna decyzja Komisji Kwalifikacyjnej Stowarzyszenia branżowego jest ostateczną.

Podkomisja Odwoławcza może zaprosić przedstawiciela Komisji Kwalifikacyjnej danego Stowarzyszenia do wzięcia udziału z głosem doradczym w zebraniu, na którym rozpatrywane są odwołania kandydatów do stopnia inżyniera.

Sekretarz Generalny NOT
mgr inż. J. W. Czarnowski

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — Inż. M. CHUDZYŃSKI

REDAKTORZY DZIAŁOWI: Inż. M. MIKULSKI, Inż. K. PUCZYŃSKI, Inż. A. RIEDEL,

Inż. Z. SOCHOŃ, Inż. T. SUSZCZEWSKI, Inż. J. WOKROJ

Redaktor Techniczny Centralnej Redakcji Technicznej NOT: 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

Cena 1 numeru 15 zł.

KONKURS

na osiągnięcie najlepszych wyników dzięki wprowadzeniu i stosowaniu metody inż. Kowalowa

Centralna Rada Związków Zawodowych przy udziale Naczelnej Organizacji Technicznej i Głównego Instytutu Pracy ogłasza konkurs na osiągnięcie najlepszych wyników uzyskanych dzięki wprowadzeniu i stosowaniu metody inż. Kowalowa.

Celem Konkursu jest przyczynienie się do jak najszerszego wprowadzenia metody inż. Kowalowa do produkcji dla podniesienia wydajności pracy, obniżenia kosztów własnych i polepszenia jakości produkcji.

Część I (ogólna)

Pkt. 1. Udział w konkursie mogą brać: zespoły, brygady lub grupy produkcyjne zakładów pracy, a także poszczególni pracownicy.

W konkursie mogą brać również udział ci, którzy już wprowadzają metodę inż. Kowalowa.

Pkt. 2. Przystępujący do konkursu winni złożyć pisemne zgłoszenia do Wydziału Ekonomicznego CRZZ w Warszawie, ul. Kopernika nr 36/40.

Pkt. 3. Zgłoszenie do konkursu winno zawierać: pełną nazwę zakładu pracy i jego adres oraz dokładne określenie zespołu, brygady w przypadku zgłoszeń indywidualnych również — imię, nazwisko oraz stanowisko w zawodzie biorącego udział w konkursie.

W zgłoszeniu należy również podać, na jakim odcinku pracy wprowadzona zostanie metoda inż. Kowalowa.

Pkt. 4. Przy zgłaszaniu prac konkursowych do 1-go i 2-go etapu konkursu oprócz danych cyfrowych, należy dać szczegółową część opisową.

Pkt. 5. Konkurs dzieli się na dwa etapy: a) 1-szy etap, dotyczący planów i harmonogramów wprowadzenia metody inż. Kowalowa. b) 2-gi etap, dotyczący wyników osiągniętych w czasie trwania konkursu na podstawie wyżej wymienionych planów i harmonogramów.

Pkt. 6. Wyniki osiągnięć poszczególnych uczestników konkursu 1-go i 2-go etapu zostaną ocenione i rozpatrzone przez sąd konkursowy, w skład którego wejdą: Przedstawiciele CRZZ, Naczelnej Organizacji Technicznej, Gł. Instytutu Pracy oraz przedstawiciel odpowiednich władz i najbardziej zasłużeni przodownicy pracy i racjonalizatorzy produkcji.

Część II (szczegółowa)

Warunki konkursu etapu pierwszego.

Etap pierwszy, obejmujący opracowanie planów i harmonogramów na wprowadzenie metody inż. Kowalowa, stanowi oddzielną część konkursu, która będzie oceniana oddzielnie i za którą to część będą przyznane osobne nagrody.

Pkt. 1. Zespoły, brygady lub grupy produkcyjne zakładów pracy a także poszczególni pracownicy, zgodnie z pkt. 2-gim części I-ej, winni złożyć prace konkursowe do Sekretariatu Konkursu przy Wydziale Ekonomicznym CRZZ (Warszawa, ul. Kopernika 36/40) do dnia 30 września 1951 roku.

W zgłoszeniu tym należy podać:

a) plany i harmonogramy oraz odpowiedni opis;

b) stwierdzenie, czy dotychczas już istniały w zakładzie pracy plany i harmonogramy dotyczące metody inż. Kowalowa, czy też wprowadza się je po raz pierwszy;

c) inne dane, wymienione w pkt. 3 części I-ej.

Pkt. 2. Plany i harmonogramy winny obejmować czasokres od chwili złożenia zgłoszenia o przystąpieniu do konkursu do dnia 31 grudnia 1951 r.

Pkt. 3. Opracowanie planów i harmonogramów winno być wykonane szczegółowo, aby umożliwić zorientowanie się, w jaki sposób i na jakiej jednostce zakładu pracy, względnie stanowisku pracy, oraz w jakim czasie będzie wprowadzona metoda inż. Kowalowa.

Pkt. 4. Ocena planów i harmonogramów dokonana będzie przez sąd konkursowy, o którym mowa w pkt. 6 części I-ej, do dnia 30 listopada 1951 r.

Pkt. 5. Za najlepsze prace przyznane będą następujące nagrody:

jedna I nagroda dla zespołu — 6000 zł	jedna I nagroda indywid. do 2000 zł
trzy II „ „ „ po 4000 zł	jedna II „ „ „ 1500 zł
osiem III „ „ „ „ 2000 zł	trzy III „ „ „ każda do 1000 zł

Pkt. 6. Nagrody dla zespołów będą wypłacane na ręce upoważnionego przez zespół (odnosi się to również do nagród II-go etapu konkursu).

Część III (szczegółowa)

Drugi etap konkursu dotyczy wyników, osiągniętych na podstawie planów i harmonogramów, które stanowiły temat 1-go etapu konkursu zarówno nagrodzonych w I-szym etapie jak i nienagrodzonych.

Pkt. 1. Zespoły, brygady lub grupy produkcyjne oraz indywidualni pracownicy, chcący wziąć udział w II etapie konkursu, winni złożyć do Sekretariatu Konkursu przy Wydziale Ekonomicznym CRZZ (Warszawa, ul. Kopernika 36/40) do końca lutego 1952 r. szczegółowe dane, ilustrujące wyniki stosowania metody inż. Kowalowa, osiągnięte w ramach złożonych planów i harmonogramów w pierwszym etapie konkursu.

Dane te niezależnie od odpowiedniego opisu, obejmować winny osiągnięcia w zakresie:

a) wydajności pracy,

b) kosztów własnych

Jednocześnie dla dokonania porównania należy złożyć odpowiednie dane, dotyczące okresu poprzedzającego konkurs, to jest od 1 stycznia 1951 r. do 30 czerwca 1951 roku.

Pkt. 2. Dane wymienione w pkt. 1 części III-ej muszą być potwierdzone przez kierownictwo zakładu pracy oraz radę zakładową.

Pkt. 3. Przy ocenie wyników nie będą brane pod uwagę osiągnięcia uzyskane przez zastosowanie nowych urządzeń technicznych.

Pkt. 4. Za najlepsze wyniki osiągnięte w II-gim etapie konkursu będą przyznane, do dnia 31 marca 1952 r., następujące nagrody pieniężne:

jedna I nagroda dla zespołu	— 10.000 zł	jedna I nagroda indywidualna	do 3.000 zł
trzy II-gie nagrody dla zespołów	po 5.000 zł	jedna II nagroda indywidualna	do 2.000 zł
osiem III-ich nagród dla zespołów	po 3.000 zł	trzy III-cie nagrody indywid.	każda do 1.000 zł

oraz dyplomy i nagrody rzeczowe.

Centralna Rada Związków Zawodowych
Naczelna Organizacja Techniczna
Główny Instytut Pracy